



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE

***Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture e del
Recupero Edilizio e Urbano***

XII Ciclo N.S. (2010-2013)

**INFLUENZA DEL COMPORTAMENTO CICLICO DEI
COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA SULLA
RISPOSTA SISMICA DI TELAI IN ACCIAIO REGOLARI
O IN PRESENZA DI “SET-BACKS”**

Marina Troisi

Il Tutor
Ing. Rosario Montuori

Il Coordinatore
Prof. Ciro Faella

Il Co-Tutor
Prof. Vincenzo Piluso

Ringrazio il Professore Vincenzo Piluso e l'Ingegnere Rosario Montuori per avermi dato l'importante opportunità di intraprendere questo percorso di ricerca sostenendomi, guidandomi ed incoraggiandomi. Profonda è la mia stima umana e professionale.

Ringrazio l'Ingegnere Alessandra Longo, collega e amica, per il sostegno morale, didattico e affettivo.

Ringrazio l'Ingegnere Luigi Mastrandrea per l'amicizia e il supporto dimostratomi nel corso dei miei studi.

Infine, ringrazio l'Ingegnere Elide Nastri, compagna, collega e amica, con la quale ho condiviso gioie e dolori di questa importante esperienza.

Alle persone a me più care

Mamma

Papà

Paolo

Roberta

A te che mi guidi da lassù

Nonno Mimi

*«In India si dice che l'ora più bella è quella dell'alba,
quando la notte aleggia ancora nell'aria e il giorno non è ancora pieno,
quando la distinzione fra tenebra e luce non è ancora netta e per qualche
momento l'uomo, se vuole, se sa fare attenzione, può intuire che tutto ciò che
nella vita gli appare in contrasto, il buio e la luce, il falso e il vero non sono
che due aspetti della stessa cosa. Sono diversi, ma non facilmente separabili,
sono distinti, ma non sono due. Come un uomo e una donna, che sono sì
meravigliosamente differenti, ma che nell'amore diventano Uno.»*

Dal libro "**Un altro giro di giostra**" di Tiziano Terzani

INDICE

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 IRREGOLARITA' STRUTTURALE	5
1.1 Definizioni di base	5
1.2 Irregolarità in elevazione	8
1.3 Disposizioni normative.....	13
1.4 Uno sguardo generale sulla ricerca.....	23
1.5 Bibliografia.....	26
CAPITOLO 2 PROGETTAZIONE A COLLASSO CONTROLLATO ..	29
2.1 Introduzione	29
2.2 Influenza del meccanismo di collasso sulla risposta inelastica della struttura	33
2.3 Applicazione del teorema cinematico del collasso plastico per il controllo del meccanismo	37
2.4 Lavoro esterno compiuto dai carichi verticali	43
2.5 Introduzione al concetto di curva di equilibrio	44
2.6 Curve di equilibrio dei meccanismi analizzati	49
2.6.1 Meccanismo di tipo globale.....	57

2.6.2 Meccanismi di tipo 1	58
2.6.3 Meccanismi di tipo 2	60
2.6.4 Meccanismi di tipo 3	61
2.7 Condizioni di progetto per il controllo del meccanismo di collasso	63
2.7.1 Condizioni per evitare meccanismi di tipo 1.....	65
2.7.2 Condizioni per evitare meccanismi di tipo 2.....	65
2.7.3 Condizioni per evitare meccanismi di tipo 3.....	66
2.8 Algoritmo di progetto	67
2.9 Valutazione della forza assiale nelle colonne al collasso	71
2.9.1 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G1.....	72
2.9.2 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G2.....	73
2.9.3 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G3.....	74
2.9.4 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G4.....	76
2.10 Bibliografia	78
 CAPITOLO 3 COMPORTAMENTO CICLICO DEI COLLEGAMENTI	
TRAVE-COLONNA	79
3.1 Introduzione	79
3.2 Collegamenti trave-colonna considerati	85
3.3 Descrizione dei test sperimentali	87
3.4 Cenni sui nodi considerati	95
3.4.1 Nodo EEP-CYC 02	95
3.4.2 Nodo EEP-DB-CYC 03	96
3.4.3 Nodo TS-CYC 04	97

3.4.4 Nodo TS-M2-460-CYC 09	99
3.5 Risultati delle prove sperimentali.....	104
3.5.1 Nodo EEP-CYC 02	104
3.5.2 Nodo EEP-DB-CYC 03	108
3.5.3 Nodo TS-CYC 04	112
3.5.4 Nodo TS-M2-460-CYC 09	117
3.5.5 Proprietà geometriche e meccaniche dei nodi	117
3.5.6 Descrizione dei risultati della sperimentazione	122
3.6 Bibliografia.....	127
CAPITOLO 4 MODELLAZIONE DEI COLLEGAMENTI TRAVE-	
COLONNA.....	133
4.1 Premessa.....	133
4.2 Collegamenti trave-colonna considerati	135
4.3 Modellazione del comportamento ciclico dei collegamenti con il	
programma IDARC 2D	137
4.3.1 Modellazione dell'involuppo monotono del diagramma ciclico momento-	
rotazione.....	140
4.3.2 Modellazione del comportamento ciclico dei collegamenti mediante il	
Polygonal Hysteretic Model	144
4.3.3 Modellazione del comportamento ciclico dei collegamenti mediante lo	
Smooth Hysteretic Model.....	150
4.4 Modellazione dei collegamenti con il programma SeismoStruct	158
4.5 Bibliografia.....	163

CAPITOLO 5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI TELAI REGOLARI.....	167
5.1 Premessa.....	167
5.2 Telaio analizzato e sua modellazione strutturale.....	169
5.3 Influenza del nodo trave-colonna sulla risposta sismica.....	173
5.4 Sintesi e commenti sui risultati ottenuti.....	213
5.5 Bibliografia.....	220
CAPITOLO 6 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI TELAI IRREGOLARI.....	223
6.1 Premessa.....	223
6.2 Telai irregolari analizzati e loro modellazione strutturale.....	225
6.3 Calcolo delle forze sismiche di progetto.....	230
6.4 Progetto delle travi.....	235
6.5 Progetto delle colonne a collasso controllato.....	237
6.6 Verifica del meccanismo di collasso mediante analisi push-over.....	242
6.7 Influenza del nodo trave-colonna sulla risposta sismica.....	245
6.8 Telaio Irregolare di Tipo 1.....	249
6.9 Sintesi e commenti sui risultati ottenuti per il telaio irregolare di tipo 1.....	257

6.10 Telaio Irregolare di Tipo 2	264
6.11 Sintesi e commenti sui risultati ottenuti per il telaio irregolare di tipo 2	272
6.12 Bibliografia	279
CAPITOLO 7 CONCLUSIONI	281
7.1 Premessa	281
7.2 Influenza della tipologia di collegamento trave-colonna.....	286
7.3 Confronto tra i telai regolari e irregolari.....	296

INTRODUZIONE

In accordo con i criteri della progettazione sismica tradizionale, la dissipazione dell'energia sismica in ingresso nei telai sismo-resistenti avviene in alcune zone degli elementi strutturali che vengono impegnate in campo plastico e che, quindi, devono essere dettagliate in maniera appropriata al fine di assicurare cicli di isteresi ampi e stabili. Inoltre, allo scopo di progettare strutture dissipative, è importante promuovere la formazione del maggior numero possibile di zone dissipative, controllando in maniera appropriata il meccanismo di collasso. A tale scopo, poiché la plasticizzazione delle colonne può portare alla formazione di meccanismi di collasso non dissipativi, le norme sismiche moderne, come l'ANSI-AISC 341-10 (AISC, 2010) e l'Eurocodice 8 (CEN 2005a), suggeriscono l'applicazione del criterio di gerarchia trave-colonna il quale impone che, in corrispondenza di ogni nodo trave-colonna, la rigidezza flessionale delle colonne collegate deve essere sufficientemente maggiore della rigidezza flessionale delle travi che convergono nel nodo. Ad ogni modo, è importante sottolineare che il soddisfacimento di questo criterio di progettazione è solo in grado di prevenire lo sviluppo di un meccanismo di piano ma non è sufficiente a garantire la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale (Mazzolani and Piluso, 1996; 1997).

Le zone dissipative possono essere localizzate alle estremità della trave o negli elementi di collegamento a seconda della tipologia di nodo trave-colonna impiegata. Infatti, le connessioni trave-colonna possono essere progettate sia come nodi a completo ripristino di resistenza, con una sufficiente sovraresistenza rispetto alla trave collegata concentrando le zone dissipative alle estremità delle

travi (Mazzolani and Piluso, 1996; Bruneau *et al.*, 1998, Faella *et al.*, 2000), o come nodo a parziale ripristino di resistenza, di modo che l'energia sismica in ingresso è dissipata attraverso l'impegno plastico di componenti nodali opportunamente selezionate.

L'uso di nodi rigidi a completo ripristino di resistenza è stato considerato tradizionalmente il modo migliore per dissipare l'energia sismica in ingresso, di conseguenza, le norme sismiche forniscono specifici criteri di progettazione per tali nodi mentre non ci sono raccomandazioni dettagliate sui collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

L'Eurocodice 8 ha aperto le porte all'uso dei nodi a parziale ripristino di resistenza al fine di concentrare la dissipazione dell'energia sismica in ingresso negli elementi di collegamento dei nodi trave-colonna. È stato riconosciuto che le connessioni semirigide a parziale ripristino di resistenza possono portare a capacità dissipative e duttilità compatibili con la domanda sismica, supponendo che essi siano stati opportunamente progettati attraverso una scelta appropriata delle componenti nodali dove deve avvenire la dissipazione.

Il presente lavoro di tesi si propone di valutare l'influenza della tipologia di nodo trave colonna sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio regolari e con irregolarità di tipo "set-backs" a partire dalla conoscenza del comportamento rotazionale ciclico dei nodi trave-colonna, al fine di sviluppare metodologie più accurate per la valutazione della prestazione sismica di strutture con collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

Le strutture considerate sono un telaio sismo-resistente in acciaio piano regolare e due telai piani sismo-resistenti in acciaio con irregolarità di tipo "set-backs"

progettati adottando una rigorosa metodologia basata sui teoremi limite del collasso plastico in grado di assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale (Mazzolani and Piluso, 1996; 1997).

Le tipologie di connessione considerate sono quattro nodi a parziale ripristino di resistenza, progettati al fine di ottenere la stessa resistenza flessionale di progetto partendo da dettagli costruttivi differenti e quindi portando a risorse di duttilità e caratteristiche dissipative del tutto diverse. Le prime tre connessioni sono state progettate mediante criteri di gerarchia a livello delle singole componenti mentre la quarta connessione è un nodo trave-colonna equipaggiato con dissipatori ad attrito posizionati in corrispondenza delle flange della trave collegata progettato e dettagliato al fine di dissipare l'energia sismica in ingresso in funzione del massimo spostamento richiesto in occasione di eventi sismici di tipo distruttivo.

La ragione per la quale questi nodi trave colonna sono stati investigati è legata alla disponibilità di risultati sperimentali relativi alla loro risposta rotazionale ciclica, in quanto essi sono stati testati all'interno di sub-assemblaggi strutturali presso il laboratorio delle strutture dell'Università degli Studi di Salerno. Infatti, il comportamento ciclico di tali nodi trave-colonna è complicato dallo sviluppo di degrado di resistenza e rigidezza e dal fenomeno del pinching all'aumentare del numero di cicli, fenomeni governati da regole che non possono essere dedotte mediante approcci teorici semplificati.

Al fine di valutare la risposta sismica dei telai in acciaio sismo-resistenti, è necessaria una modellazione accurata della struttura che sia in grado di rappresentarne correttamente sia la rigidezza che le caratteristiche di deformabilità, specialmente con riferimento alle connessioni trave-colonna, essendo la dissipazione dell'energia sismica in ingresso ottenuta attraverso la

plasticizzazione di tali elementi. Nello specifico, i nodi trave-colonna sono stati modellati attraverso elementi molla rotazionale inelastica posizionati alle estremità delle travi la cui curva momento-rotazione è caratterizzata da un comportamento ciclico che porta in conto sia il degrado di resistenza che di rigidità, nonché, il fenomeno del pinching. La modellazione dei collegamenti è avvenuta per mezzo di modelli isteretici disponibili nella libreria del programma strutturale IDARC 2D e del programma strutturale SeismoStruct. I parametri che caratterizzano il comportamento ciclico isteretico sono stati calibrati sulla base dei risultati sperimentali al fine di ottenere il miglior fitting.

Successivamente, è stata portata avanti una ricerca volta ad ottenere, a partire dal comportamento ciclico dei nodi così modellati, una previsione della risposta sismica della struttura attraverso l'uso di analisi dinamiche al fine di investigare l'influenza del dettaglio costruttivo del nodo sulla risposta sismica dei telai sismo-resistenti in acciaio regolari e con irregolarità di tipo "set-backs".

CAPITOLO 1 IRREGOLARITÀ STRUTTURALE

1.1 Definizioni di base

La tradizionale filosofia di progettazione delle strutture sismo-resistenti si basa sulla dissipazione dell'energia sismica in ingresso mediante escursioni in campo plastico che comportano il danneggiamento di elementi strutturali il quale deve essere controllato al fine di prevenire il collasso. La possibilità per una struttura di superare un evento sismico di tipo distruttivo è strettamente legata alla sua capacità di distribuire uniformemente il danno strutturale, questo perché, nei criteri di progettazione classici, la concentrazione del danno può condurre a meccanismi di collasso caratterizzati da una ridotta dissipazione dell'energia. Per tale ragione è universalmente riconosciuta la necessità di prevenire concentrazioni incontrollate dell'energia sismica in ingresso; un'eccezione è rappresentata dai casi in cui tale energia è intenzionalmente concentrata in elementi opportunamente dimensionati per la sua dissipazione.

Nel caso di edifici multipiano, una risposta sismica ottimale si ottiene quando il danno strutturale è distribuito uniformemente tra i diversi piani dell'edificio. La regolarità strutturale è generalmente considerata requisito indispensabile per impedire la concentrazione dell'energia sismica in ingresso in parti limitate della struttura. Ciò porta a un efficiente meccanismo di dissipazione e fornisce una previsione più affidabile del comportamento della struttura in campo plastico.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Sebbene il significato fisico del concetto di regolarità strutturale sia abbastanza intuitivo, la sua definizione quantitativa è particolarmente difficile. Esiste un gran numero di parametri che influenzano il meccanismo di dissipazione dell'energia e, quindi, la regolarità strutturale. Inoltre, per ogni dato livello di regolarità, l'affidabilità del progetto dipende dal tipo di modello strutturale e di analisi, che può essere statica o dinamica, elastica o inelastica.

La regolarità strutturale è convenzionalmente distinta in due tipi fondamentali che possono coesistere:

- regolarità in elevazione;
- regolarità in pianta.

La definizione *regolarità in elevazione* è usato per indicare la capacità della struttura di distribuire uniformemente la duttilità richiesta o il danno strutturale tra i diversi piani dell'edificio. Si può intuire facilmente che tale capacità è strettamente legata alla distribuzione di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza della struttura.

La definizione *regolarità in pianta* si riferisce alla capacità dell'edificio di vibrare distintamente in due piani verticali senza coppia torsionale. Quest'aspetto è considerato vantaggioso perché comporta una riduzione della concentrazione del danno negli elementi periferici e consente l'uso di assunzioni semplificative nella modellazione e nell'analisi strutturale. In analogia con quanto detto per la regolarità in elevazione, in questo caso la distribuzione del danno dipende dalla distribuzione in pianta di massa, rigidezza e resistenza.

La distinzione tra strutture regolari e irregolari è stata introdotta nei codici sismici moderni per consentire l'estensione dei risultati ottenuti dall'analisi della risposta sismica dei sistemi a un solo grado di libertà (SDOF) alle strutture multipiano reali. Dal punto di vista della caratterizzazione del danno strutturale, la differenza fondamentale tra i sistemi SDOF e quelli a più gradi di libertà (MDOF) è che, nei primi il danno strutturale può essere quantificato attraverso un solo parametro quale, ad esempio, la duttilità globale richiesta, mentre, nei sistemi MDOF, un solo parametro non è sufficiente, perché a un dato valore del parametro di riferimento possono corrispondere differenti meccanismi di collasso. Per tale ragione, l'estensione ai sistemi MDOF degli studi riguardanti la risposta sismica inelastica dei sistemi SDOF può avvenire solo sotto l'ipotesi di danno uniformemente distribuito, esclusivamente in questo caso il danno strutturale può essere quantificato mediante un unico parametro di danno anche per i sistemi MDOF. Infine, si può concludere che il concetto di regolarità strutturale può essere interpretato come un sinonimo di danno uniforme.

Dal punto di vista della progettazione, un aspetto importante è quello di fornire semplici regole progettuali per valutare la regolarità strutturale al fine di evidenziare quelle situazioni che potrebbero portare a concentrazioni dell'energia sismica in ingresso e quindi a un peggioramento del comportamento sismico in fase plastica. Nelle normative moderne, la necessità ha portato all'introduzione di un'ulteriore semplificazione che consiste nell'associare l'irregolarità strutturale a quella geometrica. Il problema stesso è molto complesso e deve essere considerato come un problema di ottimizzazione strutturale il quale è particolarmente oneroso essendo legato al comportamento inelastico della struttura. In alcuni casi sono disponibili procedure che permettono di affrontare la progettazione delle strutture in maniera semplificata considerando che l'irregolarità geometrica non comporta sempre quella strutturale.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

1.2 Irregolarità in elevazione

Con riferimento al volume dell'edificio, è generalmente accettato che forme chiuse e compatte sono le più favorevoli così che la configurazione ideale si ottiene quando l'edificio ha la forma di un parallelepipedo (Fig. 1.1). Le configurazioni irregolari sono caratterizzate dalla variazione delle linee di contorno lungo l'altezza dando origine ai *set-backs* o agli *off-sets* (Fig. 1.2); essi sono considerati irregolari perché le corrispondenti distribuzioni di massa e rigidezza non sono uniformi. Inoltre, anche se le linee di contorno dell'edificio sono regolari, esso va considerato irregolare anche quando la distribuzione verticale della rigidezza è alterata. Questo caso è mostrato in Fig. 1.3 in tre edifici nei quali l'alterazione della distribuzione verticale della rigidezza è da imputare all'assenza delle *tompagnature* di confine a un piano. Situazioni strutturali come questa possono portare a una concentrazione indesiderata dell'energia sismica in ingresso.

È utile notare che, quando la configurazione dell'edificio è caratterizzata da corpi con altezze diverse, essa può essere regolarizzata mediante l'introduzione di nodi di espansione (Fig. 1.4).

Un'altra condizione che produce un comportamento irregolare dell'edificio si ha quando esso è costruito su uno strato di terreno con proprietà geotecniche non uniformi. Anche in questo caso la struttura può essere regolarizzata inserendo nodi di espansione per isolare parti dell'edificio che giacciono su diversi tipi di suolo.

Durante un terremoto le parti dell'edificio separate dai nodi di espansione possono vibrare indipendentemente tra loro, ognuna secondo la propria dinamica con il rischio di collisioni. Poiché questo fenomeno di martellamento può minare

seriamente l'integrità dell'edificio, i nodi di estensione devono essere progettati in modo da consentire le massime oscillazioni tra le parti separate da essi.

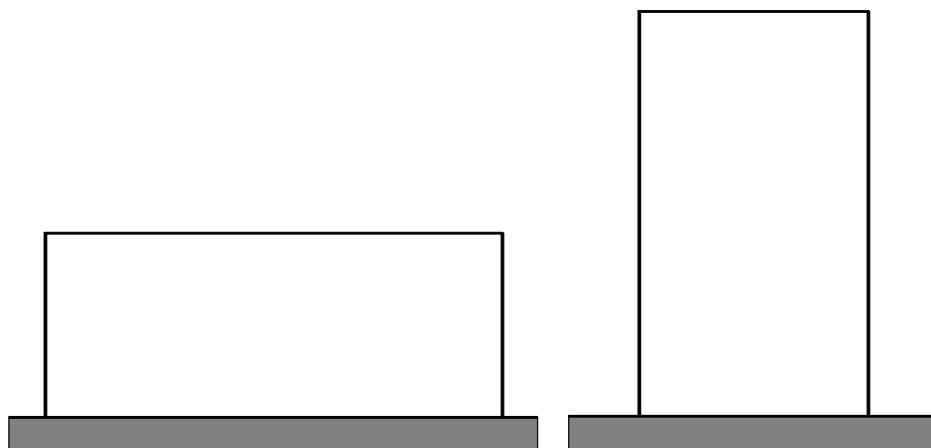


Fig. 1.1 - Edifici con forme chiuse e compatte

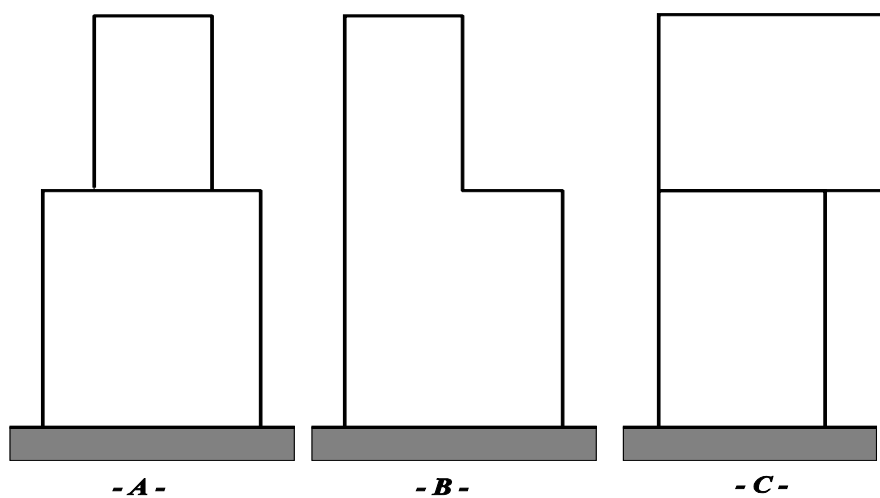


Fig. 1.2 - Configurazioni geometriche con "set - backs" (A e B) o "off - sets" (C)

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

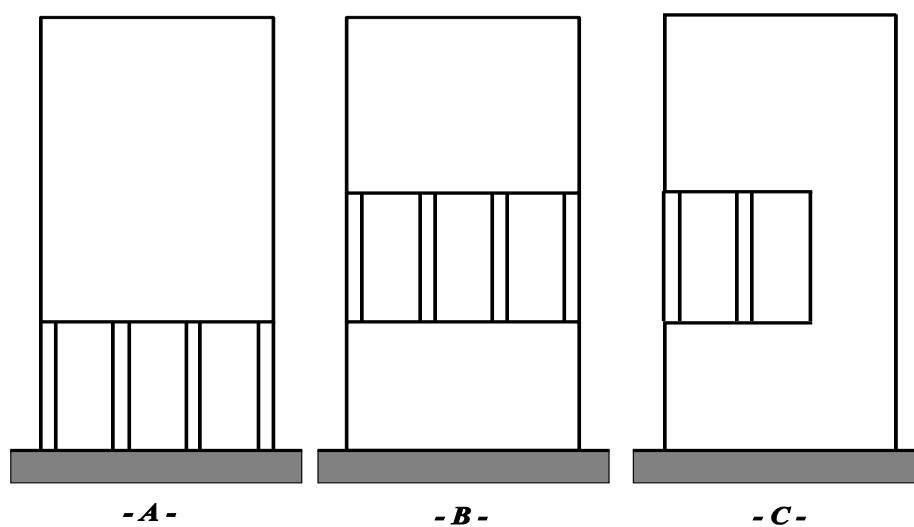


Fig. 1.3 - Distribuzione irregolare di rigidezza lungo l'altezza

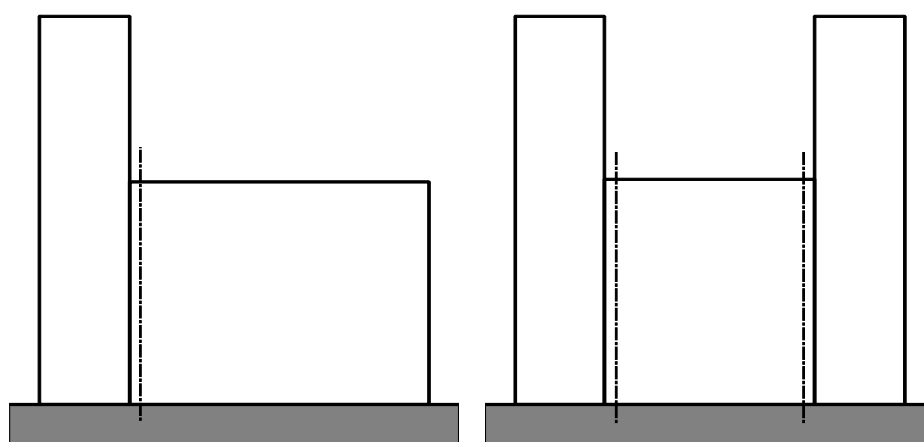


Fig. 1.4 - Suddivisioni in corpi indipendenti mediante nodi di espansione

Il tipo di fondazione può anche dare origine a configurazioni irregolari verticali. Questo è il caso in cui l'orografia del suolo non consente di costruire le fondazioni a un unico livello (Fig. 1.5a e Fig. 1.5b). Anche in questa situazione la soluzione migliore è ancora la suddivisione dell'edificio in parti indipendenti mediante l'inserimento di nodi di espansione. Quando ciò non può essere fatto, le colonne devono raggiungere lo stesso livello della zona sotto terra (Fig. 1.5c) in modo che tutte le fondazioni siano collocate allo stesso livello. Nel caso in cui questa scelta risulta particolarmente costosa, si può adottare la soluzione mostrata in Fig. 1.5d, che consiste nella costruzione di una struttura scatolare rigida in cemento armato che fa anche da base per la struttura sovrastante. Inoltre, un'altra situazione che dà origine a configurazioni irregolari è rappresentata da tutti i casi in cui si origina un trasferimento di forze non uniforme (Fig. 1.6) dovuto a diverse ragioni.

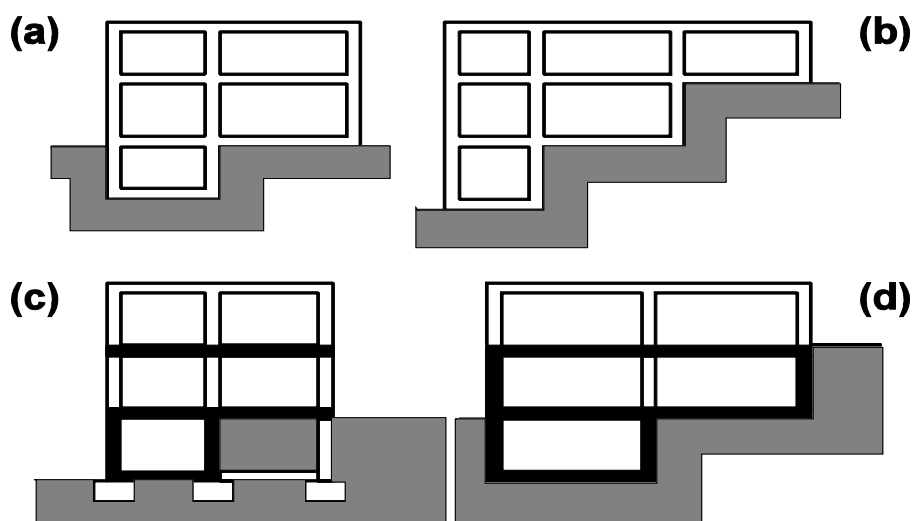


Fig. 1.5 - Configurazioni irregolari dovute all'orografia del terreno e soluzioni strutturali possibili corrispondenti

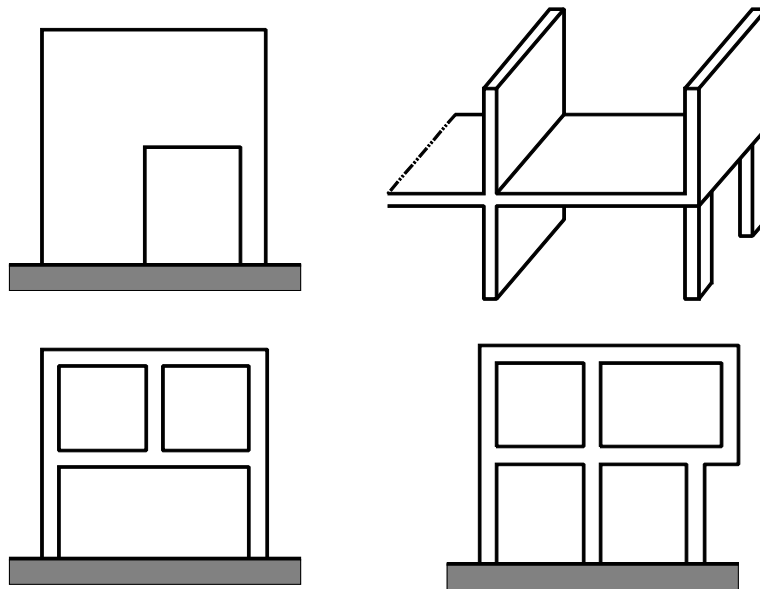


Fig. 1.6 - Configurazioni irregolari nelle quali insorge un trasferimento non uniforme delle forze

1.3 Disposizioni normative

Il paragrafo precedente ha evidenziato che c'è una grande varietà di situazioni strutturali nelle quali può nascere una concentrazione del danno dovuta alla configurazione geometrica. È chiaro, quindi, che non si può prevedere una soluzione quantitativa in grado di considerare tutte le situazioni strutturali. Per tale ragione, la normativa sismica moderna fornisce, in generale, solo previsioni qualitative, mentre la definizione quantitativa delle configurazioni strutturali da considerarsi irregolari è limitata alle tipologie strutturali più diffuse. È questo il caso delle configurazioni strutturali caratterizzate dalla presenza di *set-backs* o *offsets*.

L'Eurocodice 8 [1], al fine di limitare le incertezze e di garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche più gravose di quella di progetto, dispone l'adozione di una serie di misure pertinenti specifiche per la progettazione. Tra i principi guida che governano l'approccio progettuale vi sono la semplicità strutturale, la regolarità, la simmetria e l'iperstaticità, la resistenza e la rigidità bidirezionali e torsionali, la presenza di azioni membranali a livello dei piani e di strutture di fondazione adeguate.

Ai fini della progettazione in zona sismica, anche la normativa classifica le strutture degli edifici in regolari e irregolari.

La regolarità in pianta è caratterizzata da un'uniforme distribuzione degli elementi strutturali che permette una trasmissione rapida e diretta delle forze d'inerzia prodotte dalle masse distribuite dell'edificio. Come già accennato, anche la norma suggerisce che, se necessario, la regolarità può essere ottenuta dividendo l'intero edificio mediante appositi elementi di collegamento in unità dinamicamente

indipendenti, ovvero, strutture o parti di struttura soggette direttamente al moto del terreno e la cui risposta non è influenzata dalla risposta di strutture adiacenti, purché questi elementi di collegamento siano progettati nei confronti di possibili collisioni delle singole unità. Per gli edifici che soddisfano i criteri di regolarità in pianta, si può assumere che l'azione sismica agisca separatamente lungo i due assi ortogonali principali orizzontali della struttura.

La normativa sottolinea l'importanza della regolarità dell'edificio nello sviluppo verticale della struttura la quale consente di evitare la formazione di zone sensibili ove vi sia una grande concentrazione di sforzi o notevoli richieste di duttilità che potrebbero essere causa di un prematuro collasso.

Per il raggiungimento di tali caratteristiche di regolarità, inoltre, si ritiene appropriata una disposizione simmetrica degli elementi strutturali. L'utilizzo di elementi strutturali distribuiti uniformemente aumenta l'iperstaticità e permette una redistribuzione più favorevole degli effetti dovuti alle azioni e una maggior dissipazione di energia da parte dell'intera struttura.

L'Eurocodice 8 stabilisce i criteri che definiscono la regolarità in pianta e in elevazione questo perché la distinzione tra edifici regolari e irregolari si riflette su diversi aspetti della progettazione in zona sismica quali:

- modello strutturale, che può essere un modello piano semplificato o un modello spaziale;
- metodo di analisi, che può essere un'analisi semplificata con spettro di risposta (metodo delle forze laterali) o un'analisi modale;

- valore del coefficiente di comportamento q , che deve essere diminuito per edifici irregolari in elevazione moltiplicando il valore di riferimento per 0,8.

Con riferimento alle implicazioni della regolarità strutturale sull'analisi e sulla progettazione, vengono fatte considerazioni separate per quanto riguarda le caratteristiche di regolarità di un edificio in pianta ed in elevazione (Tabella 1.1).

Tabella 1.1 - Effetti della regolarità strutturale sull'analisi e sulla progettazione sismica

Regolarità		Semplificazione concessa		Coefficiente di comportamento (per analisi lineare)
Pianta	Elevazione	Modello	Analisi lineare-elastica	
Si	Si	Piano	Forza laterale	Valore di riferimento
Si	No	Piano	Modale	Valore diminuito
No	Si	Spaziale	Forza laterale	Valore di riferimento
No	No	Spaziale	Modale	Valore diminuito

La norma classifica come regolari in elevazione gli edifici che soddisfano tutte le condizioni elencate di seguito:

- tutti i sistemi resistenti ai carichi laterali, come nuclei irrigidenti, pareti strutturali o telai, si devono sviluppare senza interruzioni dalle loro fondazioni fino alla sommità dell'edificio o, se sono presenti arretramenti a differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- sia la rigidezza laterale sia la massa dei singoli piani devono rimanere costanti o ridursi gradualmente, senza brusche variazioni, dalla base alla sommità di un particolare edificio;

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

- in edifici intelaiati, si raccomanda che il rapporto tra la resistenza effettiva di un certo piano e quella richiesta dall'analisi, non vari sproporzionalmente tra piani successivi.

Quando sono presenti set-backs, si devono applicare le seguenti condizioni aggiuntive:

- nel caso di set-backs graduali che conservino la simmetria assiale, il set-back a un certo piano non deve essere maggiore del 20% della dimensione in pianta del piano precedente nella direzione dell'arretramento (Fig. 1.7a e Fig. 1.7b);
- nel caso di un unico set-back posizionato al di sotto di un'altezza pari al 15% dell'altezza totale del sistema strutturale principale, questo non deve essere maggiore del 50% della dimensione in pianta del piano precedente (Fig. 1.7c). In tal caso, si raccomanda che la prima parte della struttura che cade nel perimetro descritto dai piani dopo l'arretramento sia progettata in modo da sopportare almeno il 75% delle forze orizzontali di taglio che si svilupperebbero in tale zona in un analogo edificio senza la base allargata;
- nel caso in cui i set-backs non conservino la simmetria, la somma dei set-backs di tutti i piani in una data direzione non deve essere maggiore del 30% della corrispondente dimensione in pianta al piano terra sopra la fondazione o sopra la sommità di un basamento rigido; i singoli set-backs non devono essere maggiori del 10% della dimensione in pianta del piano precedente (Fig. 1.7d).

Si raccomanda che i criteri di regolarità forniti dalla normativa siano considerati come condizioni necessarie e, inoltre, si deve verificare che la regolarità assunta

per la struttura dell'edificio non sia pregiudicata da altre caratteristiche, non incluse in questi criteri.

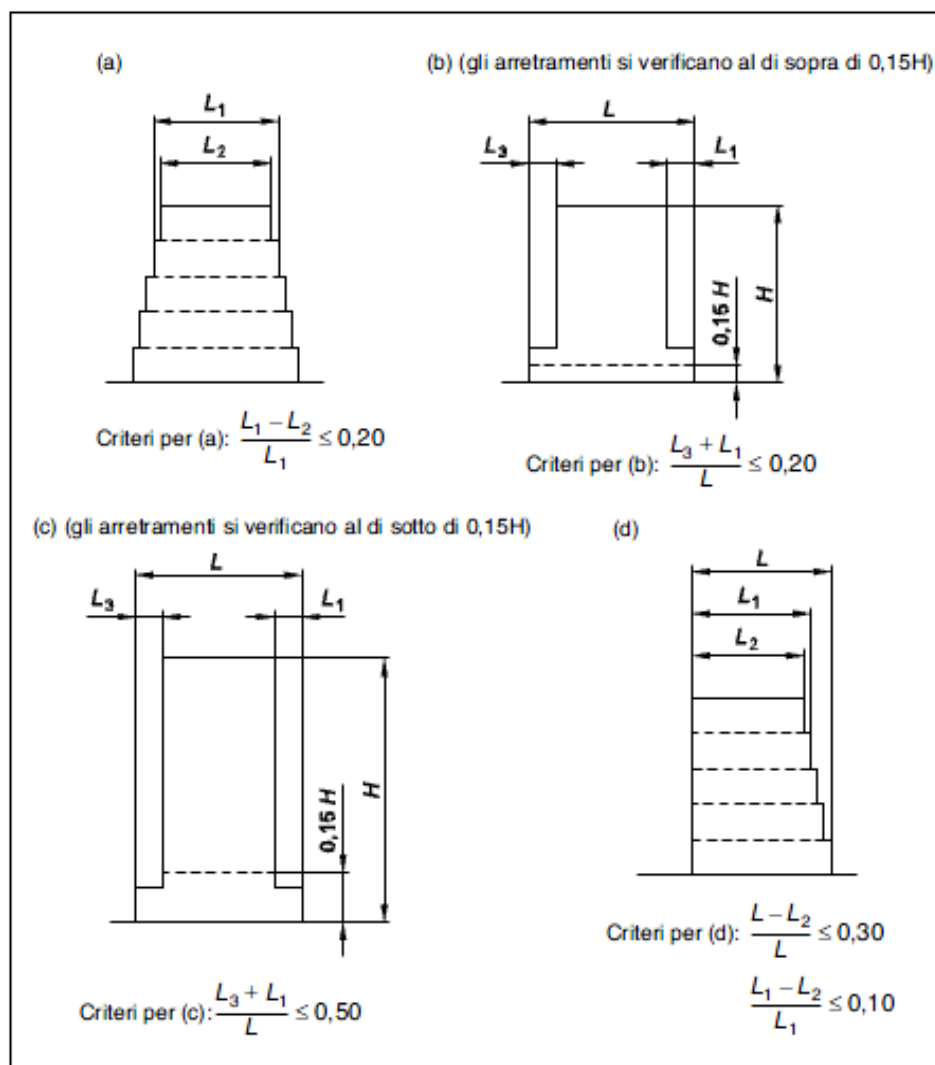


Fig. 1.1 - Definizione delle configurazioni verticali irregolari nell'Eurocodice 8

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Per quanto riguarda l'analisi, il metodo di riferimento per la determinazione degli effetti sismici deve essere l'analisi modale con spettro di risposta, utilizzando un modello elastico-lineare della struttura e lo spettro di progetto per analisi elastica. A seconda delle caratteristiche strutturali dell'edificio si può seguire uno dei seguenti due tipi di analisi elastico-lineare:

- il metodo di analisi delle forze laterali;
- l'analisi modale con spettro di risposta.

In alternativa a un metodo lineare, può anche essere usato un metodo non-lineare, come:

- l'analisi statica non-lineare (pushover);
- l'analisi non-lineare nel dominio del tempo (dinamica).

A seconda della classe d'importanza dell'edificio, può essere eseguita un'analisi lineare elastica utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale, se i criteri di regolarità in pianta sono soddisfatti o se sono rispettate le seguenti speciali condizioni di regolarità:

- a) l'edificio deve avere pannelli di tamponamento e tramezzi ben distribuiti e relativamente rigidi;
- b) l'altezza dell'edificio non deve essere maggiore di 10 m;
- c) la rigidezza in pianta degli impalcati deve essere abbastanza grande rispetto alla rigidezza laterale degli elementi strutturali verticali, in modo tale che si possa ipotizzare un comportamento rigido della membratura;
- d) i centri di rigidezza laterale e di massa devono essere ciascuno approssimativamente su una linea verticale e, nelle due direzioni

orizzontali di analisi, devono soddisfare specifiche condizioni definite dalla norma stessa.

Negli edifici che soddisfano tutte le condizioni appena definite ad eccezione della d), può anche essere eseguita un'analisi elastico-lineare utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale, ma in tali casi si raccomanda che tutti gli effetti dell'azione sismica ottenuti dall'analisi siano moltiplicati per 1,25.

Gli edifici che non rispettano nessuno dei criteri finora esposti devono essere analizzati utilizzando un modello spaziale. In tal caso, l'azione sismica di progetto deve essere applicata lungo tutte le direzioni orizzontali principali (rispetto alla disposizione strutturale dell'edificio) e le loro direzioni orizzontali ortogonali.

Agli edifici che soddisfano i criteri di regolarità in elevazione, di cui si è fatto cenno, può essere applicato il metodo di analisi con forze laterali a patto che essi abbiano periodi fondamentali di vibrazione T_1 nelle due direzioni principali minori dei seguenti valori:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0s \end{cases} \quad (1.1)$$

dove T_c è il limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione. In tali edifici, infatti, la risposta non è significativamente influenzata dai contributi dei modi di vibrazione più alti del modo fondamentale in ogni direzione principale.

Agli edifici che non soddisfano le condizioni definite per l'applicazione del metodo di analisi con forza laterale, deve essere applicata l'analisi modale con spettro di

risposta che porta in conto la risposta di tutti i modi di vibrazione che contribuiscono in maniera significativa alla risposta globale.

Tabella 1.2 - Limite superiore dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in altezza

Tipologia strutturale	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
a) Telai resistenti a flessione	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Telaio con elementi di controvento concentrici		
Elementi di collegamento diagonali	4	4
Elementi di collegamento a V	2	2,5
c) Telaio con elementi di controvento eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Pendolo capovolto	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Strutture con nuclei di calcestruzzo o pareti di calcestruzzo	Vedere sezione 5	
f) Telaio resistente a flessione con elementi di controvento concentrici	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Telaio resistente a flessione con tamponamenti	2	2
Calcestruzzo non connesso o tamponamenti di muratura in contatto con il telaio	Vedere sezione 7	
Tamponamenti di calcestruzzo armato connesso		
Tamponamenti isolati del telaio flettente (vedere telai flettenti)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

In alternativa al progetto basato su un'analisi elastica-lineare che utilizza il coefficiente di comportamento q può essere applicata l'analisi *pushover*. Quest'ultima è un'analisi statica non-lineare eseguita sotto condizioni di carichi gravitazionali costanti e carichi orizzontali monotonamente crescenti. In genere, si

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

eseguono due analisi indipendenti con carichi laterali applicati in una sola direzione.

Per gli edifici regolari in pianta e per quelli che soddisfano le condizioni speciali di regolarità, l'analisi può essere eseguita utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale.

Per quanto riguarda il valore del coefficiente di struttura q , il quale tiene conto della capacità di dissipare energia da parte della struttura, la normativa fornisce i limiti superiori dei valori di riferimento (Tabella 1.2) per sistemi strutturali regolari.

Se l'edificio non è regolare in altezza i valori limite superiori di q elencati nella Tabella 1.2 devono essere ridotti del 20%, ovvero moltiplicati per 0.8.

Per gli edifici che sono regolari in pianta, se non si eseguono i calcoli per valutare α_u/α_1 , si possono utilizzare i valori di riferimento approssimati del rapporto α_u/α_1 raccomandati dalla norma in funzione della tipologia strutturale. I parametri α_1 e α_u sono definiti come segue:

- α_1 è il valore per il quale si moltiplica l'azione sismica orizzontale di progetto, allo scopo di raggiungere prima la resistenza plastica in alcune membrature nella struttura, mentre tutte le altre azioni di progetto rimangono costanti;
- α_u è il valore per il quale si moltiplica l'azione sismica orizzontale di progetto, allo scopo di formare le cerniere plastiche in un numero sufficiente di sezioni per lo sviluppo di un meccanismo strutturale d'instabilità globale, mentre tutte le altre azioni di progetto rimangono

costanti. Il coefficiente α_u può essere ottenuto da un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.

Per gli edifici che non sono regolari in pianta, il valore approssimato di α_u/α_1 che può essere utilizzato quando non si eseguono calcoli per la sua valutazione è uguale alla media tra 1.0 e il valore di riferimento.

1.4 Uno sguardo generale sulla ricerca

Si può vedere che le restrizioni fornite dalla normativa sismica sono legate maggiormente alla configurazione geometrica dell'edificio e quindi non sono in grado di portare in conto tutti i fattori che influenzano la risposta inelastica della struttura. La ricerca ha invece dimostrato come l'“irregolarità geometrica”, come definita nella recente normativa, non comporta necessariamente “irregolarità strutturale”; di conseguenza la penalizzazione di alcune configurazioni geometriche, che è specificata in alcune normative sismiche, non è giustificata.

La ricerca sul comportamento sismico inelastico delle strutture irregolari è alquanto limitata se paragonata al numero di situazioni strutturali che dovrebbero essere investigate. Una prima analisi sull'influenza dei set-backs sulla risposta sismica degli edifici multipiano è stata proposta da Berg [2] che ha studiato la risposta dinamica di una trave a mensola rastremata. Una più ampia indagine, sebbene limitata al campo elastico, è stata eseguita da Jhaveri [3]. Studi sull'influenza dei set-backs sul comportamento inelastico delle strutture in acciaio sono stati condotti da Pekan e Green [4], Varma [5] e da Humar e Wright [6]. Più recentemente, quest'argomento è stato indagato da Sedlacek *et al.* [7], il quale, sebbene le analisi fossero limitate al campo elastico, ha dimostrato l'incompletezza delle previsioni normative. Gli effetti legati alla distribuzione di rigidità variabile lungo l'altezza dell'edificio sono stati esaminati da Dolce [8][9][10]. Sebbene questi studi si riferiscano a strutture in cemento armato, un risultato significativo osservato dall'autore è che, mediamente, la domanda plastica nelle strutture progettate mediante analisi statica è più bassa rispetto a quella che si riferisce alle strutture progettate mediante analisi dinamica.

Per una data eccitazione del terreno, la distribuzione del danno dipende dalla distribuzione di massa, rigidità e resistenza. Tale problema è stato studiato da Kobori e Minai [11], e Kato e Akiyama [12] che, attraverso simulazioni numeriche della risposta sismica di modelli MDOF semplificati, hanno determinato la distribuzione ottimale che porta a un danno strutturale uniforme. Altri autori [13][14] hanno esaminato la risposta sismica corrispondente a date leggi di distribuzioni di massa, rigidità e resistenza, senza guardare a quelle ottimali.

Gli studi cui abbiamo fatto cenno hanno condotto ad alcuni casi ([15][16][17]) nei quali la definizione di procedure semplificate, sebbene esse non richiedano alcuna analisi inelastica, consente la definizione di un fattore di struttura che porti in conto tutti gli effetti che dipendono dalla configurazione geometrica della struttura. L'uso di queste procedure può condurre, almeno per alcune situazioni strutturali come i set-backs, al superamento della distinzione tra strutture regolari e irregolari come dimostrato da Mazzolani e Piluso [18]. Questi, al fine di valutare il possibile peggioramento della capacità dissipativa delle strutture in acciaio in presenza di set-backs, hanno analizzato la risposta sismica inelastica di una serie di telai piani geometricamente irregolari sia simmetrici sia asimmetrici, con riferimento a diversi livelli di progettazione. Le analisi svolte hanno dimostrato che le raccomandazioni previste dalle normative sismiche moderne circa l'irregolarità verticale penalizzano ingiustamente le configurazioni strutturali caratterizzate dalla presenza di set-backs. I criteri adottati per la classificazione tra strutture regolari e irregolari sembrano essere insoddisfacenti, perché l'irregolarità geometrica non sempre produce irregolarità strutturale. Di conseguenza, sembra essere particolarmente importante nella generalizzazione del concetto d'irregolarità strutturale introdurre tutte le cause che producono una distribuzione di danno non uniforme sotto carichi sismici.

L'introduzione di parametri d'irregolarità più razionali, che portano in conto le distribuzioni di massa, rigidezza e resistenza, permette una corretta valutazione dell'irregolarità strutturale e la definizione di un range in cui esso realmente produce un peggioramento del comportamento sismico.

Nel caso di telai con set-backs, l'introduzione di procedure semplificate che permettono una valutazione del fattore di struttura q tenendo conto degli effetti che nascono a causa della configurazione geometrica, può consentire, almeno in alcuni casi specifici (schemi simmetrici con set-backs), l'eliminazione della distinzione ingiustificata tra telai regolari e irregolari.

1.5 Bibliografia

- [1] CEN (2000): "prEN 1998-1 - Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and rules for Building", *Comité Européen de Normalisation*, May.
- [2] G.V. Berg: "Earthquake Stresses in Tall Buildings with Setback", *Proceedings of the Second Symposium on Earthquake*, University of Roorkee, India, 1962.
- [3] D.P.Javeri: "Earthquake Forces in Tall Buildings with Set-Back", *Ph. D. Thesis*, University of Michigan, USA, 1967.
- [4] O.A. Pekan, R. Green: "Inelastic Structures with Set-backs", *5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, 1973.
- [5] S.K. Varma: "Dynamic Behaviour Of Setback Structures", *M.Sc. Thesis*, Sir George Williams University, Montreal, Canada, 1974.
- [6] J.L. Humar, E.W. Wright: "Earthquake Response of Steel Framed Multistorey Buildings with Setbacks", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, N.5, pp. 15-39, 1977.
- [7] G. Sedlacek, J. Kuck, S. Kook: "Parameter Study by Simplified Dynamic Analysis according to EC8", *Lehrstuhl für Stahlbau*, TH Aachen, April, 1989.
- [8] M. Dolce, A.Simonini: "The Influence of Structural Regularity on the Seismic Behaviour of Buildings", *8th European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, 1986.
- [9] M. Dolce: "Non-Linear Response of Buildings vs. Vertical Regularity Requirements of Seismic Codes: a Parametric Study", *9th World Conference on Earthquake*, Tokyo, August, 1988.
- [10] M. Dolce, A. Masciotta: "Il Comportamento Sismico di Edifici in C.A., caratterizzati da variazioni in Elevazione della Rigidezza dei Pilastrini", *Atti dell'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni*, N.2, Novembre, 1988.
- [11] T. Kobori, R. Minai: "Evaluation of Seismic Loads", *Draft on Seismic Loads*, N.2, Architectural Institute of Japan, 1974.

- [12] B. Kato, H. Akiyama: "Energy Concentration of Multi-Storey Buildings", *7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul*, 1980.
- [13] D. Capecchi, C. Rega, F. Vestroni: "A Study of the Effect of Stiffness Distribution on the Non-Linear Seismic Response of Multi-Degree-of-Freedom Systems", *Engineering Structures*, Vol.2, 1980.
- [14] G. Anagnostides: "Optimum Distribution of Stiffness in Multistorey Steel Building Frames Subjected to Earthquake Excitation", *European Earthquake Engineering*, N.2, 1988.
- [15] H. Akiyama: "Earthquake Resistant Limit State Design for Buildings", University of Tokyo Press, 1985.
- [16] B. Kato, H. Akiyama: "Earthquake Resistant Design of Steel Buildings", *6th World Conference on Earthquake Engineering*, 1977.
- [17] H. Akiyama: "Earthquake Resistant Design Based on Energy Concept", *9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, August 1988.
- [18] F.M. Mazzolani, V. Piluso: "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames", E & FN Spon, An imprint of Chapman & Hall, First Edition, 1996. ISBN 0-419-18760-X.

CAPITOLO 2 PROGETTAZIONE A COLLASSO CONTROLLATO

2.1 Introduzione

La corretta progettazione delle strutture sismo-resistenti deve garantire che, in presenza di terremoti di elevata intensità, queste siano in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso attingendo alle risorse di duttilità disponibili. Si osserva, a tal proposito, che il meccanismo di collasso svolge un ruolo molto importante, influenzando sensibilmente la duttilità globale disponibile e la capacità dissipativa della struttura.

Nelle moderne normative sismiche, il problema del controllo del meccanismo di collasso viene affrontato fornendo semplici criteri di progettazione che si basano sui principi del "Capacity Design". Ad esempio, nel caso dei telai, è universalmente riconosciuto che la resistenza flessionale delle colonne deve essere maggiore di quella delle travi (*criterio di gerarchia trave-colonna*), al fine di favorire il completo sviluppo delle risorse plastiche delle strutture e quindi la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale. In altri termini si richiede che le cerniere plastiche si formino alle estremità delle travi piuttosto che nelle colonne. L'intento di tale prescrizione è quello di favorire una massimizzazione del numero di zone dissipative che si formano sulla struttura quando è soggetta al sisma violento; tuttavia, il soddisfacimento di tale criterio, riesce generalmente solo ad evitare che al collasso si formi un meccanismo di piano, ma non basta a far sviluppare il

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

meccanismo di tipo globale. Infatti, il criterio non porta in alcun conto i possibili meccanismi di collasso della struttura, per cui non fornisce alcuna verifica finalizzata al reale controllo del meccanismo di collasso. Questo è stato dimostrato da diverse analisi effettuate sulla risposta sismica inelastica di telai in acciaio progettati secondo i criteri forniti dal GNDT [1], dalle raccomandazioni fornite dall'ECCS [2] e dall'Eurocodice 8 [3].

Partendo da queste considerazioni, è nata l'esigenza di sviluppare dei criteri di progetto atti a garantire prestazioni delle strutture in campo post-elastico più soddisfacenti. Al fine di trovare una soluzione a questa problematica, Mazzolani e Piluso [4][5] nel 1997 hanno presentato una procedura teorica di progetto, denominata "Theory of Plastic Mechanism Control" (TPMC), basata sull'estensione del teorema cinematico del collasso plastico al concetto di curva di equilibrio del meccanismo di collasso di tipo globale. In particolare tale procedura, nel caso dei telai, garantisce che per un opportuno spostamento di progetto le cerniere plastiche si sviluppino alle estremità delle travi mentre le colonne restino in campo elastico ad eccezione delle sezioni di base al primo piano. Successivamente, tale procedura è stata modificata da Montuori et al. diventando una procedura in forma chiusa che può essere applicata con opportune considerazioni a molte tipologie di strutture sismo-resistenti. In particolare, la nuova procedura fornisce in maniera immediata le incognite del problema costituite dalle sezioni delle colonne ad ogni piano. Pertanto, l'applicazione pratica della teoria di controllo del meccanismo plastico può ora essere condotta in maniera molto semplice, anche con calcoli manuali.

La TPMC si basa sul teorema cinematico del collasso plastico che insieme al teorema statico è uno dei teoremi dell'analisi limite. Essa permette di focalizzare l'attenzione sullo stato di collasso, trascurando completamente le fasi ad esso

precedenti nelle quali il comportamento della struttura può essere assunto elastico oppure elasto-plastico. L'analisi limite di una struttura può essere affrontata secondo due diversi approcci, denominati rispettivamente “*metodo statico*” e “*metodo cinematico*”. Nel metodo statico, attraverso il soddisfacimento delle condizioni di equilibrio e delle condizioni di plasticizzazione, si perviene ad una valutazione del carico di collasso che prescinde dalle modalità del collasso stesso. Al contrario, nel metodo cinematico, attraverso il bilancio energetico di un cinematismo, si perviene ad una valutazione del carico di collasso che prescinde dalle equazioni di equilibrio. Le risposte date dai due approcci sono differenti: il carico di collasso previsto con il metodo statico è sempre minore o uguale al carico di collasso reale; il carico di collasso previsto attraverso il metodo cinematico è sempre maggiore o uguale al carico di collasso reale.

Il metodo statico è basato sul *teorema statico del collasso plastico*. Tale teorema afferma che se è possibile trovare una distribuzione di tensioni ovunque internamente equilibrata e in equilibrio con assegnati carichi esterni, l'intensità dei quali è definita attraverso un moltiplicatore ad essi comune, allora tali carichi possono essere sopportati dalla struttura. Il moltiplicatore dei carichi esterni corrispondente a tale condizione viene detto *staticamente ammissibile*. Conseguentemente, il moltiplicatore di collasso può essere ricercato come il massimo fra tutti i moltiplicatori staticamente ammissibili.

Al contrario, il metodo cinematico si basa sul *teorema cinematico del collasso plastico*. Tale teorema afferma che, se una stima del carico di collasso o del corrispondente moltiplicatore viene ottenuta attraverso il bilancio di energia tra il lavoro delle forze interne ed il lavoro delle forze esterne in un assegnato meccanismo cinematicamente ammissibile, allora il valore stimato del carico di collasso può essere maggiore di quello reale o pari ad esso ed il corrispondente

moltiplicatore viene detto *cinematicamente ammissibile*. Conseguentemente, il moltiplicatore di collasso può essere ricercato come il minimo fra tutti i moltiplicatori cinematicamente ammissibili.

2.2 Influenza del meccanismo di collasso sulla risposta inelastica della struttura

La risposta inelastica di una struttura sotto azioni sismiche può essere descritta rappresentando l'evoluzione del moltiplicatore, α , delle forze orizzontali al variare dello spostamento δ alla sommità della struttura.

La curva così ottenuta (Fig. 2.1) prende il nome di *curva di comportamento*, ed è caratterizzata da due rami: uno ascendente e uno discendente.

Il ramo ascendente può a sua volta essere diviso in due tratti. Il primo, relativo al comportamento elastico, ha un andamento lineare e si estende dall'origine al punto di primo snervamento, individuato dal moltiplicatore α_y . Il secondo tratto è invece quello a cui compete la redistribuzione plastica che precede il collasso: esso è ancora crescente, ma non lineare, con gradiente decrescente, fino al raggiungimento del moltiplicatore ultimo α_u .

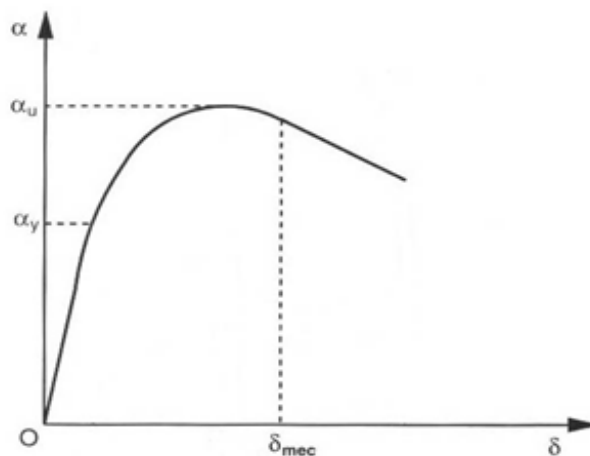


Fig. 2.1 - Determinazione dello spostamento ultimo

Anche il ramo discendente può essere suddiviso in due differenti tratti. Il primo è caratterizzato dal fatto che la struttura offre ancora vincoli sovrabbondanti, e dunque non è labile; esso si estende fino allo spostamento δ_{mec} cui compete l'attivazione di un meccanismo cinematico. Da questo punto in poi si sviluppa l'ultimo tratto, di pendenza γ , strettamente legato al tipo di meccanismo formatosi e all'entità dei carichi verticali. Esso si estende fino al raggiungimento della massima deformazione plastica consentita nella più critica tra le zone dissipative. A questa configurazione corrisponde lo spostamento ultimo δ_u (Fig. 2.2).

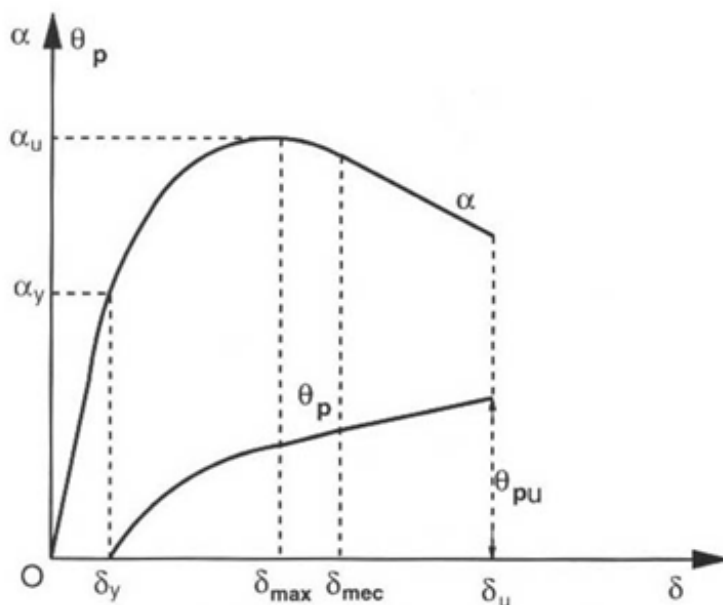


Fig. 2.2 - Determinazione dello spostamento ultimo

Particolare attenzione occorre soffermare sul significato fisico di γ . Poiché, come detto, il ramo discendente, almeno nella sua seconda parte, rappresenta

l'evoluzione del sistema, reso labile dalla formazione delle cerniere plastiche, sotto l'azione dei carichi verticali, si intuisce come esso possa essere considerato un indicatore della sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine, tanto che esso può essere definito *coefficiente di stabilità*. Al crescere di γ aumentano gli effetti del secondo ordine, e quindi l'influenza dei carichi verticali; questo si traduce in una maggiore pendenza del tratto discendente della curva α - δ , a cui corrisponde un peggioramento delle prestazioni della struttura.

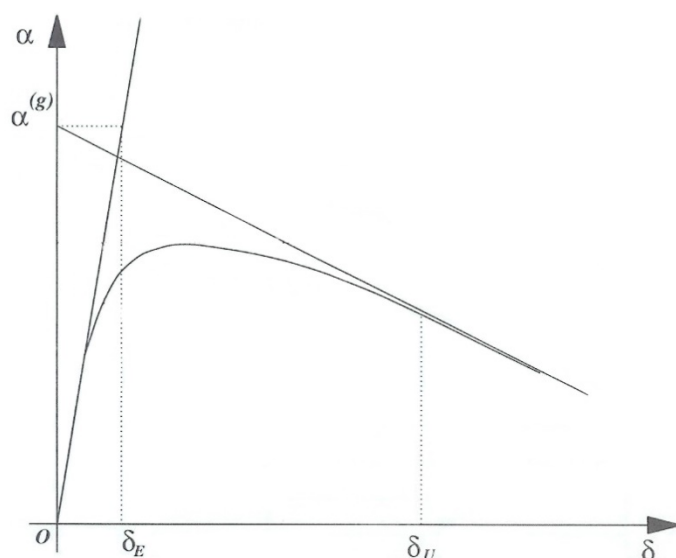


Fig. 2.3 - Curva di equilibrio del meccanismo

Se in fase di progetto si assume l'ipotesi di comportamento della struttura di tipo rigido-perfettamente plastico, è possibile ritenere che prima che il moltiplicatore delle forze orizzontali raggiunga il valore corrispondente alla formazione del meccanismo cinematico, la struttura non subisce alcuno spostamento in sommità, per cui nelle predette ipotesi potremo soffermare la nostra attenzione solo sul

secondo tratto discendente della curva α - δ , quello cioè compreso tra δ_{mec} e δ_u , la cui espressione linearizzata prende il nome di *curva di equilibrio del meccanismo* (Fig. 2.3), la quale può essere espressa dalla relazione:

$$\alpha_c = \alpha - \gamma \cdot \delta \quad (2.1)$$

in cui α , γ e δ hanno il significato, rispettivamente, di moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali, pendenza della curva di equilibrio del meccanismo e spostamento alla sommità del sistema strutturale.

2.3 Applicazione del teorema cinematico del collasso plastico per il controllo del meccanismo

Progettare una struttura in modo che sia in grado di sviluppare a collasso un meccanismo di tipo globale presuppone, chiaramente, la conoscenza del moltiplicatore di collasso dei carichi applicati corrispondente al meccanismo globale. L'unica metodologia in grado di garantire questo risultato è la "Teoria del Controllo del Meccanismo Plastico".

Il fine di tale metodologia di progettazione è quello di massimizzare il numero di cerniere plastiche che si formano al collasso sulla struttura. I telai, a loro volta, possono presentare tre tipologie di meccanismo di collasso (Fig. 2.4).

Analizzando i $3n_s$ meccanismi di collasso, dove n_s rappresenta il numero di piani e, assumendo quali incognite di progetto i momenti plastici delle colonne, note che siano le sezioni delle travi in quanto progettate per resistere ai carichi verticali, basta imporre che il moltiplicatore dei carichi orizzontali corrispondente al meccanismo globale sia più piccolo dei $3n_s - 1$ moltiplicatori corrispondenti ai restanti meccanismi, essendo il meccanismo globale un caso particolare del meccanismo di tipo 2.

Se si riesce a garantire questa condizione, in base al teorema cinematico dell'analisi limite, si è sicuri di aver determinato le sezioni delle colonne affinché il telaio sviluppi il meccanismo di tipo globale.

Per quanto concerne le cerniere plastiche, relativamente ai telai, risulta evidente che esse si possono sviluppare in numero massimo di due per ogni campata e

possono essere localizzate alle estremità delle travi, nei collegamenti o in un punto intermedio della trave.

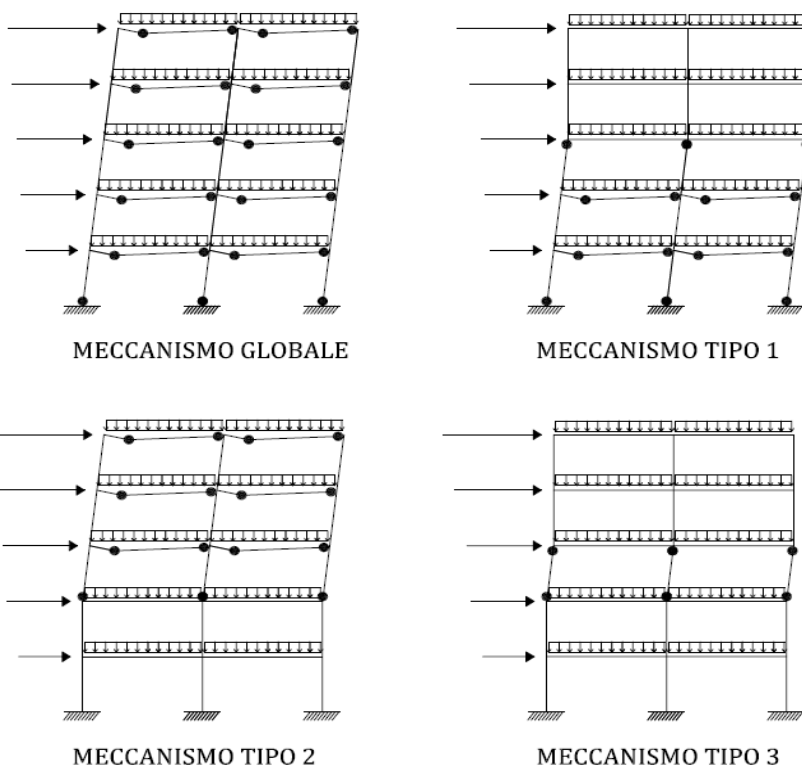


Fig. 2.4 - Tipologie dei meccanismi di collasso analizzate

La posizione delle cerniere dipende dall'intensità delle forze uniformemente distribuite agenti sulle travi. In particolare, l'azione sismica agente sulla struttura è modellata attraverso un sistema di forze orizzontali la cui distribuzione è assunta triangolare e la cui intensità cresce al crescere di un moltiplicatore α , mentre le forze verticali si assumono costanti. Per questa ragione, per qualsiasi valore del moltiplicatore α delle forze orizzontali, il diagramma del momento delle travi è

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

ottenuto dalla sovrapposizione di quello dovuto alle forze verticali e di quello dovuto alle forze orizzontali. Questo significa che incrementando le forze orizzontali (ovvero il moltiplicatore α), la prima cerniera plastica si sviluppa sempre all'estremità della trave opposta alle forze orizzontali (Fig. 2.5), essendo questo il punto in cui il momento nella trave attinge per primo il valore massimo (pari al momento di piena plasticizzazione della trave, M_b).

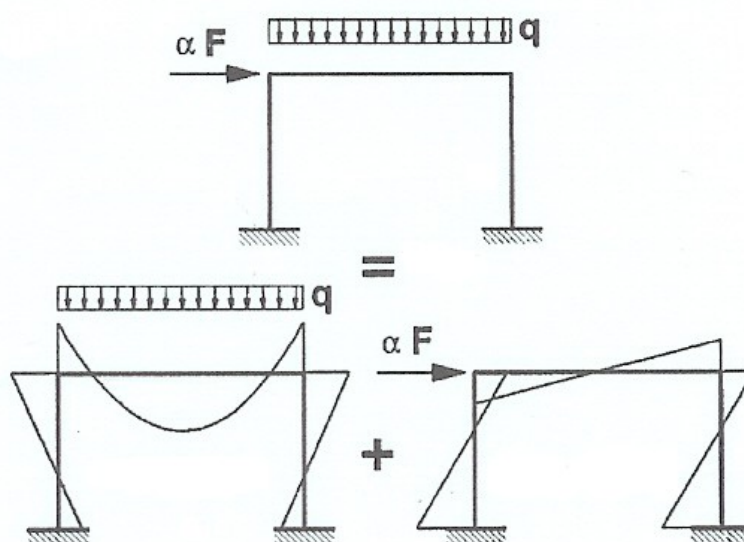


Fig. 2.5 - Sovrapposizione di carichi verticali e forze orizzontali

Al crescere di α , ovvero delle forze orizzontali, la localizzazione della seconda cerniera plastica dipende dal tipo di carico verticale agente (distribuito o concentrato) e dall'entità di tale carico, oltre che dalla presenza di collegamenti a parziale ripristino di resistenza o di "dog-bones". Questa posizione può essere determinata mettendo in conto che nel momento in cui si è formata nella trave la prima cerniera plastica, in quel punto il momento attinge il valore M_b , mentre

all'estremità opposta il momento flettente assume un valore M_o che progressivamente cresce a causa del progressivo aumento delle forze orizzontali (Fig. 2.6).

In questa condizione, l'ascissa in corrispondenza della quale il momento nella trave assume il valore massimo è data da:

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_o + M_b}{q \cdot L} \quad (2.2)$$

dove L è la lunghezza della trave e q il carico distribuito uniforme agente sulla trave.

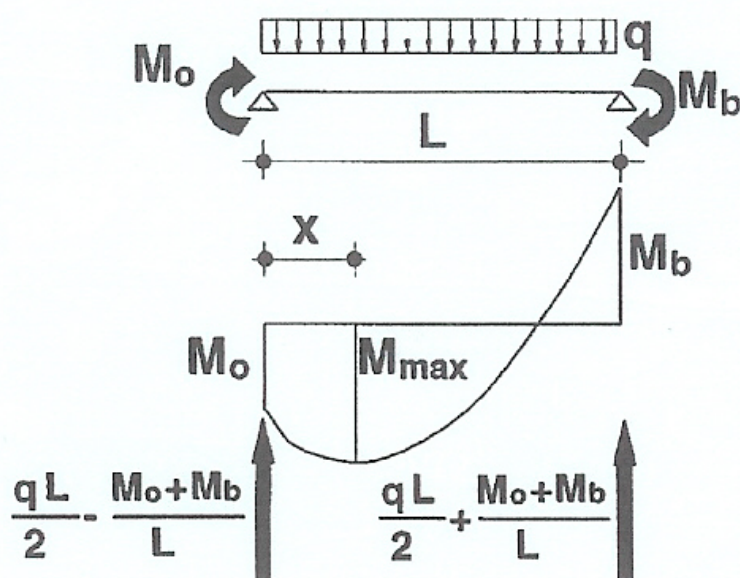


Fig. 2.6 - Posizione della seconda cerniera plastica

È facile riconoscere che la seconda cerniera plastica si forma alla prima estremità della trave a patto che $M_o = M_b$ (condizione necessaria) e che $x \leq 0$. Imponendo queste condizioni, risulta che le cerniere plastiche si formano ad entrambe le estremità della trave se il carico uniformemente applicato soddisfa la seguente condizione:

$$q \leq q_{\text{lim}} = \frac{4 \cdot M_b}{L^2} \quad (2.3)$$

È interessante calcolare l'ascissa dove si forma la seconda cerniera plastica quando la condizione precedente non è soddisfatta.

Poiché il massimo momento flettente che si verifica nell'ascissa x è dato da:

$$M_{\text{max}} = \frac{M_o - M_b}{2} + \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{(M_o + M_b)^2}{2 \cdot q \cdot L^2} \quad (2.4)$$

da questa, imponendo la condizione necessaria $M_{\text{max}} = M_b$, si ottiene un'equazione del secondo grado la cui soluzione positiva è data da:

$$M_o = 2 \cdot (M_b \cdot q \cdot L^2)^{1/2} - M_b - \frac{q \cdot L^2}{2} \quad (2.5)$$

che rappresenta il valore attinto dal momento M_o al formarsi della seconda cerniera plastica nell'ascissa x .

Sostituendo M_o nell'espressione di x , si ottiene l'ascissa in corrispondenza della quale si forma la seconda cerniera plastica quando $q > q_{lim}$:

$$x = \frac{L}{2} - 2 \cdot \left(\frac{M_b}{q} \right)^{1/2} \quad (2.6)$$

Va infine sottolineato che gli effetti del secondo ordine vengono portati in conto, come si mostrerà più avanti, attraverso l'utilizzo delle curve di equilibrio dei meccanismi considerati.

2.4 Lavoro esterno compiuto dai carichi verticali

L'applicazione del teorema cinematico del collasso plastico richiede il calcolo del lavoro delle forze esterne. In questo paragrafo viene soffermata l'attenzione sul lavoro compiuto dalle forze verticali.

Occorre notare subito che, nel caso in cui le cerniere plastiche si formino alle estremità delle travi, tale lavoro è banalmente nullo; infatti, gli spostamenti verticali delle travi sono nulli.

Invece, nel caso in cui la seconda cerniera plastica si formi in una sezione intermedia della trave, anche i carichi verticali compiono lavoro, in quanto gli spostamenti verticali della trave risultano essere diversi da zero.

Quando sono presenti carichi uniformemente distribuiti la valutazione del lavoro esterno dovuto ai carichi verticali è immediata, infatti, con riferimento alla Fig. 2.7 è immediato rilevare che essendo l'area del diagramma degli spostamenti verticali pari a $L\theta x/2$, il lavoro compiuto dai carichi verticali, per ogni trave, è dato da:

$$L_q = \frac{L\theta x}{2} \tag{2.7}$$

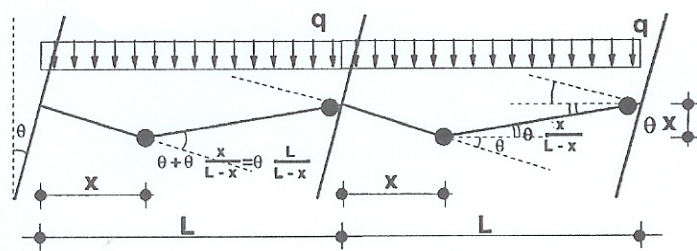


Fig. 2.7 - Spostamenti verticali per i quali i carichi uniformi compiono lavoro

2.5 Introduzione al concetto di curva di equilibrio

Prima di analizzare i meccanismi di collasso dei telai multipiano, introduciamo il concetto di curva di equilibrio di un meccanismo di collasso con riferimento ad uno schema strutturale semplice: il portale soggetto a carichi verticali uniformemente distribuiti sulla trave ed alla azione sismica rappresentata dalla forza orizzontale (Fig. 2.8). Come già anticipato, si assume che i carichi verticali siano costanti mentre la forza orizzontale viene amplificata, tramite il moltiplicatore α , fino al collasso.

Per una data rotazione plastica θ delle cerniere delle colonne, la corrispondente rotazione plastica delle cerniere delle travi è $\theta L/(L-x)$, con x che è dato da:

$$\begin{cases} x = 0 & \text{per } q < q_{lim} \\ x = L - \left(\frac{2M_p(\bar{m}_r + 1)}{q} \right) & \text{per } q > q_{lim} \end{cases} \quad (2.8)$$

Dove q_{lim} è il valore limite oltre il quale la seconda cerniera plastica si forma in una sezione intermedia della trave invece che ad una estremità che, è pari a:

$$q < q_{lim} = \frac{2M_p}{L^2} \{ (2 + \bar{m}_R - \bar{m}_L) + 2[(\bar{m}_R + 1)(1 - \bar{m}_L)]^{1/2} \} \quad (2.9)$$

Nelle precedenti espressioni, M_p rappresenta il momento plastico della trave, \bar{m}_R e \bar{m}_L rappresentano rispettivamente i momenti plastici adimensionali dei collegamenti a destra e a sinistra e sono pari al rapporto tra il momento plastico del collegamento e il momento plastico della trave collegata.

Indicato con M_c il momento plastico delle colonne è quindi possibile calcolare il lavoro interno come:

$$L_i = 2M_c\theta + 2M_p \frac{L}{L-x}\theta \quad (2.10)$$

Il lavoro esterno compiuto dalle forze orizzontali e dal carico verticale uniforme agente sulla trave è dato da:

$$L_e = \alpha Fh\theta + q \frac{Lx}{2}\theta \quad (2.11)$$

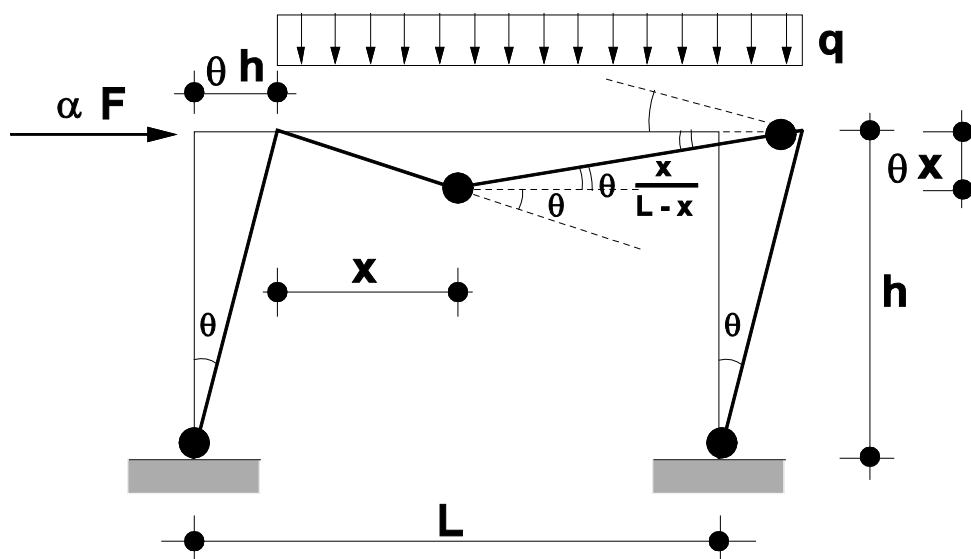


Fig. 2.8 - Meccanismo cinematicamente ammissibile di un portale

Per cui, uguagliando il lavoro interno a quello esterno si ha:

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

$$\alpha = \frac{2M_c + 2M_p \frac{L}{L-x} - q \frac{Lx}{2}}{Fh} \quad (2.12)$$

Il valore α espresso dalla precedente espressione è il moltiplicatore delle forze orizzontali cinematicamente ammissibile corrispondente al meccanismo illustrato in Fig. 2.8; esso pertanto rappresenta il moltiplicatore che si ricava da un'analisi rigido-plastica e quindi non tiene conto degli effetti del secondo ordine. Tali effetti possono essere considerati attraverso l'utilizzo della curva di equilibrio del meccanismo analizzato la quale può essere determinata calcolando e portando in conto nella equazione di equilibrio il lavoro del secondo ordine dovuto ai carichi verticali.

Per determinare questo lavoro occorre calcolare lo spostamento verticale del secondo ordine δ_v associato allo spostamento orizzontale $\delta = \theta h$. Si noti che tale lavoro è diverso da zero anche nel caso in cui la seconda cerniera plastica si forma alla prima estremità della trave, in quanto lo spostamento δ_v è legato alla formazione delle cerniere plastiche nelle colonne ed è del tutto indipendente dalla formazione e localizzazione delle cerniere plastiche sulle travi. Dalla Fig. 2.9 si vede che lo spostamento verticale del secondo ordine, nell'ambito della teoria dei piccoli spostamenti, è:

$$\delta_v = \delta \operatorname{tg} \theta \approx \delta \theta \quad (2.13)$$

Pertanto il lavoro del secondo ordine, in definitiva, è dato da:

$$L_v = qL\delta_v = qL\delta\theta \quad (2.14)$$

La curva linearizzata del meccanismo di equilibrio si può scrivere come:

$$\alpha_c = \alpha - \gamma\delta \quad (2.15)$$

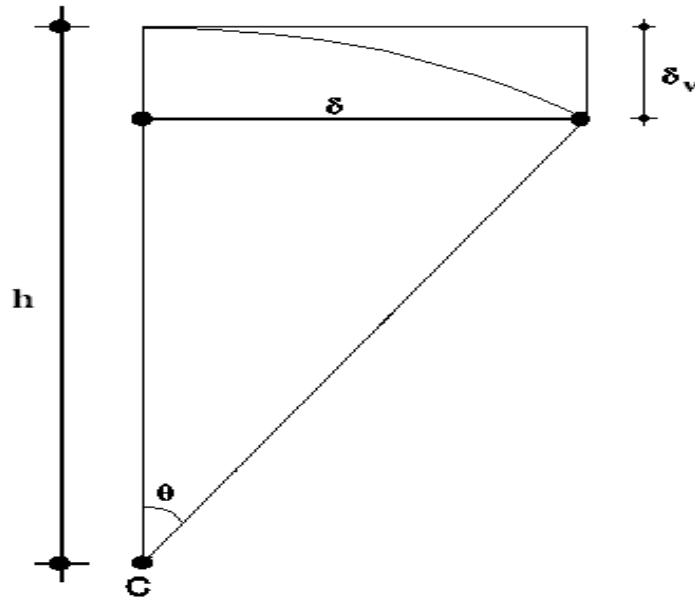


Fig. 2.9 - Spostamento verticale del secondo ordine

Per valutare quanto vale γ basta porre nuovamente l'uguaglianza fra lavoro interno e lavoro esterno, includendo in quest'ultimo anche il lavoro del secondo ordine fatto dai carichi verticali.

Dall'uguaglianza $L_e + L_v = L_i$ si ottiene:

$$\alpha_c = \frac{2M_c + 2M_p \frac{L}{L-x} - q \frac{Lx}{2}}{Fh} - \frac{qL}{Fh} \quad (2.16)$$

Quindi α è espresso dalla relazione definita sopra, mentre γ , che rappresenta la pendenza del ramo decrescente della curva di equilibrio, è dato da:

$$\gamma = \frac{qL}{Fh} \quad (2.17)$$

È il caso di sottolineare che, riferendosi all'equazione $\alpha_c = \alpha - \gamma\delta$, la denominazione di curva linearizzata del meccanismo di equilibrio si riferisce al fatto che nel calcolo dello spostamento verticale del secondo ordine si è utilizzata la teoria dei piccoli spostamenti. Vedremo, in seguito, come si generalizza l'espressione della curva di equilibrio nel caso dei telai multipiano.

2.6 Curve di equilibrio dei meccanismi analizzati

Prima di passare ad illustrare la procedura generale per il caso dei telai multipiano, occorre introdurre la necessaria simbologia alla quale fare riferimento. Per cui si definiscono i simboli seguenti con il significato affianco riportato:

- n_s è il numero di piani;
- n_c è il numero delle colonne;
- n_b è il numero delle campate;
- k è l'indice di piano;
- i è l'indice di colonna;
- j è l'indice di campata;
- i_m è l'indice di meccanismo;
- $M_{c,ik}$ è il momento plastico, ridotto per la presenza dello sforzo normale, delle i -esima colonna del k -esimo piano;
- $M_{b,jk}$ è il momento plastico della j -esima trave del k -esimo piano;
- $\bar{m}_{L,jk} = M_{L,jk}/M_{b,jk}$ è la resistenza flessionale adimensionale del collegamento sinistro della j -esima trave del k -esimo piano;
- $\bar{m}_{R,jk} = M_{R,jk}/M_{b,jk}$ è la resistenza flessionale adimensionale del collegamento destro della j -esima trave del k -esimo piano;
- q_{jk} in presenza di carichi uniformi, rappresenta il carico agente sulla j -esima trave del k -esimo piano;
- x_{jk} è l'ascissa in cui si forma la seconda cerniera plastica sulla j -esima trave del k -esimo piano, che, per carichi uniformi, quando risulta:

$$q_{jk} > q_{lim,jk} = \frac{2M_{p,jk}}{L_j^2} \left\{ (2 + \bar{m}_{R,jk} - \bar{m}_{L,jk}) + 2[(\bar{m}_{R,jk} + 1)(1 - \bar{m}_{L,jk})]^{1/2} \right\} \quad (2.18)$$

è data da:

$$x_{jk} = L_j - \left(\frac{2M_{b,jk}(\bar{m}_{R,jk} + 1)}{q_{jk}} \right)^{1/2} \quad (2.19)$$

mentre è pari a zero nel caso opposto;

- $R_{b,jk}$ è un coefficiente legato alla partecipazione della j -esima trave del k -esimo piano al meccanismo di collasso, inoltre tale parametro esprime, a meno di θ , la rotazione delle cerniere plastiche della j -esima trave del k -esimo piano Fig. 2.10. Esso è dato da:

$$R_{b,jk} = \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} \quad (2.20)$$

quando la trave partecipa al meccanismo di collasso, mentre è pari a zero nel caso opposto.

- $R_{c,ik}$ è un coefficiente legato alla partecipazione dell' i -esima colonna del k -esimo piano al meccanismo di collasso, e vale:
 - $R_{c,ik} = 2$ quando la colonna si plasticizza ad entrambe le estremità;
 - $R_{c,ik} = 1$ quando la colonna si plasticizza ad una sola estremità;
 - $R_{c,ik} = 0$ quando la colonna non partecipa al meccanismo di collasso.

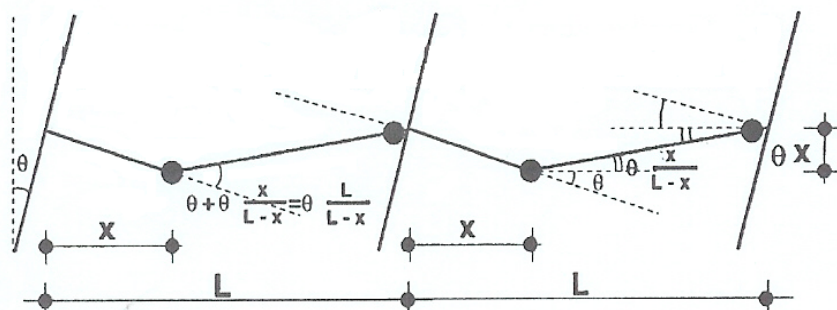


Fig. 2.10 - Rotazione delle cerniere plastiche delle travi

- $D_{v,jk}$ è un coefficiente legato al lavoro esterno dei carichi verticali agenti sulla j -esima trave del k -esimo piano e vale:

$$D_{v,jk} = \frac{L_j \cdot x_{jk}}{2} \quad (2.21)$$

quando la trave partecipa al meccanismo di collasso, mentre vale zero nel caso opposto. Il lavoro esterno dei carichi verticali agenti sulla generica trave può essere sempre espresso attraverso la relazione seguente:

$$L_{e,jk} = q_{jk} D_{v,jk} \theta = q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \theta \quad (2.22)$$

- $\mathbf{F}^T = \{F_1, F_2, \dots, F_k, \dots, F_{n_s}\}$ è il vettore delle forze orizzontali di progetto, F_k è forza orizzontale applicata al k -esimo piano;
- $\mathbf{h}^T = \{h_1, h_2, \dots, h_k, \dots, h_{n_s}\}$ è il vettore della quota di piano, h_k è la quota del k -esimo piano;
- $\mathbf{s}^T = \{s_1, s_2, \dots, s_k, \dots, s_{n_s}\}$ è il vettore di forma degli spostamenti virtuali orizzontali;

- $V^T = \{V_1, V_2, \dots, V_k, \dots, V_{n_s}\}$ è il vettore dei carichi verticali di piano, dove V_k è il carico verticale totale agente al k -esimo piano che, stante la definizione di q_{jk} precedentemente illustrata, è dato da:

$$V_k = \sum_{j=1}^{n_b} q_{jk} L_j \quad (2.23)$$

- B è una matrice di ordine $(n_b \times n_s)$, contenente i momenti plastici corrispondenti alle zone dissipative delle travi, i suoi elementi sono così definiti:

$$B_{jk} = \frac{(\bar{m}_{L,jk} + \bar{m}_{R,jk})}{2} M_{b,jk} \quad \text{per } x_{jk} = 0 \quad (2.24)$$

$$B_{jk} = \frac{(1 + \bar{m}_{R,jk})}{2} M_{b,jk} \quad \text{per } x_{jk} > 0 \quad (2.25)$$

- C è una matrice di ordine $(n_c \times n_s)$, i cui elementi sono i momenti plastici delle colonne, cioè $C_{ik} = M_{c,ik}$
- R_b è la matrice di ordine $(n_b \times n_s)$ dei coefficienti $R_{b,jk}$;
- R_c è la matrice di ordine $(n_c \times n_s)$ dei coefficienti $R_{c,jk}$;
- D_v è la matrice di ordine $(n_b \times n_s)$ dei coefficienti $D_{v,jk}$;
- $M_{ck}^T = \{M_{c,1k}, M_{c,2k}, \dots, M_{c,ik}, \dots, M_{c,n_c,k}\}$ è il vettore dei momenti plastici delle colonne, ridotti per l'effetto dello sforzo assiale, al k -esimo piano;
- q è una matrice di ordine $(n_b \times n_s)$, e rappresenta la matrice dei carichi verticali agenti sulle travi.

Grazie alla simbologia appena introdotta è possibile estendere in modo abbastanza semplice l'applicazione del teorema cinematico del collasso plastico al caso di un generico telaio.

Come è stato già illustrato, i meccanismi di collasso possibili di strutture a telaio soggette a forze sismiche orizzontali possono essere analizzati nell'ambito di tre tipologie principali rappresentate in Fig. 2.4. In particolare, il meccanismo di collasso di tipo globale, può essere considerato come un caso particolare del meccanismo di tipo 2.

Inoltre, la curva di equilibrio di un generico meccanismo cinematico di un telaio multipiano può essere espressa come:

$$\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \cdot \delta \quad (2.26)$$

dove α è il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali e γ è la pendenza della curva di equilibrio del meccanismo.

Per quanto riguarda la valutazione del moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali, è facile riconoscere che, per una rotazione virtuale $d\theta$ delle cerniere plastiche delle colonne coinvolte nel meccanismo, il lavoro interno può essere espresso nella forma seguente:

$$W_i = [tr(\mathbf{C}^T \cdot \mathbf{R}_c) + 2tr(\mathbf{B}^T \cdot \mathbf{R}_b)] \cdot d\theta \quad (2.27)$$

dove con tr si è indicata la traccia della matrice.

Il lavoro esterno dovuto alle forze orizzontali e alle forze uniformi agenti sulla trave, può essere espresso come segue:

$$W_e = [\alpha \cdot \mathbf{F}^T \cdot \mathbf{s} + tr(\mathbf{q}^T \cdot \mathbf{D}_v)] \cdot d\theta \quad (2.28)$$

Dall'applicazione del principio dei lavori virtuali in assenza degli effetti del secondo ordine ($W_i=W_e$) si ottiene il seguente valore del moltiplicatore cinematicamente ammissibile:

$$\alpha = \frac{tr(tr(\mathbf{C}^T \cdot \mathbf{R}_c) + 2tr(\mathbf{B}^T \cdot \mathbf{R}_b) - tr(\mathbf{q}^T \cdot \mathbf{D}_v))}{\mathbf{F}^T \cdot \mathbf{s}} \quad (2.29)$$

Il calcolo della pendenza della curva di equilibrio può essere condotto valutando il lavoro del secondo ordine dovuto alle forze verticali. Con riferimento alla Fig. 2.11, nella quale è rappresentata la porzione di struttura coinvolta nel generico meccanismo. Si osserva che lo spostamento orizzontale del k -esimo piano può essere scritto come:

$$u_k = r_k \operatorname{sen} \theta \quad (2.30)$$

dove r_k è la distanza del k -esimo piano dal centro di rotazione C e θ è l'angolo di rotazione, mentre il massimo spostamento in sommità è dato da:

$$\delta = H_o \operatorname{sen} \theta \quad (2.31)$$

essendo H_o la somma delle altezze d'interpiano dei piani interessati dal generico meccanismo.

La relazione tra spostamenti virtuali verticali e orizzontali è data da:

$$dv_k = du_k \tan \theta \approx du_k \operatorname{sen} \theta \quad (2.32)$$

e, conseguentemente, essendo il rapporto $dv_k/du_k = \sin\theta$ indipendente dal piano considerato, i vettori degli spostamenti virtuali rispettivamente orizzontali e verticali hanno la stessa forma.

Infatti:

$$du_k = r_k \cos \theta d\theta \approx r_k d\theta \quad (2.33)$$

$$dv_k = \frac{\delta}{H_0} r_k d\theta \quad (2.34)$$

e dunque essi sono entrambi legati a r_k .

Pertanto si può concludere che, essendo $du = s d\theta$:

$$dv = \frac{\delta}{H_0} s d\theta \quad (2.35)$$

Come conseguenza di ciò, il lavoro del secondo ordine delle forze verticali può essere espresso come segue:

$$W_v = \mathbf{V}^T \mathbf{s} \frac{\delta}{H_0} d\theta \quad (2.36)$$

e la pendenza γ della curva di equilibrio del meccanismo è data da:

$$\gamma = \frac{\mathbf{V}^T \mathbf{s} \frac{\delta}{H_0} d\theta}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}} \quad (2.37)$$

L'espressione di γ mostra esplicitamente, tramite s ed H_0 , la sua dipendenza dal tipo di meccanismo. In particolare, è facile intuire che al meccanismo globale corrisponde, tramite H_0 , il valore minimo della pendenza γ e dunque, una minore sensibilità agli effetti del secondo ordine.

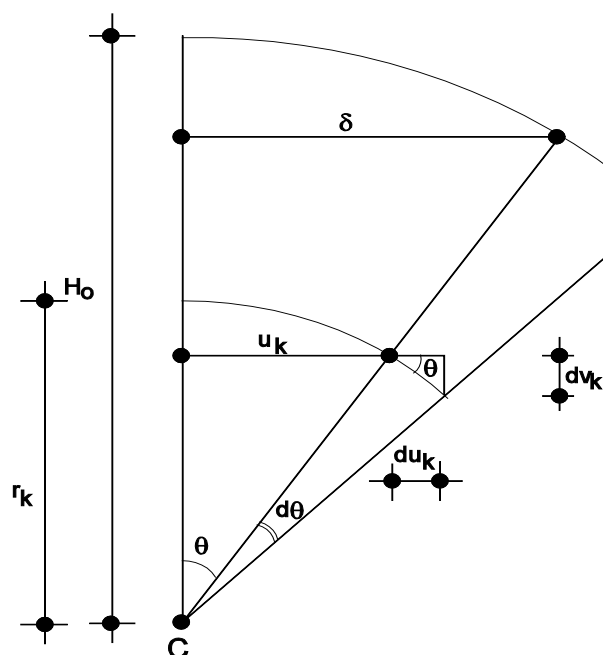


Fig. 2.11 - Spostamenti verticali del secondo ordine

Nel prosieguo si indicheranno con $\alpha_0^{(g)}$ e $\gamma^{(g)}$, rispettivamente, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali e la pendenza del ramo discendente della curva $\alpha - \gamma \cdot \delta$ corrispondenti al meccanismo di tipo globale.

Si indicheranno invece con $\alpha_{im}^{(t)}$ e $\gamma_{im}^{(t)}$, rispettivamente, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali e la pendenza del ramo discendente della curva $\alpha - \gamma \cdot \delta$ corrispondenti all' i -esimo meccanismo di t -esimo tipo ($t=1,2,3$).

2.6.1 Meccanismo di tipo globale

Nel caso di meccanismo di tipo globale (Fig. 2.4), la forma del vettore degli spostamenti orizzontali è data da $\mathbf{s}^{(g)}=\mathbf{h}$. Inoltre, siccome tutti i piani partecipano al meccanismo di collasso, si avrà la presenza di zone dissipative in ogni campata di ogni piano, che saranno localizzate nei collegamenti e/o nelle travi. Si tiene conto di ciò attraverso la matrice $\mathbf{R}_b^{(g)}$ relativa alle rotazioni delle cerniere plastiche e la matrice $\mathbf{D}_v^{(g)}$ relativa agli spostamenti verticali delle travi, che sono i valori rispettivamente di \mathbf{R}_b e \mathbf{D}_v per il caso specifico di meccanismo globale.

Sono infine coinvolte le colonne al primo piano, per le quali bisogna però considerare la condizione di vincolo. Se le colonne in questione risultano incastrate al piede, allora in tale sezione si formerà a seguito del meccanismo una cerniera plastica; se invece le colonne risultano incernierate al piede, in tale sezione non si formerà alcuna cerniera plastica. Tale condizione è tenuta in conto attraverso il vettore dei codici di vincolo \mathbf{I} , di ordine n_c , la cui generica componente è pari ad 1 se alla base della corrispondente colonna è presente un incastro, è invece pari a 0 se alla base della colonna è presente una cerniera.

Quindi, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile sarà dato in questo caso da:

$$\alpha_0^{(g)} = \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_b^{(g)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_v^{(g)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} \quad (2.38)$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1} + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right)}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}$$

Assumendo infine $H_o = h_{ns}$, perché tutti i piani sono coinvolti nel meccanismo di collasso, e posto $\mathbf{s} = \mathbf{s}^{(g)}$ si ottiene la seguente espressione della pendenza della curva di equilibrio del meccanismo:

$$\gamma^{(g)} = \frac{\frac{1}{h_{n_s}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}^{(g)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} = \frac{\frac{1}{h_{n_s}} \sum_{i=1}^{n_s} V_k h_k}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} \quad (2.39)$$

2.6.2 Meccanismi di tipo 1

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 1 (Fig. 2.4), il vettore forma degli spostamenti orizzontali può essere scritto come:

$$\mathbf{s}_{i_m}^{(1)T} = \{h_1, h_2, h_3, \dots, h_{i_m}, \dots, h_{i_m}\} \quad (2.40)$$

dove il primo elemento uguale a h_{i_m} corrisponde alla componente di spostamento i_m -esima.

Il moltiplicatore cinematicamente ammissibile corrispondente al meccanismo di tipo 1 per $i_m = 1$ è dato da:

$$\alpha_1^{(1)} = \frac{2M_{c1}^T I}{F^T S_1^{(1)}} = \frac{2 \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} \quad (2.41)$$

mentre per $i_m > 1$, cioè $i_m = 2, 3, \dots, n_s$, è dato da:

$$\begin{aligned} \alpha_{i_m}^{(1)} &= \frac{M_{c1}^T I + 2 \operatorname{tr}(B^T R_{b i_m}^{(1)}) + M_{c i_m}^T I - \operatorname{tr}(q^T D_{v i_m}^{(1)})}{F^T S_{i_m}^{(1)}} \quad (2.42) \\ &= \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1} + \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right) + \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \end{aligned}$$

dove $R_{b i_m}^{(1)}$ e $D_{v i_m}^{(1)}$ sono le particolarizzazioni delle matrici R_b e D_v nel caso in esame, mentre I è il vettore unitario di ordine n_c .

Inoltre, sempre dalla considerazione che solo i primi i_m piani partecipano al meccanismo di collasso, si ha $H_0 = h_{i_m}$ (si ricorda che H_0 è la somma delle altezze interpiano dei piani che partecipano al generico meccanismo). Di conseguenza, la pendenza $\gamma_{i_m}^{(1)}$ della curva di equilibrio del meccanismo è data per $i_m > 1$ da:

$$\gamma_{i_m}^{(1)} = \frac{\frac{1}{h_{i_m}} V^T S_{i_m}^{(1)}}{F^T S_{i_m}^{(1)}} = \frac{\frac{1}{h_{i_m}} \left(\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k \right)}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k} \quad (2.43)$$

essendo in tal caso $s = s_{i_m}^{(1)}$ e $H_0 = h_{i_m}$; mentre per $i_m = 1$:

$$\gamma_1^{(1)} = \frac{\frac{1}{h_1} V^T S_1^{(1)}}{F^T S_1^{(1)}} = \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} \quad (2.44)$$

2.6.3 Meccanismi di tipo 2

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 2 (Fig. 2.4), il vettore forma degli spostamenti orizzontali può essere scritto come:

$$s_{i_m}^{(2)T} = \{0, 0, 0, \dots, 0, h_{i_m} - h_{i_m-1}, h_{i_m+1} - h_{i_m}, h_3, \dots, h_{n_s} - h_{i_m-1}\} \quad (2.45)$$

dove il primo elemento non nullo è quello corrispondente alla componente di spostamento i_m -esima.

Il moltiplicatore cinematicamente ammissibile corrispondente al meccanismo di tipo 2 per $i_m = 1$ coincide con il moltiplicatore relativo al meccanismo di collasso globale fornito dall' Eq(2.38)), dato da:

$$\begin{aligned} \alpha_1^{(2)} &= \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_b^{(g)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_v^{(g)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1} + \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right)}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} = \alpha_0^{(g)} \end{aligned} \quad (2.46)$$

mentre per $i_m > 1$, cioè $i_m = 2, 3, \dots, n_s$, è dato da:

$$\alpha_{i_m}^{(2)} = \frac{M_{c1}^T I + 2tr(B^T R_{bi_m}^{(2)}) - tr(q^T D_{vi_m}^{(2)})}{F^T S_{i_m}^{(2)}} = \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i i_m} + \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right)}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1})} \quad (2.47)$$

dove $\mathbf{R}_{bi_m}^{(2)}$ e $\mathbf{D}_{vi_m}^{(2)}$ sono le particolarizzazioni delle matrici \mathbf{R}_b e \mathbf{D}_v nel caso in esame.

Siccome nel caso in esame partecipano al meccanismo di collasso l' i_m -esimo piano e quelli sopra a questo, assumendo $H_0 = h_{n_s} - h_{i_m-1}$ e $\mathbf{s} = \mathbf{s}_{i_m}^{(2)}$ si ottiene:

$$\gamma_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} V^T S_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_m-1})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1})} \quad (2.48)$$

2.6.4 Meccanismi di tipo 3

Con riferimento all' i_m -esimo meccanismo di tipo 3 (Fig. 2.4), il vettore forma degli spostamenti orizzontali può essere scritto come:

$$\mathbf{s}_{i_m}^{(3)T} = \{0, 0, \dots, 0, 1, 1, 1, \dots, 1\} (h_{i_m} - h_{i_m-1}) \quad (2.49)$$

dove il primo elemento non nullo è quello corrispondente alla componente di spostamento i_m -esima. Inoltre, sia la matrice $\mathbf{R}_{bi_m}^{(3)}$ che la matrice $\mathbf{D}_{vi_m}^{(3)}$ sono nulle, in quanto nessuna trave partecipa al meccanismo di collasso, quindi il

moltiplicatore cinematicamente ammissibile del meccanismo di tipo 3 per $i_m = 1$ è dato da:

$$\alpha_1^{(3)} = \frac{2M_{c1}^T I}{F^T \mathbf{s}_1^{(3)}} = \frac{2 \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} \quad (2.50)$$

mentre per $i_m > 1$, cioè $i_m = 2, 3, \dots, n_s$, è dato da:

$$\alpha_{i_m}^{(3)} = \frac{2M_{ci_m}^T I}{F^T \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}} = \frac{2 \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (2.51)$$

la quale tiene conto del fatto che solo le colonne dell' i_m -esimo piano sono elasticizzate ad entrambe le estremità.

Siccome solo l' i_m -esimo piano è coinvolto nel meccanismo di collasso, assumendo $H_0 = h_{i_m} - h_{i_m-1}$ e $\mathbf{s} = \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}$ si ottiene:

$$\gamma_{i_m}^{(3)} = \frac{\frac{1}{h_{i_m} - h_{i_m-1}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}}{F^T \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}} = \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{(h_{i_m} - h_{i_m-1}) \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (2.52)$$

Per $i_m = 1$ la pendenza $\gamma_1^{(3)}$ della curva di equilibrio del meccanismo è data da:

$$\gamma_1^{(3)} = \frac{\frac{1}{h_1} \mathbf{V}^T \mathbf{s}_1^{(3)}}{F^T \mathbf{s}_1^{(3)}} = \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k}{(h_1) \sum_{k=1}^{n_s} F_k} \quad (2.53)$$

2.7 Condizioni di progetto per il controllo del meccanismo di collasso

Al fine di ottenere una struttura che sviluppi al collasso un meccanismo globale, è necessario dimensionare le sezioni di estremità delle colonne in modo che, nel rispetto del teorema cinematico del collasso plastico, il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali corrispondente al meccanismo di tipo globale sia il più piccolo tra tutti i moltiplicatori cinematicamente ammissibili. Questa condizione è sufficiente per assicurare il desiderato meccanismo di collasso a condizione che il materiale utilizzato si comporti come rigido-plastico, cosicché gli spostamenti orizzontali si possono assumere uguali a zero fino al completo sviluppo del cinematismo. Nella realtà l'effettivo comportamento è elasto-plastico, con significativi spostamenti prima del completo sviluppo del meccanismo di collasso. Questi spostamenti contribuiscono ad aumentare gli effetti del secondo ordine, che devono quindi essere tenuti in debito conto in fase di progetto.

Dal punto di vista pratico, l'influenza degli effetti del secondo ordine possono essere portata in conto imponendo che la curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo globale si trovi al di sotto di quelle corrispondenti agli altri meccanismi (Fig. 2.12). In realtà, il rispetto di tale condizione è necessario solo fino ad un determinato spostamento ultimo δ_u , che deve essere scelto compatibilmente con la capacità di rotazione plastica degli elementi dissipativi.

Le condizioni di progetto che bisogna imporre sono dunque:

$$\alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \cdot \delta_u \leq \alpha_{i_m}^{(t)} - \gamma_{i_m}^{(t)} \cdot \delta_u \quad i_m = 1, 2, 3, \dots, n_s \quad t = 1, 2, 3 \quad (2.54)$$

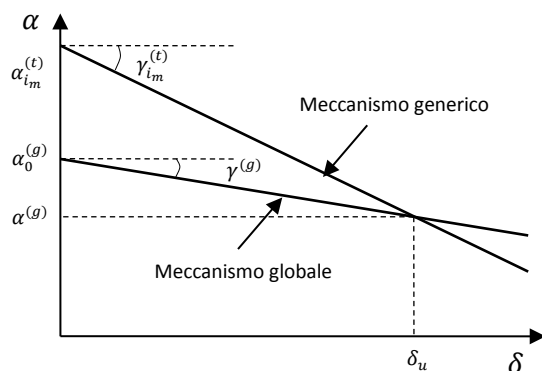


Fig. 2.12 - Condizioni di progetto relative alle curve di equilibrio dei meccanismi

Questo significa che ci sono $3n_s$ condizioni di progetto che devono essere contemporaneamente soddisfatte nel caso di una struttura di n_s piani. Queste condizioni, che derivano dall'estensione del teorema del limite superiore alle curve di equilibrio del meccanismo, saranno successivamente integrate da condizioni relative alle limitazioni di carattere tecnologico riguardanti l'andamento della sezione delle colonne lungo l'altezza. Infatti, sebbene tali sezioni possano solo decrescere spostandosi da un piano a quello superiore, la procedura non sempre rispetta questa condizione che perciò deve essere verificata ed eventualmente imposta. Tale condizione non deve però alterare il soddisfacimento della condizione che la curva di equilibrio del meccanismo corrispondente al meccanismo globale, si trovi al di sotto di quelle corrispondenti agli altri meccanismi fino allo spostamento ultimo δ_u .

2.7.1 Condizioni per evitare meccanismi di tipo 1

Le condizioni di progetto da soddisfare per evitare meccanismi di collasso di tipo 1, per $i_m > 1$, cioè $i_m = 2, 3, \dots, n_s$, possono essere espresse dalla seguente condizione:

$$\begin{aligned} & \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_b^{(g)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_v^{(g)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} - \frac{\frac{\delta_u}{h_{n_s}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}^{(g)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} \\ & \leq \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_{bi_m}^{(1)}) + \mathbf{M}_{ci_m}^T \mathbf{I} - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_{vi_m}^{(1)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(1)}} \\ & - \frac{\frac{\delta_u}{h_{i_m}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(1)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(1)}} \end{aligned} \quad (2.55)$$

mentre per $i_m = 1$, sono espresse dalla condizione:

$$\begin{aligned} & \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_b^{(g)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_v^{(g)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} - \frac{\frac{\delta_u}{h_{n_s}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}^{(g)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} \\ & \leq \frac{2\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_1^{(1)}} - \frac{\frac{\delta_u}{h_1} \mathbf{V}^T \mathbf{s}_1^{(1)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_1^{(1)}} \end{aligned} \quad (2.56)$$

2.7.2 Condizioni per evitare meccanismi di tipo 2

Le condizioni di progetto da soddisfare per evitare meccanismi di collasso di tipo 2, per $i_m > 1$, cioè $i_m = 2, 3, \dots, n_s$, possono essere espresse dalla seguente condizione:

$$\begin{aligned}
& \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_b^{(g)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_v^{(g)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} - \frac{\frac{\delta_u}{h_{n_s}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}^{(g)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} \\
& \leq \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_{bi_m}^{(2)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_{vi_m}^{(2)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(2)}} \\
& \quad - \frac{\frac{\delta_u}{h_{n_s} - h_{i_m-1}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(2)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(2)}}
\end{aligned} \tag{2.57}$$

mentre per $i_m = 1$, poiché il meccanismo di tipo 2 coincide con il meccanismo globale, sostituendo $\alpha^{(g)}$, $\gamma^{(g)}$ e $\alpha_1^{(2)}$, $\gamma_1^{(2)}$ nell'Eq (2.54) non si può ottenere alcuna condizione di progetto.

2.7.3 Condizioni per evitare meccanismi di tipo 3

Le condizioni di progetto da soddisfare per evitare meccanismi di collasso di tipo 3, per $i_m > 1$, cioè $i_m = 2, 3, \dots, n_s$, possono essere espresse come segue:

$$\begin{aligned}
& \frac{\mathbf{M}_{c1}^T \mathbf{I} + 2tr(\mathbf{B}^T \mathbf{R}_b^{(g)}) - tr(\mathbf{q}^T \mathbf{D}_v^{(g)})}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} - \frac{\frac{\delta_u}{h_{n_s}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}^{(g)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}^{(g)}} \\
& \leq \frac{2\mathbf{M}_{ci_m}^T \mathbf{I}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}} - \frac{\frac{\delta_u}{h_{i_m} - h_{i_m-1}} \mathbf{V}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}}{\mathbf{F}^T \mathbf{s}_{i_m}^{(3)}}
\end{aligned} \tag{2.58}$$

Per $i_m = 1$, poiché il meccanismo di tipo 3 coincide con il meccanismo di tipo 1, essi forniscono la medesima condizione di progetto per le colonne al primo piano.

2.8 Algoritmo di progetto

Le condizioni di progetto definite nei paragrafi precedenti, le quali, come detto, derivano dall'applicazione del teorema cinematico del collasso plastico, possono essere utilizzate per il progetto di un telaio sismo-resistente in acciaio in presenza di irregolarità tipo "set-backs" capace di collassare secondo un meccanismo di tipo globale. A tal fine è possibile implementare uno specifico algoritmo di calcolo, che si articola nei seguenti passaggi:

- a) Scelta di uno spostamento massimo fino al quale si desidera assicurare che il meccanismo di collasso non possa essere diverso da quello globale (ovvero fino al quale la curva di equilibrio del meccanismo globale deve giacere al di sotto di quelle relative a tutti gli altri meccanismi); nel rispetto dell'ipotesi di comportamento rigido-plastico della struttura, tale spostamento si assume pari a $\delta_u = \theta_{pu} \cdot H_{ns}$, dove θ_{pu} è il valore ultimo della rotazione plastica delle travi o delle connessioni trave-colonna mentre H_{ns} è l'altezza dell'intero edificio. Tale assunzione si basa sull'osservazione che il completo sviluppo della duttilità globale del telaio irregolare può essere limitato, in linea teorica, dalla duttilità locale delle travi. Per questo si assume usualmente una rotazione massima in campo plastico pari a $\theta_{pu} = 0.04 \text{ rad}$;
- b) Calcolo delle pendenze $\gamma_{im}^{(t)}$ delle curve di equilibrio dei meccanismi considerati mediante le equazioni (2.39), (2.43), (2.48) e (2.52);
- c) Calcolo della forza assiale nelle colonne al collasso;
- d) Calcolo della somma dei momenti plastici ridotti per la presenza dello sforzo normale richiesti alle colonne del primo piano $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}$, per $i_m = 1$, attraverso la relazione seguente:

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

$$\geq \frac{\sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right) + (\gamma_1^{(1)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{2 \frac{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} - 1} \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1} \quad (2.59)$$

L'Eq. (2.59) si ottiene dalla condizione (2.54) per $i_m = 1$ e $t = 1$ o $t = 3$ perché, come già detto, per $i_m = 1$ il meccanismo di tipo 1 e il meccanismo di tipo 3 coincidono e, quindi, forniscono la stessa condizione di progetto. Inoltre, è importante sottolineare che, per $i_m = 1$, il meccanismo di tipo 2 coincide con il meccanismo di tipo globale, quindi l'Eq. (2.54), per $i_m = 1$ e $t = 2$, diventa un'identità. Le osservazioni appena fatte sono di fondamentale importanza dal punto di vista pratico perché consentono di progettare le colonne del primo piano direttamente dall'Eq. (2.59) e di evitare la procedura iterativa, conducendo ad una soluzione in forma chiusa facilmente applicabile mediante calcoli manuali.

- e) La somma dei momenti plastici richiesti dalle colonne del primo piano deve essere ripartita tra le colonne mediante dei criteri che verranno descritti di seguito. Una volta calcolate le azioni interne ($M_{c,i1}, N_{c,i1}$ per $i = 1, 2, \dots, n_c$) per le colonne del primo piano, queste possono essere progettate. Poiché le sezioni delle colonne sono selezionate all'interno di un sagomario, il valore della somma dei momenti plastici effettivi, chiamata $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}^*$, è generalmente maggiore di quella ottenuta dall'Eq. (2.59) che rappresenta il valore minimo. Di conseguenza, la curva di equilibrio del meccanismo $\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \cdot \delta$ deve essere calcolata utilizzando il moltiplicatore $\alpha_0^{(g)}$ che si ottiene attraverso l'Eq. (2.38) sostituendo il termine $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}$ con $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}^*$. Inoltre, il moltiplicatore delle forze sismiche orizzontali

corrispondente allo spostamento ultimo di progetto può essere calcolato come $\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u$.

- f)** Valutazione della somma dei momenti plastici richiesti alle colonne, ridotti per la concomitante presenza dello sforzo assiale, $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}^t$, per $i_m > 1$ e $t = 1, 2, 3$ attraverso le seguenti relazioni:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)} \geq \left(\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(1)} \cdot \delta_u \right) \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} F_k \right) - \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}^* - \sum_{k=1}^{i_m-1} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right) \quad (2.60)$$

Necessaria per evitare la formazione di meccanismi di tipo 1;

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)} \geq \left(\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(2)} \cdot \delta_u \right) \left(\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) \right) - \sum_{k=i_m}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \left(2B_{jk} \frac{L_j}{L_j - x_{jk}} - q_{jk} \frac{L_j x_{jk}}{2} \right) \quad (2.61)$$

Necessaria per evitare la formazione di meccanismi di tipo 2;

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \geq \left(\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(3)} \cdot \delta_u \right) \frac{(h_{i_m} - h_{i_m-1})}{2} \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \quad (2.62)$$

Necessaria per evitare la formazione di meccanismi di tipo 3. Le Eq. (2.60), (2.61) e (2.62) sono derivate direttamente dall'Eq. (2.54) per $i_m > 1$ e $t = 1$, $t = 2$ e $t = 3$, rispettivamente.

- g)** Valutazione della somma dei momenti plastici ridotti richiesti alle colonne di ogni piano come massimo tra i valori che derivano dall'applicazione delle tre condizioni definite sopra:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m} = \max \left\{ \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)}, \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)}, \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \right\} \quad (2.63)$$

- h)** La somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ogni piano, ridotti per la concomitante presenza dello sforo assiale, viene ripartita tra le colonne del piano secondo differenti criteri come verrà descritto successivamente, con riferimento al caso particolare dei telai con “set-backs”. La conoscenza del momento plastico e dello sforzo normale agente in una colonna all’atto del collasso consente il progetto della sezione della colonna stessa.
- i)** Verifica delle condizioni di carattere tecnologico, per cui la i -esima colonna del $k+1$ -esimo piano deve essere minore o uguale alla i -esima colonna del k -esimo piano. Se tali condizioni richiedono il cambiamento della sezione di una colonna del primo piano, la procedura deve essere ripetuta partendo dal punto e). Infatti in questo caso si ottiene un nuovo valore di $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1}^*$ e, di conseguenza, il valore della somma dei momenti plastici richiesti alle colonne di ogni piano (Eq. (2.63)) sarà diversa. È importante sottolineare che la possibilità di una revisione della sezione delle colonne deriva dal fatto che queste sono selezionate da sagomario mentre la teoria fornisce una soluzione in forma chiusa. Quando anche le condizioni tecnologiche sono soddisfatte allora le sezioni delle colonne sono quelle in grado di garantire che il telaio al collasso esibisca un meccanismo di tipo globale.

2.9 Valutazione della forza assiale nelle colonne al collasso

Come già sottolineato nell'algoritmo descritto nel paragrafo precedente, noto il valore della sommatoria dei momenti plastici ridotti delle colonne del k -esimo piano questa deve essere ripartita tra le colonne di piano in modo da ricavare il momento flettente relativo alla generica membratura il che, unitamente allo sforzo assiale, ne consente il progetto. E' dunque necessario preventivamente stimare lo sforzo normale che insorge nelle colonne nelle condizioni di collasso.

La valutazione dello sforzo normale nelle colonne al collasso può essere effettuata tenendo conto del fatto che, quando si genera il meccanismo di tipo globale, ad ogni piano entrambe le estremità delle travi sono plasticizzate e quindi i momenti di estremità sono pari proprio al momento plastico. Noti dunque i carichi verticali agenti sulle travi, gli sforzi trasmessi alle colonne del k -esimo piano dalle travi sono dati da:

$$N_{c,k} = N_{v,k} + N_{o,k} \quad (2.64)$$

dove, assumendo positivi gli sforzi di compressione:

- $N_{v,k} = \sum_{j=k}^{ns} \frac{q_k \cdot L_k}{2}$ è lo sforzo normale che si genera nelle colonne per effetto del carico verticale uniforme q_k agente sulla trave del k -esimo piano, essendo L_k la lunghezza della trave;

- $N_{o,k} = \pm \sum_{j=k}^{ns} \frac{M_{o,k} + M_{b,k}}{L}$ è lo sforzo normale che si genera nelle colonne per effetto della plasticizzazione dell'estremità delle travi, essendo $M_{b,k}$ il momento plastico della trave al k -esimo piano, e $M_{o,k}$ il valore del momento alla prima estremità della trave nel caso in cui $q_k > q_{lim}$; $M_{b,k}$ nel caso contrario.

Quindi, nota per ogni piano la forza assiale nelle colonne al collasso e calcolata la somma dei momenti plastici ridotti, bisogna come già accennato, calcolare il momento plastico relativo a ciascuna colonna del piano.

Per definire tale valore del momento, ridotto per la presenza dello sforzo normale, associato ad ogni colonna del k -esimo piano a partire dalla sommatoria dei momenti relativi alle colonne dello stesso piano, bisogna definire dei criteri appropriati.

Per il caso specifico dei telai sismo-resistenti in acciaio in presenza di irregolarità tipo set-backs, vengono descritti di seguito 4 criteri di dimensionamento delle colonne che si differenziano per il modo in cui la sommatoria dei momenti plastici ridotti viene ripartita tra le colonne del piano corrispondente. La scelta dell'utilizzo di un criterio piuttosto che di un altro dipende essenzialmente, come vedremo, dalle caratteristiche di regolarità della struttura considerata.

2.9.1 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G1

Il primo criterio di dimensionamento delle colonne, che sarà indicato con la sigla **G1** (Global 1), consente di ottenere il momento plastico ridotto di ciascuna colonna a partire dalla sommatoria dei momenti plastici ridotti delle colonne del k -esimo

piano assumendo che ognuna di essa fornisca alla suddetta somma un contributo proporzionale allo sforzo normale presente nella colonna stessa all'atto del collasso:

$$M_{c,ik} = \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ik} \frac{N_{ik}}{\sum_{i=1}^{n_c} N_{ik}} = \rho_k \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i1} \frac{N_{ik}}{\sum_{i=1}^{n_c} N_{ik}} \quad (2.65)$$

Tale criterio, non portando in alcun modo in conto la presenza eventuale di set-backs, può essere utilizzato in qualunque caso a prescindere dalle caratteristiche di regolarità del telaio considerato.

2.9.2 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G2

Il secondo criterio di ripartizione della sommatoria dei momenti ridotti delle colonne di ogni piano, denominato **G2** (Global2), prevede preliminarmente il dimensionamento delle colonne esterne relative ai piani al di sopra dei quali sono presenti arretramenti che interessano almeno una campata (Fig. 2.13).

Tale dimensionamento viene effettuato assumendo che il momento plastico ridotto relativo ad esse, $M_{c,ik}$, sia pari al momento plastico $M_{b,jk}$ della trave corrispondente:

$$M_{c,ik} = M_{b,jk} \quad (2.66)$$

Una volta definito, come visto, il momento plastico relativo a tutte le colonne esterne situate in corrispondenza dei set-backs di ciascun piano, e dopo averle dimensionate si procede sottraendo il momento resistente delle stesse dal valore

dalla sommatoria dei momenti plastici ridotti delle colonne del piano corrispondente e quindi si ripartisce il valore così ottenuto in funzione dello sforzo normale presente nelle restanti colonne al momento del collasso.

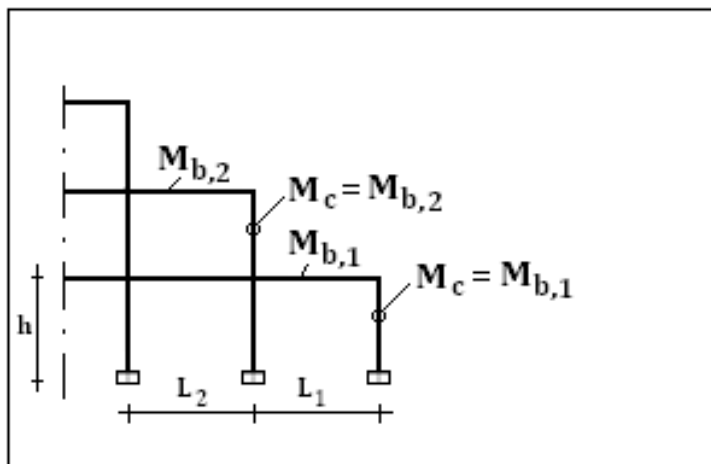


Fig. 2.13 - Criterio di dimensionamento delle colonne G2

Tale criterio, portando in conto la presenza di irregolarità in elevazione, non può essere applicato al caso dei telai regolari, ma solo in presenza di arretramenti che riguardano almeno una campata.

2.9.3 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G3

Il terzo criterio, denominato **G3** (Global3), viene applicato al caso di telai sismo-resistenti in acciaio che presentano set-backs che interessano più di una campata.

In tale situazione, tale criterio propone di dimensionare, oltre alle colonne esterne, come visto per il criterio **G2**, anche le colonne interne posizionate in corrispondenza di arretramenti superiori ad una campata (Fig. 2.14).

Tale dimensionamento viene perseguito assumendo che il momento plastico della colonna considerata sia uguale alla somma dei momenti plastici delle travi adiacenti:

$$M_{c,ik} = M_{b,jk,s} + M_{b,jk,d} \quad (2.67)$$

avendo indicato con:

- $M_{c,ik}$ il momento plastico ridotto della colonna interna in presenza di arretramenti maggiori ad una campata;
- $M_{b,jk,s}$ il momento plastico della trave adiacente alla colonna situata alla sinistra della stessa;
- $M_{b,jk,d}$ il momento plastico della trave adiacente alla colonna situata alla destra della stessa;

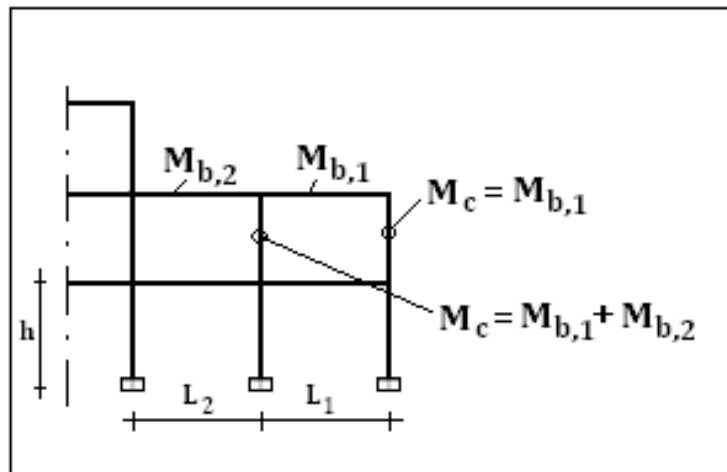


Fig. 2.14 - Criterio di dimensionamento delle colonne G3

Una volta dimensionate, mediante i criteri **G2** e **G3**, le colonne esterne ed interne presenti in corrispondenza di set-back che interessano più di una campata, relativamente al k -esimo piano, si va a sottrarre la somma dei momenti resistenti relativi ad esse dalla sommatoria dei momenti plastici delle colonne del piano corrispondente. Il valore così ottenuto viene ripartito tra le restanti colonne del piano in funzione dello sforzo normale relativo a ciascuna di esse.

2.9.4 Criterio di dimensionamento delle colonne di tipo G4

L'ultimo criterio di ripartizione, **G4** (Global 4), viene applicato agli stessi casi di riferimento del criterio di tipo 3 ed utilizza la stessa procedura, con l'unica differenza che, in tale criterio, il momento plastico ridotto della colonna interna situata al di sotto di arretramenti superiori ad una campata viene assunto pari al momento plastico di una sola delle travi adiacenti (Fig. 2.15):

$$M_{c,ik} = M_{b,jk} \quad (2.68)$$

avendo indicato con:

- $M_{c,ik}$ il momento plastico ridotto della colonna interna in presenza di arretramenti maggiori ad una campata;
- $M_{b,jk}$ il minore dei momenti plastici delle travi adiacenti alla colonna considerata.

L'assunzione di considerare per la colonna interna un momento plastico uguale a quello relativo ad una sola delle travi adiacenti è coerente con la raccomandazione dell'Eurocodice 8 per cui il criterio del capacity design, in base al quale la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne che convergono nel

nodo deve essere non minore della somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nello stesso amplificata di un fattore 1,3, non si applica per l'ultimo piano di telai multipiano.

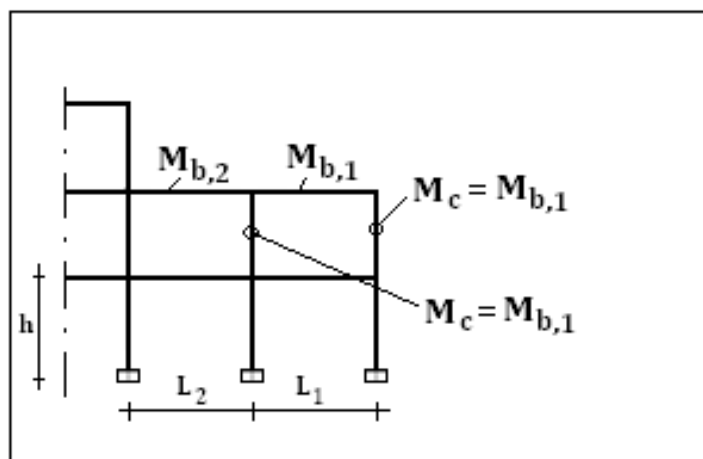


Fig. 2.15 - Criterio di dimensionamento delle colonne G4

2.10 Bibliografia

- [1] CNR-GNDT: "Norme tecniche per le Costruzioni in Zone sismiche", Dicembre 1984.
- [2] ECCS: "European Recommendation for Steel Structures in Seismic Zones", 1988.
- [3] CEN (2000): "prEN 1998-1 - Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and rules for Building", Comité Européen de Normalisation, May.
- [4] Mazzolani, F. M. and Piluso, V. [1996] "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames" (E & FN Spon).
- [5] Mazzolani, F. M. and Piluso, V. [1997] "Plastic design of seismic resistant steel frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 26, 167-191.

CAPITOLO 3 COMPORTAMENTO CICLICO DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

3.1 Introduzione

In accordo con i criteri della progettazione sismica tradizionale, la dissipazione dell'energia sismica in ingresso nei telai sismo-resistenti avviene in alcune zone degli elementi strutturali che vengono impegnate in campo plastico e che, quindi, devono essere dettagliate in maniera appropriata al fine di assicurare cicli di isteresi ampi e stabili. Inoltre, allo scopo di progettare strutture dissipative, è importante promuovere la formazione del maggior numero possibile di zone dissipative, controllando in maniera appropriata il meccanismo di collasso. A tale scopo, poiché la plasticizzazione delle colonne può portare alla formazione di meccanismi di collasso non dissipativi, le norme sismiche moderne, come l'ANSI-AISC [1] e l'Eurocodice 8 [18], suggeriscono l'applicazione del criterio di gerarchia trave-colonna il quale impone che, in corrispondenza di ogni nodo trave-colonna, la rigidezza flessionale delle colonne collegate deve essere sufficientemente maggiore della rigidezza flessionale delle travi che convergono nel nodo. Ad ogni modo, è importante sottolineare che il soddisfacimento di questo criterio di progettazione è solo in grado di prevenire lo sviluppo di un meccanismo di piano ma non è sufficiente a garantire la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale [2][4].

Le zone dissipative possono essere localizzate alle estremità della trave o negli elementi di collegamento, a seconda della tipologia di nodo trave-colonna impiegata. Infatti, le connessioni trave-colonna possono essere progettate sia come nodi a completo ripristino di resistenza, con una sufficiente sovraresistenza rispetto alla trave collegata concentrando le zone dissipative alle estremità delle travi [2][5][6], o come nodo a parziale ripristino di resistenza, di modo che l'energia sismica in ingresso è dissipata attraverso l'impegno plastico di componenti nodali opportunamente selezionate.

L'uso di nodi rigidi a completo ripristino di resistenza è stato considerato tradizionalmente il modo migliore per dissipare l'energia sismica in ingresso, di conseguenza, le norme sismiche forniscono specifici criteri di progettazione per tali nodi, mentre, non ci sono raccomandazioni dettagliate sui collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

Dopo gli eventi sismici di Kobe e Northridge, sono state identificate due strategie per migliorare le prestazioni sismiche dei telai sismo-resistenti in acciaio soggetti ad azioni sismiche. Un primo approccio si basa sull'idea di perfezionare il comportamento sismico delle connessioni saldate [7][8][9] perfezionando le tecniche di saldatura esistenti generalmente rinforzando l'area critica soggetta a frattura. Il secondo approccio si basa sulla possibilità di promuovere la dissipazione dell'energia in corrispondenza delle travi, andando a ridurre l'area resistente a flessione di queste ultime tagliando in maniera opportuna le flange in una zona prossima al collegamento trave-colonna. Questo approccio, consistente in un indebolimento della sezione della trave, è comunemente chiamato RBS (Reduced Beam Section) o Dog Bone [7][10][11][12][13][14][15][16][17].

L'Eurocodice 8 [18] ha aperto le porte all'uso dei nodi a parziale ripristino di resistenza al fine di concentrare la dissipazione dell'energia sismica in ingresso negli elementi di collegamento dei nodi trave-colonna. Questo nuovo approccio progettuale è stato oggetto di numerosi studi negli ultimi decenni e ha guadagnando crescente interesse soprattutto negli ultimi anni.

È stato riconosciuto che i collegamenti semirigidi a parziale ripristino di resistenza possono portare a capacità dissipative e duttilità compatibili con la domanda sismica, purché siano correttamente progettati mediante una scelta appropriata della componente nodale in cui la dissipazione deve avvenire. Inoltre, l'uso di questa tipologia di nodi, permette di evitare la plasticizzazione delle colonne è quindi il loro sovradimensionamento, portando a soluzioni strutturali particolarmente convenienti soprattutto nel caso di telai sismo-resistenti con campate di grande luce [19].

E' noto che lo studio di nodi in acciaio a parziale ripristino di resistenza può essere condotto mediante il cosiddetto metodo delle componenti [20][21][2][22][6][23][24] che è stato codificato dall'Eurocodice 3 [25]. Con riferimento ai nodi trave-colonna, l'approccio alle componenti consente una predizione della risposta momento-rotazione, a condizione che tutte le risorse di resistenza e deformabilità, cioè tutte le componenti del nodo, siano adeguatamente identificate.

L'approccio alle componenti fornisce una soluzione al tema importante della previsione dei parametri che regolano la risposta rotazionale del nodo, come rigidità e resistenza flessionale, che dipendono dalle proprietà geometriche degli elementi di collegamento e dalle proprietà meccaniche dei materiali. Anche se il metodo delle componenti, nella sua versione codificata [25], è stato utilizzato

principalmente per la previsione della resistenza e della rigidezza, recenti ricerche [26] hanno dimostrato che esso può essere applicato con successo anche per la predizione della risposta ciclica dei nodi trave-colonna, a condizione che sia disponibile una modellazione ciclica delle componenti nodali con una corretta definizione dei parametri che regolano le leggi di degrado di rigidezza e resistenza. Questo obiettivo è stato raggiunto con il supporto di prove sperimentali volte alla definizione della risposta ciclica delle singole componenti nodali o della risposta ciclica del nodo trave-colonna nel suo complesso. Negli ultimi decenni sono stati portati avanti numerosi programmi sperimentali riguardanti lo studio delle connessioni trave-colonna nel loro complesso, mentre minore è stato il numero dei test sperimentali eseguiti al fine di ricavare la risposta ciclica delle singole componenti del nodo [26][28][29][6][30][31][32][33][34]. Ciò nonostante sono ancora necessari significativi sforzi nella ricerca al fine di sviluppare modelli meccanici completi, basati sul metodo delle componenti, in grado di condurre ad una previsione della risposta rotazionale ciclica dei collegamenti trave-colonna a partire dalla conoscenza delle loro proprietà geometriche e delle proprietà dei materiali.

A partire dalla modellazione del comportamento ciclico dei nodi trave-colonna effettuata sulla base dei risultati sperimentali relativi alla loro risposta rotazionale, il presente lavoro si propone di indagare l'influenza della tipologia delle connessioni trave-colonna sulla risposta sismica di telai in acciaio sismo-resistenti al fine di sviluppare metodologie più accurate per la valutazione della prestazione sismica di strutture con collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

Non è scontato ricordare che l'Eurocodice 3 [25] fornisce informazioni sufficienti a valutare unicamente il comportamento monotono delle connessioni trave-colonna, ma non fornisce alcuna indicazione relativa alla modellazione del comportamento

ciclico delle componenti nodali. Inoltre, secondo l'Eurocodice 8 [18], lo sviluppo di prove sperimentali è necessario, nel caso dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza, al fine di dimostrare l'ottenimento delle risorse di duttilità richieste dalla normativa vigente.

Uno degli obiettivi principali della ricerca degli ultimi anni è stato la valutazione circa l'effettiva possibilità di estendere l'approccio alle componenti alla la predizione della risposta ciclica dei nodi trave-colonna [26]. A tal fine è stato portato avanti un programma sperimentale presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi di Salerno, iniziato nel 2007, al fine di investigare sul comportamento ciclico dei nodi trave-colonna [35]. La campagna sperimentale eseguita ha consentito di indagare il comportamento delle componenti del nodo all'interno della risposta rotazione complessiva di nodi trave-colonna soggetti a carichi ciclici. In particolare, i risultati ottenuti hanno messo in evidenza come la tipologia dei cicli di isteresi è governata principalmente dalla componente nodale più debole. È stato dimostrato come la dissipazione dell'energia fornita dai nodi trave-colonna sotto carichi ciclici, può essere ottenuta come la somma dell'energia dissipata da ogni singola componente del nodo, supponendo che esse siano opportunamente identificate e che la loro risposta ciclica momento-rotazione sia opportunamente misurata. Questo risultato è molto importante in quanto testimonia l'applicabilità del metodo delle componenti anche nel caso di condizioni di carico ciclico. Inoltre, è stata investigata la reale possibilità di estendere l'approccio delle componenti alla predizione della risposta ciclica di nodi trave-colonna [26] portando alla definizione di un modello meccanico per la predizione della risposta ciclica delle connessioni bullonate. Sulla base dell'approccio alle componenti, è stato evidenziato come il comportamento ultimo delle connessioni trave-colonna bullonate sotto azioni cicliche può essere

governato rinforzando in maniera opportuna le componenti la cui plasticizzazione deve essere prevenuta [35].

Pertanto, il metodo delle componenti può essere anche rivisto come uno strumento di progetto efficace dal punto di vista sismico consentendo l'adozione del criterio di gerarchia a livello delle componenti, partendo dal presupposto che le zone dissipative, cioè le componenti più deboli del nodo, siano state opportunamente selezionate e progettate.

3.2 Collegamenti trave-colonna considerati

Le tipologie di connessione trave-colonna qui investigate sono quattro connessioni a parziale ripristino di resistenza, progettate al fine di ottenere la stessa resistenza flessionale di progetto partendo da dettagli costruttivi differenti e quindi portando a risorse di duttilità e caratteristiche dissipative del tutto diverse. Le prime tre connessioni sono state progettate mediante criteri di gerarchia a livello delle singole componenti, attraverso il metodo delle componenti, in maniera tale da predeterminare la componente più debole in cui avviene la dissipazione dell'energia sismica [35]. La quarta connessione è un nodo trave-colonna equipaggiato con dissipatori ad attrito posizionati in corrispondenza delle flange della trave collegata. Tali dispositivi sono progettati e dettagliati al fine di dissipare l'energia sismica in ingresso in funzione del massimo spostamento richiesto in occasione di eventi sismici di tipo distruttivo.

La ragione per la quale questi nodi trave colonna sono stati investigati è legata alla disponibilità di risultati sperimentali relativi alla loro risposta rotazionale ciclica, in quanto essi sono stati testati all'interno di sub-assemblaggi strutturali presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi di Salerno, come accennato nel paragrafo precedente [35].

Le tipologie nodali oggetto del presente lavoro sono le seguenti:

- **EEP-CYC 02:** nodo flangiato a parziale ripristino con dissipazione prevalente nel piatto di estremità ("end-plate");
- **EEP-DB-CYC 03:** nodo flangiato a "parziale" ripristino di resistenza progettato in modo da sviluppare la cerniera plastica in corrispondenza della trave tagliando opportunamente le flange di quest'ultima in modo da

ridurre la sua resistenza flessionale secondo i criteri di progettazione definiti per la strategia della trave indebolita (dog-bone);

- **TS-CYC 04:** nodo a parziale ripristino di resistenza con T-stubs di estremità dimensionato per concentrare la dissipazione negli stessi, evitando l'impegno plastico delle componenti nodali riguardanti la colonna.
- **TS-M2-460-CYC 09:** nodo con T-stubs di estremità equipaggiato con «friction dampers» dimensionati per attivarsi prima della plasticizzazione della trave collegata.

3.3 Descrizione dei test sperimentali

Come già accennato, l'utilizzo delle tipologie di nodo trave-colonna descritte nel paragrafo precedente, è legato alla disponibilità di risultati sperimentali relativi alla loro risposta rotazionale ciclica. Infatti, il comportamento ciclico di tali nodi trave-colonna è stato oggetto di un programma sperimentale portato avanti presso l'Università degli Studi di Salerno ed iniziato nel 2007 [35].

L'allestimento delle prove sperimentali è stato realizzato presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi di Salerno. Tale laboratorio dispone di un piastrone di base in c.a. dello spessore di 1 m ed al quale, mediante l'uso di barre dywidag ad alta resistenza, è stato ancorato un telaio di contrasto verticale ed una slitta di base. Entrambi i dispositivi di vincolo sono realizzati mediante l'assemblaggio di lastre di acciaio completamente saldate ed elementi strutturali. Al telaio verticale, grazie ad una foratura disposta lungo una sua colonna, sono stati agganciati due attuatori idraulici utilizzati per l'applicazione dei carichi durante le prove. Alla slitta di base, costituita da piastre rigide in acciaio forate in modo da consentire il fissaggio di ulteriori dispositivi di vincolo, sono state opportunamente bloccate due cerniere al fine simulare la condizione di vincolo di una connessione all'interno di una struttura reale. La prima cerniera è stata pensata per assorbire gli sforzi di taglio e le azioni assiali, l'altra per consentire lo slittamento in direzione orizzontale e bloccare gli spostamenti ortogonali. L'ultimo dispositivo di vincolo è un telaio di contrasto orizzontale necessario per evitare l'instabilità flessione-torsionale della trave d'acciaio nel corso delle prove sperimentali. In Fig. 3.1 viene mostrato lo schema dell'allestimento dei dispositivi di vincolo per l'esecuzione delle prove in laboratorio.

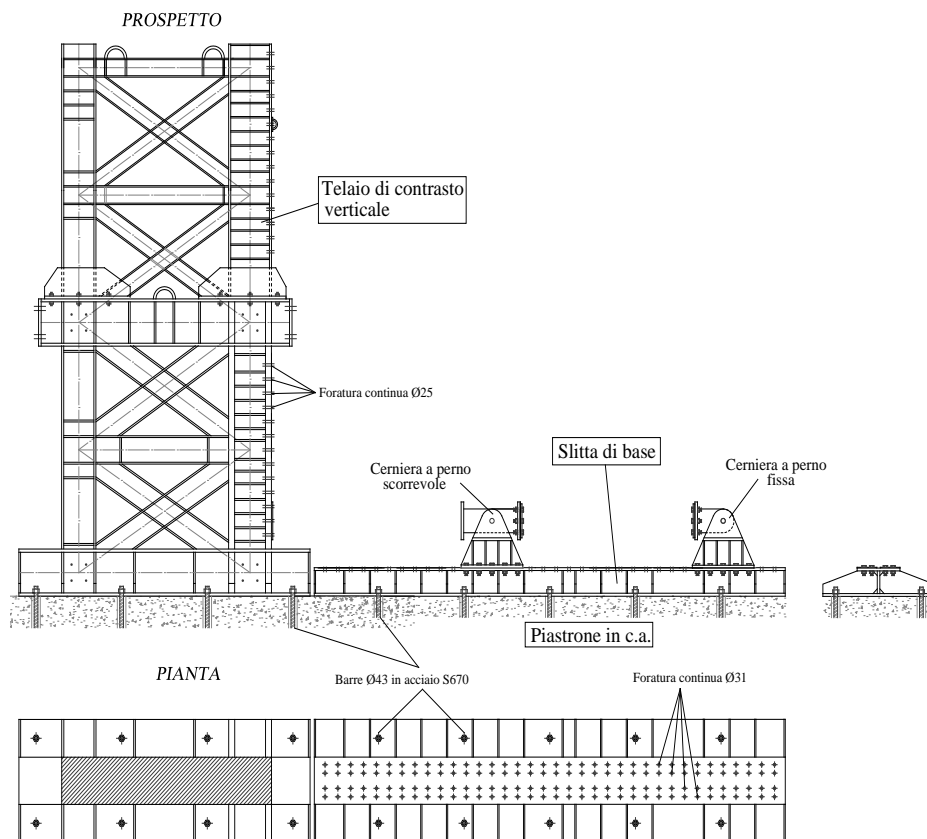


Fig. 3.1 - Dispositivi di vincolo utilizzati nelle prove sperimentali

Per l'applicazione dei carichi sono stati utilizzati due attuatori idraulici della *MTS*, modello 243. Il primo attuttore, disposto inferiormente, della capacità di 1000 kN e governato in controllo di forza, è stato utilizzato per applicare uno sforzo normale di compressione costante nelle colonne e pari a circa 650 kN che corrisponde al 30% del carico critico della colonna. L'attuttore superiore, invece, avente capacità di 250 kN e governato in controllo di spostamenti, è stato agganciato all'estremità

libera della trave per consentire l'applicazione di carichi ciclici, ovvero della storia di spostamento (Fig. 3.2).

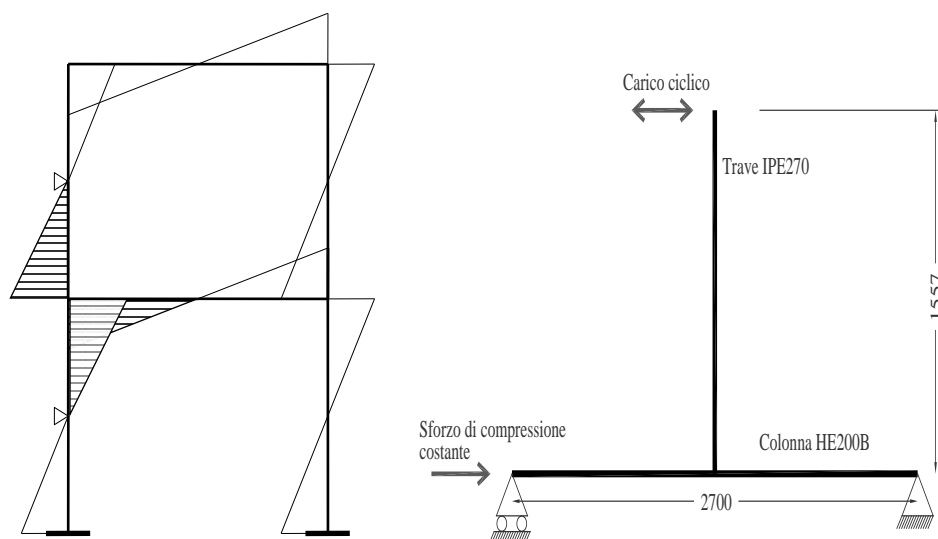


Fig. 3.2 - Sollecitazioni in un telaio dovute all'azione sismica e Schema riprodotto in laboratorio

La storia di carico è data in termini di "drift angle", in accordo con le previsioni AISC [1]. Ampiezza e numero dei cicli sono stati programmati con riferimento a quanto suggerito dalle norme AISC [1] per le prove di carico cicliche su connessioni trave-colonna, le quali suggeriscono di condurre queste sperimentazioni a rotazione controllata del nodo, indicando come prova ciclica tipo quella rappresentata in Fig. 3.3.

- 6 cicli a $\theta=0,00375$ rad
- 6 cicli a $\theta=0,005$ rad
- 6 cicli a $\theta=0,0075$ rad

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

- 4 cicli a $\theta=0,01$ rad
- 2 cicli a $\theta=0,015$ rad
- 2 cicli a $\theta=0,02$ rad
- 2 cicli a $\theta=0,03$ rad

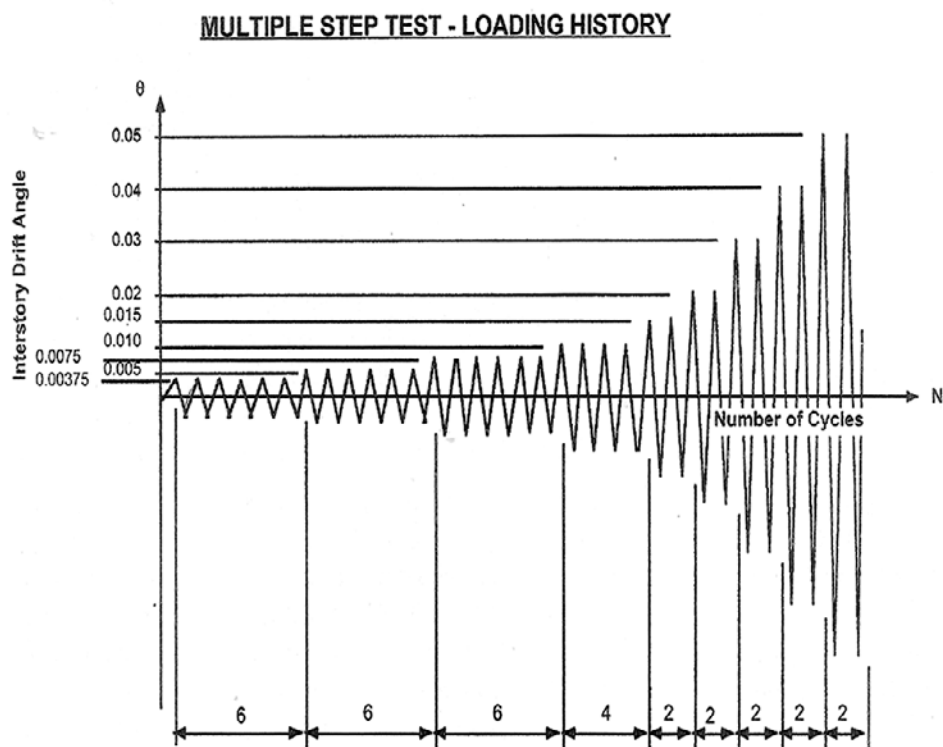


Fig. 3.3 - Storia di rotazioni imposta dalla AISC

Con la conoscenza dei requisiti AISC [1], dati in termini di “drift angle”, è possibile avere la storia di spostamento nella parte superiore della trave (Tabella 3.1).

Tabella 3.1 - Storia di carico

v [mm/s]	Step	θ [rad]	# cycles	δ [mm]	t_r [s]	t_c [s]	t_{step} [s]
0,5	1	0,00375	6	5,85	11,7	47	293
	2	0,005	6	7,8	3,9	62	378
1	3	0,0075	6	11,7	3,9	47	285
	4	0,01	4	15,6	3,9	62	254
2	5	0,015	2	23,4	3,9	47	98
	6	0,02	2	31,2	3,9	62	129
	7	0,03	2	46,8	7,8	94	195
	8	0,04	2	62,4	7,8	125	257
4	9	0,05	2	78	3,9	78	160
	10	0,06	2	93,6	3,9	94	191
	11	0,07	2	109,2	3,9	109	222
6	12	0,08	2	124,8	2,6	83	169
	13	0,09	2	140,4	2,6	94	190
	14	0,1	2	156	2,6	104	211
	15	0,11	2	171,6	2,6	114	231

Durante la prova sono stati monitorati ed acquisiti diversi parametri: gli spostamenti e le forze applicate da entrambi gli attuatori, nonché gli spostamenti di tutte le componenti nodali (Fig. 3.4). Questi ultimi sono stati acquisiti

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

disponendo tre trasduttori a filo e sei trasduttori LVDT in diversi punti del nodo (ai margini del piatto di estremità, in corrispondenza delle ali della trave, nei quattro angoli del pannello nodale), nonché all'estremità libera della trave. Lo schema relativo alla disposizione di tali strumenti di acquisizione viene riportato in Fig. 3.5.

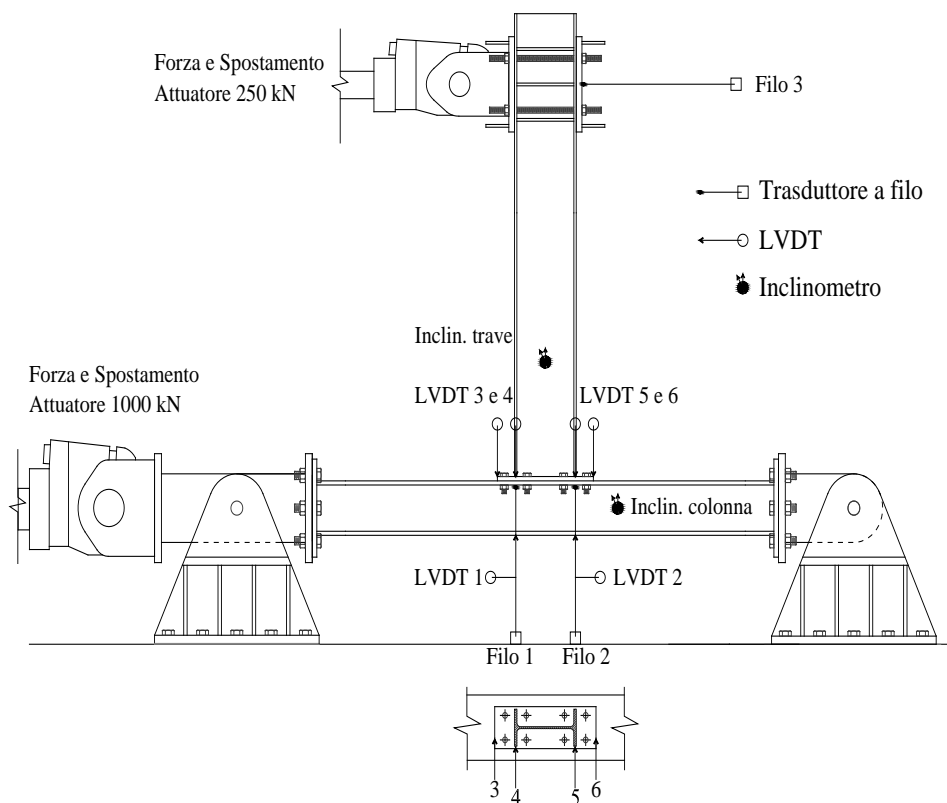


Fig. 3.4 - Disposizione degli strumenti di acquisizione

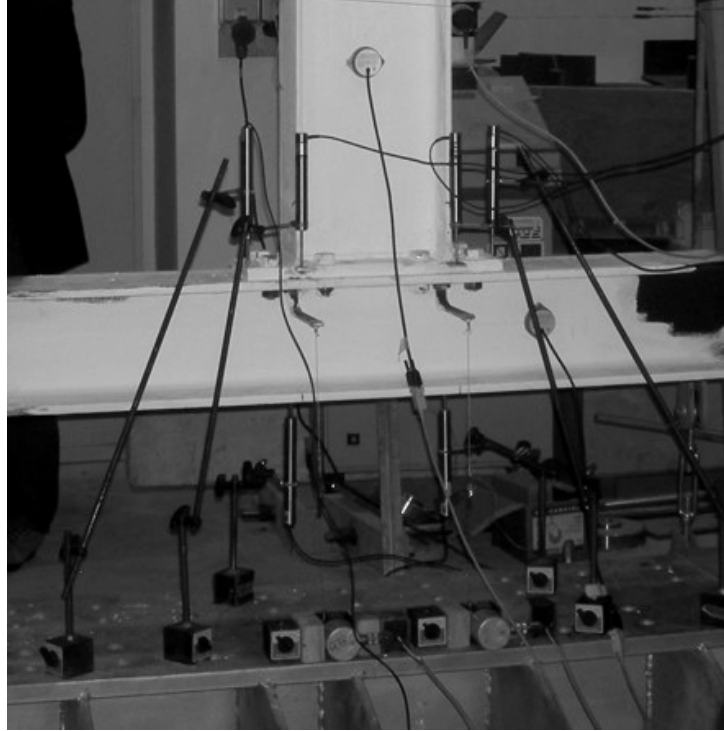


Fig. 3.5 - Allestimento dei dispositivi di misura

Al fine di ottenere gli spostamenti all'estremità della trave dovuti unicamente alla risposta rotazionale del nodo trave-colonna (δ_j), gli spostamenti misurati mediante il trasduttore sono stati corretti sottraendo la parte elastica dovuta alla deformabilità flessionale della trave e della colonna:

$$\delta_j = \delta_{Transd,3} - \frac{FL_b^3}{3EI_b} - \frac{FL_c L_b^3}{12EI_c} \left[\left(\frac{L_c}{L_c + 2a} \right)^2 + \frac{6a}{L_c + 2a} \right] \quad (3.1)$$

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

dove a è la lunghezza delle parti rigide, dovute alla presenza delle cerniere in acciaio. Nel seguito la rotazione del nodo è calcolata come $\phi_j = \delta_j/L_j$, dove L_j è la distanza tra l'asse della colonna e l'attuatore superiore.

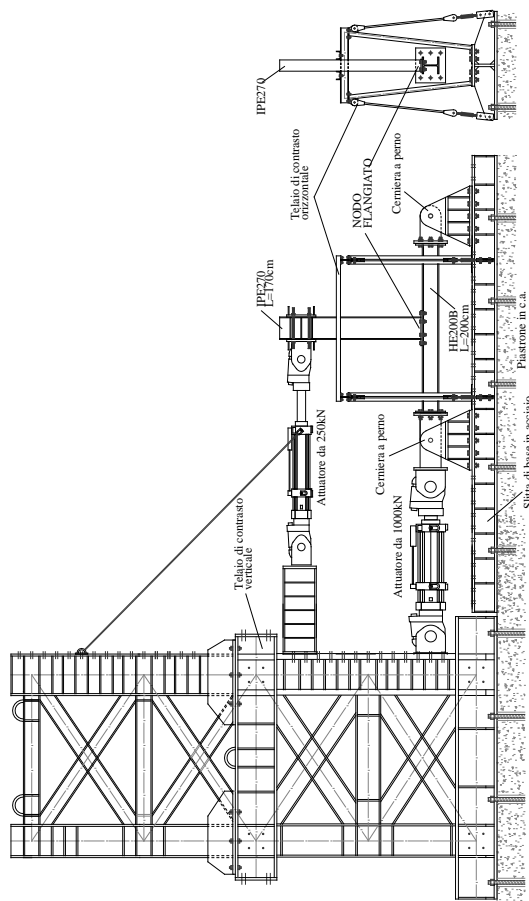


Fig. 3.6 - Schema dell'allestimento delle prove

3.4 Cenni sui nodi considerati

Al fine di evidenziare come il comportamento ciclico sia influenzato dal dettaglio costruttivo della connessione trave-colonna, le tipologie di nodo considerate sono state progettate in modo da ottenere la stessa resistenza flessionale, ma diversi valori della rigidità rotazionale e della duttilità plastica rotazionale. La resistenza adimensionale del nodo \bar{m} , data dal rapporto tra la resistenza flessionale del nodo e il momento plastico della trave, è uguale a 0.76 [35].

Per il progetto dei nodi è stata utilizzata una colonna HE 200 B e una trave IPE270 in acciaio S275. I piatti di estremità sono stati realizzati anch'essi in acciaio S275, mentre i bulloni utilizzati, M20 ed M24, sono di classe 10.9.

3.4.1 Nodo EEP-CYC 02

La tipologia EEP-CYC 02 è stata progettata al fine di ottenere il valore della resistenza adimensionale sopraccitato e facendo affidamento sulle risorse di duttilità della flangia, progettando opportunamente il suo spessore e la posizione dei bulloni [36]. La prima componente ad essere progettata è quella più debole, ovvero la flangia, la cui resistenza di progetto è ottenuta come il rapporto tra la resistenza flessionale desiderata e il braccio. Successivamente, le altre componenti sono state progettate in modo da avere una sovraresistenza sufficiente ad evitare la loro plasticizzazione. Infatti, al fine di massimizzare il contributo della flangia alla dissipazione dell'energia, il pannello nodale è stato irrigidito mediante piatti di continuità aventi lo stesso spessore delle ali della trave e ricorrendo a piatti d'anima supplementari.

Il dettaglio costruttivo del nodo EEP-CYC 02, come risultante dai criteri di progettazione adottati, is è riportato nella Fig. 3.7.

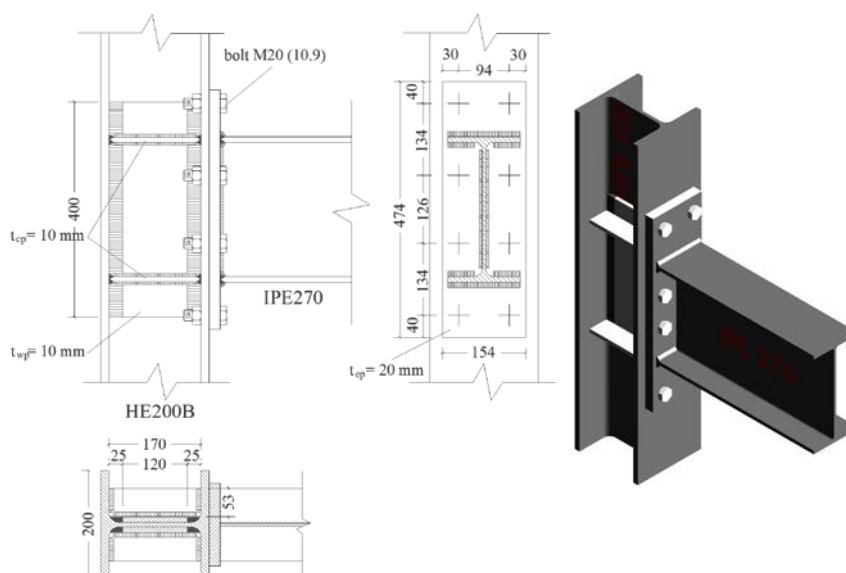


Fig. 3.7 - Geometria e rendering del nodo EEP-CYC 02

3.4.2 Nodo EEP-DB-CYC 03

La tipologia EEP-DB-CYC 03 è un nodo flangiato progettato al fine di indagare sulle capacità dissipative della trave (Fig. 3.8). Tuttavia, per ottenere la stessa resistenza flessionale della tipologia precedente, è stata adottata la strategia della RBS (Reduced Beam Section), chiamata anche “dog-bone”, il cui particolare costruttivo è stato progettato secondo Moore et al. [10]. Inoltre, allo scopo di concentrare l’impegno plastico prevalentemente nella sezione ridotta, il pannello nodale è stato irrigidito in modo analogo al nodo precedente ed è stata utilizzata una disposizione

dei bulloni ed uno spessore del piatto d'estremità che limitino l'impegno plastico di quest'ultimo.

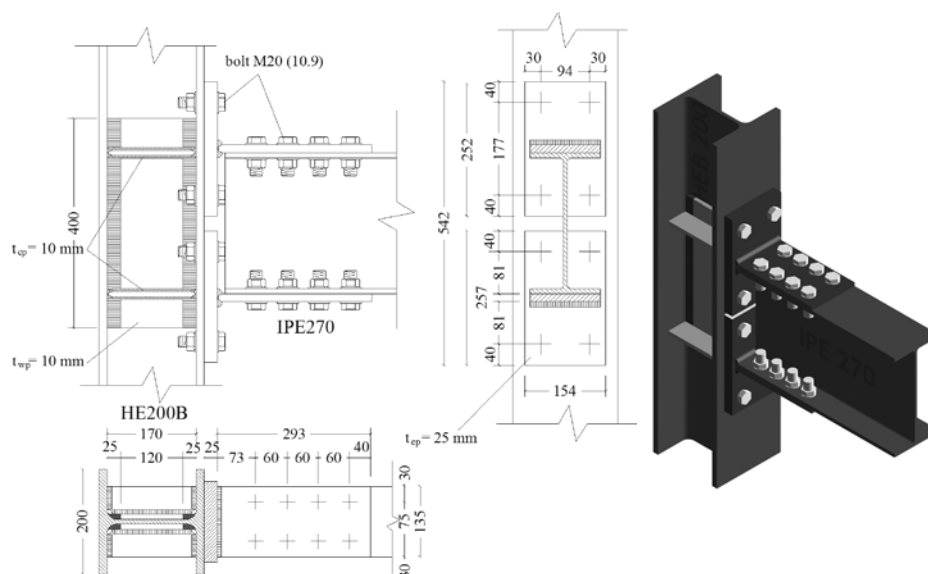


Fig. 3.8 - Geometria e rendering del nodo EEP-DB-CYC 03

3.4.3 Nodo TS-CYC 04

La terza tipologia, TS-CYC 04 (Fig. 3.9), è un nodo a parziale ripristino di resistenza con una coppia di T-stubs bullonate alle ali della trave e alle ali della colonna e progettate per essere la maggiore risorsa di dissipazione. L'obiettivo progettuale è di evitare l'impegno in campo plastico delle componenti relative al pannello d'anima della colonna ovvero, l'anima della colonna in compressione/tensione e il pannello a taglio. Il maggiore vantaggio della connessione con le T-stubs è dovuto alla sua semplice riparazione. Infatti se la zona del pannello è progettata con

un'adeguata sovrarresistenza, dopo un evento sismico è possibile sostituire solo le T-stubs terminali. Anche in questo caso è stata imposta la stessa resistenza flessionale degli altri nodi richiedendo, inoltre, una riserva plastica rotazionale di circa 0.07 rad. Le risorse di deformazione plastica delle componenti delle T-stubs sono state definite come suggerito da Piluso et al. [36].

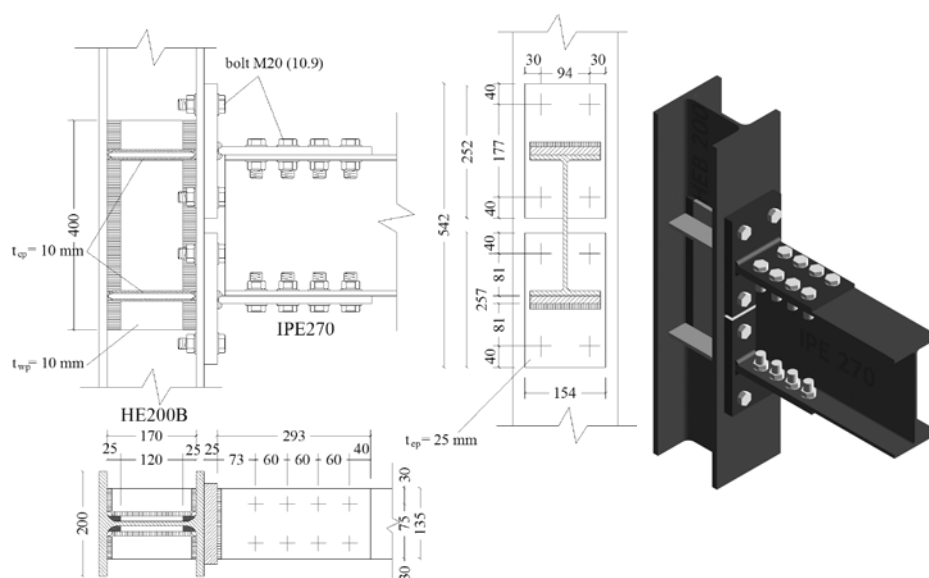


Fig. 3.9 - Geometria e rendering del nodo TS-CYC 04

In tutti e tre i nodi, sia le saldature tra trave e piatto d'estremità che quelle relative agli irrigidimenti del pannello nodale, sono state progettate a completo ripristino.

3.4.4 Nodo TS-M2-460-CYC 09

L'ultima connessione, TS-M2-460-CYC 09, è un nodo con T-stubs di estremità equipaggiato con «friction dampers» in cui si concentra la dissipazione dell'energia sismica in ingresso.

In precedenti studi i dissipatori ad attrito sono stati utilizzati come dispositivi di controllo passivo nell'ambito delle strategie di dissipazione supplementare dell'energia finalizzate alla riduzione del danno negli elementi strutturali principali [37][38][39][40][41][42][43][44][45][46][47][48][49]. Nel presente lavoro viene proposta una strategia innovativa in cui i dissipatori ad attrito sono utilizzati per sostituire le tradizionali zone dissipative dei telai in acciaio sismo-resistenti, tipicamente le estremità delle travi, in cui avviene la dissipazione dell'energia sismica in ingresso. I “friction dampers” sono integrati all'interno della tipologia strutturale proposta in corrispondenza dei collegamenti trave-colonna.

Il nodo TS-M2-460-CYC 09 è, quindi, un particolare collegamento a parziale ripristino di resistenza in cui la dissipazione dell'energia sismica in ingresso avviene all'interno dei “friction dampers” per mezzo dell'attrito che si genera grazie allo scorrimento tra due superfici in contatto che sono collegate tra loro attraverso bulloni ad alta resistenza che consentono di applicare una forza quasi costante e predeterminata sulle superfici stesse mediante un opportuno valore della coppia di serraggio, del numero e del diametro dei bulloni. I dispositivi ad attrito sono dimensionati, quindi, per attivarsi prima della plasticizzazione della trave collegata. In Fig. 3.10 e Fig. 3.11 sono riportati due possibili particolari costruttivi dei collegamenti trave-colonna equipaggiati con “friction dampers”. In particolare, il primo dettaglio costruttivo (Fig. 3.10) è stato sottoposto a prove sperimentali presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli

Studi di Salerno [50][51] al fine di indagare sull'influenza del tipo di materiale adottato per i cuscinetti ad attrito sulla risposta del dispositivo all'applicazione di carichi ciclici.

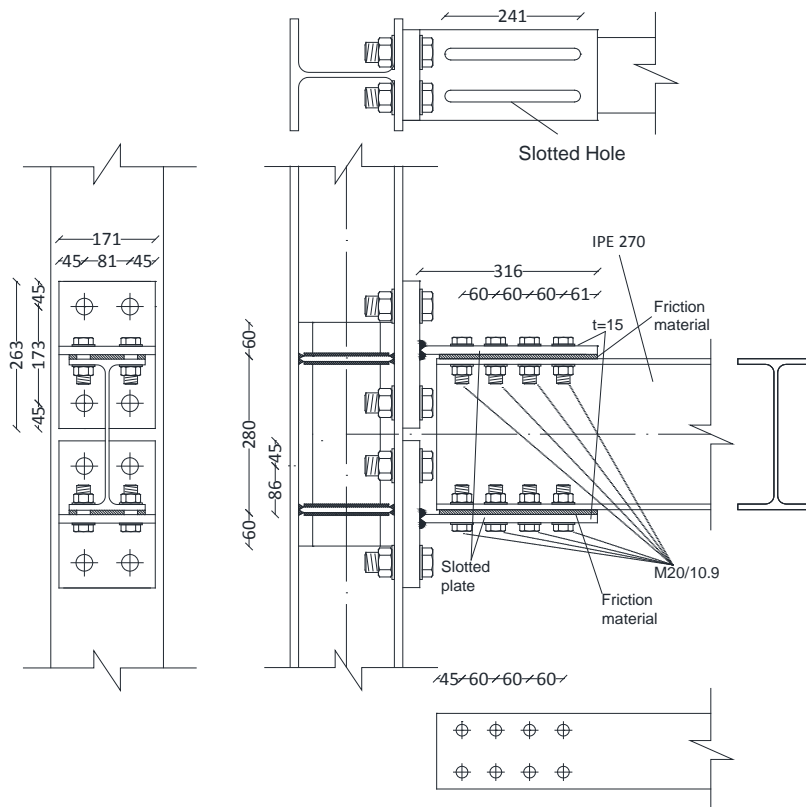


Fig. 3.10 - Particolare costruttivo del nodo TS-M2-460-CYC 09

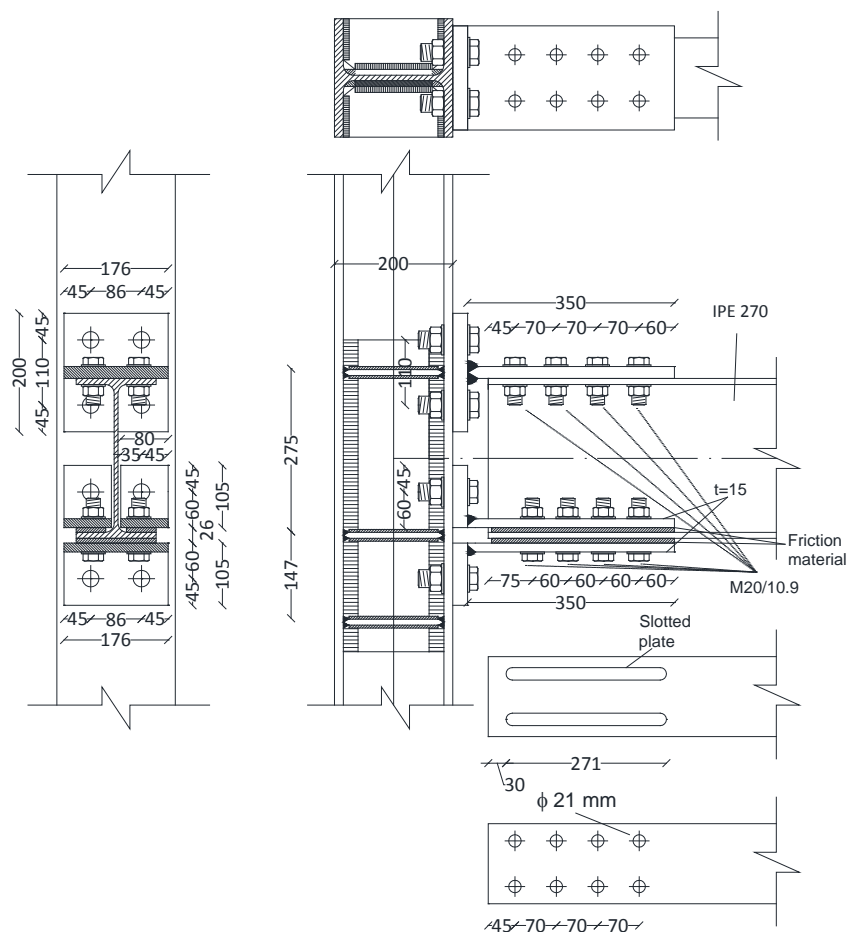


Fig. 3.11 - Particolare costruttivo del nodo TS-M2-460-CYC 09

Il comportamento ciclico dei collegamenti trave-colonna equipaggiati con dispositivi ad attrito può essere descritto mediante una legge rigido-plastico. Pertanto, l'unico parametro necessario per il progetto è il braccio di leva e la resistenza allo scorrimento che, a sua volta, dipende dal valore del carico normale

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

alle superfici a contatto e dal coefficiente di attrito, che è una caratteristica intrinseca della superficie di scorrimento.

La resistenza allo scorrimento del friction damper è data dal rapporto tra il momento flettente e il braccio. Essa dipende dalla forza di preserraggio di progetto $F_{p,Cd}$, dei bulloni fornita dalla seguente equazione riportata nell'Eurocodice 3 [25]:

$$F_{p,Cd} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (3.2)$$

Che contribuisce alla definizione della resistenza del dispositivo tramite la relazione seguente:

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd} \quad (3.3)$$

dove f_{ub} è la resistenza di progetto dei bulloni, A_s è l'area resistente a taglio dei bulloni, K_s è un coefficiente che dipende dalla tipologia dei fori, n è il numero delle superfici di attrito e μ è il coefficiente d'attrito. Inoltre, è importante sottolineare che la corsa dei friction dampers può essere calibrata in funzione dello spostamento ultimo di progetto.

Per quanto riguarda il coefficiente d'attrito, come già sottolineato, esso è una caratteristica intrinseca della superficie di attrito. Il materiale adottato, denominato M2 [51], è un materiale a base di gomma dura, il cui comportamento attritivo è stato indagato attraverso un programma sperimentale sviluppata presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi di Salerno. In particolare, sono state effettuate diverse prove cicliche a controllo di spostamento

su un sub-assemblaggi al fine di valutare il coefficiente di attrito e indagare sul comportamento sotto carichi ciclici del materiale *M2* su un interfaccia acciaio. Nella Fig. 3.12 sono riportati a titolo di esempio i risultati sperimentali in termini di curve forza-spostamento per un dispositivo caratterizzato da 8 bulloni serrati con una coppia di 400 Nm.

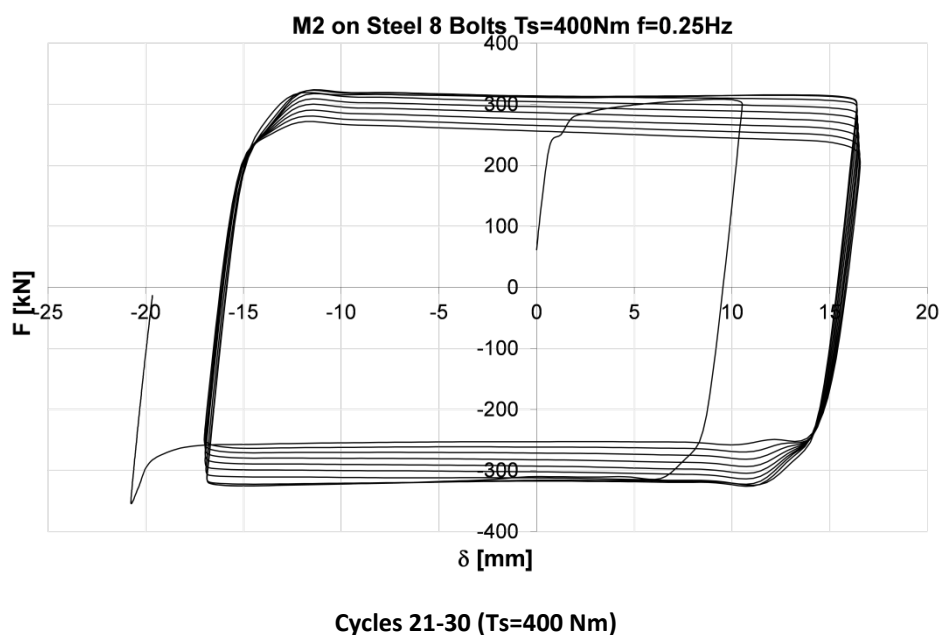


Fig. 3.12 - Curva forza-spostamento per un interfaccia M2-acciaio

Come mostrato dalle prove effettuate, il materiale *M2* sviluppa un valore piuttosto basso del coefficiente di attrito pari a 0,36, ma un comportamento molto stabile e alta capacità di dissipazione dell'energia.

3.5 Risultati delle prove sperimentali

3.5.1 Nodo EEP-CYC 02

In Fig. 3.13 è mostrato l'allestimento delle prove sperimentali sul nodo EEP-CYC 02.



Fig. 3.13 - Test EEP-CYC 02

Il campione EEP-CYC 02 è stato progettato in modo da concentrare la dissipazione dell'energia nelle componenti del piatto d'estremità, mentre le componenti del pannello nodale, compresa l'anima della colonna sottoposta a trazione

/compressione, sono progettate secondo un criterio di gerarchia selezionando l'end-plate come elemento dissipativo.

Come descritto nel paragrafo precedente, al fine di perseguire l'obiettivo progettuale, è stato necessario migliorare il dettaglio costruttivo del pannello nodale irrigidendolo mediante piatti di continuità, di modo che la flangia sottoposta a flessione fosse l'unica fonte di deformabilità.

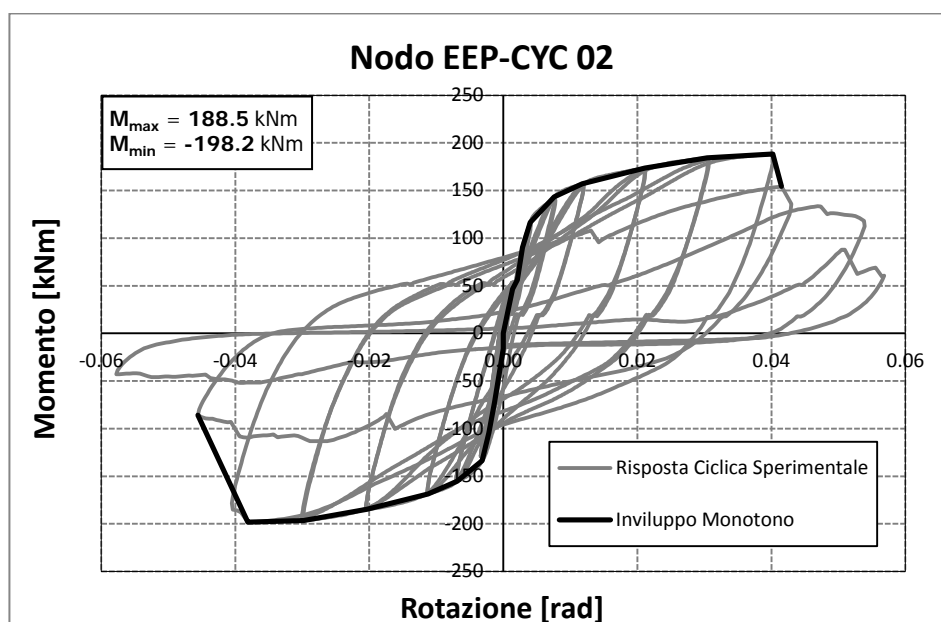


Fig. 3.14 - Curva Momento-Rotazione del campione EEP-CYC 02

Analizzando sia la risposta del nodo in termini di curva momento-rotazione (Fig. 3.14) che le curve forza-spostamento delle singole componenti (Fig. 3.15) è facile riconoscere che grazie alla presenza dei piatti di irrigidimento, il pannello nodale reagente a taglio resta in campo elastico.

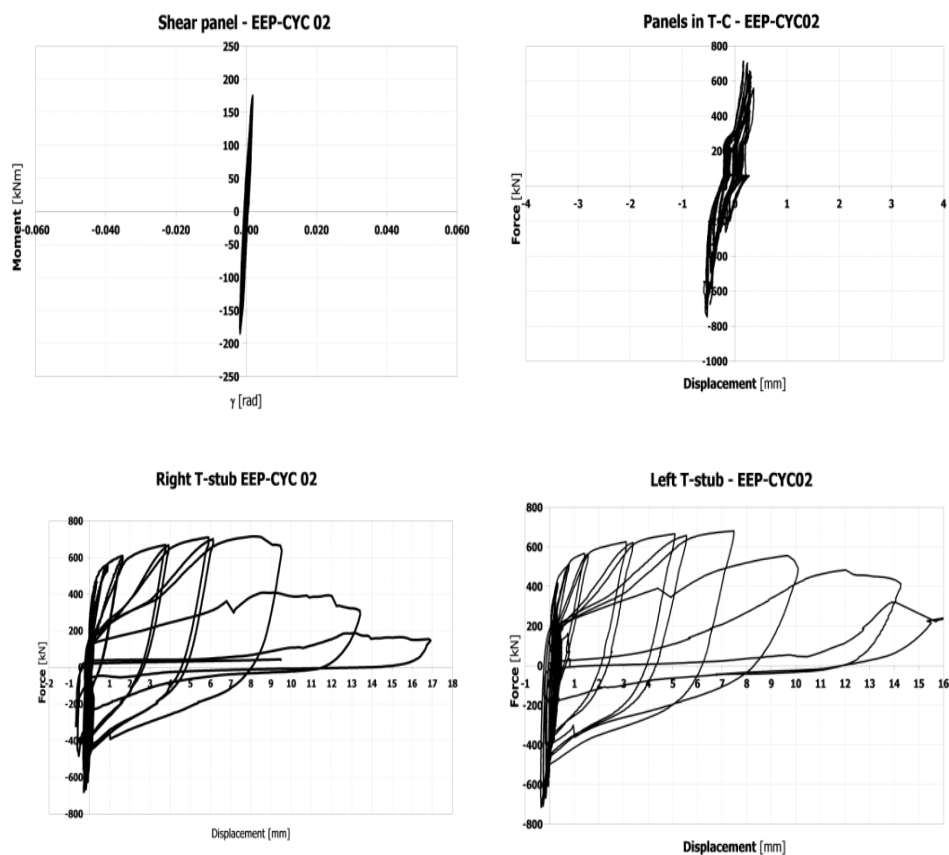


Fig. 3.15 - Curve isteretiche delle componenti del nodo EEP-CYC 02

Analogamente, per la presenza di piastre di continuit , l'anima della colonna in trazione e compressione non fornisce rilevante dissipazione di energia. Pertanto, in accordo con lo scopo della progettazione, le uniche componenti coinvolte nella dissipazione dell'energia sono la piastra terminale sinistra e destra del T-stub che governano anche la forma della risposta ciclica momento-rotazione del nodo dove pu  essere osservato anche un certo pinching (Fig. 3.14).

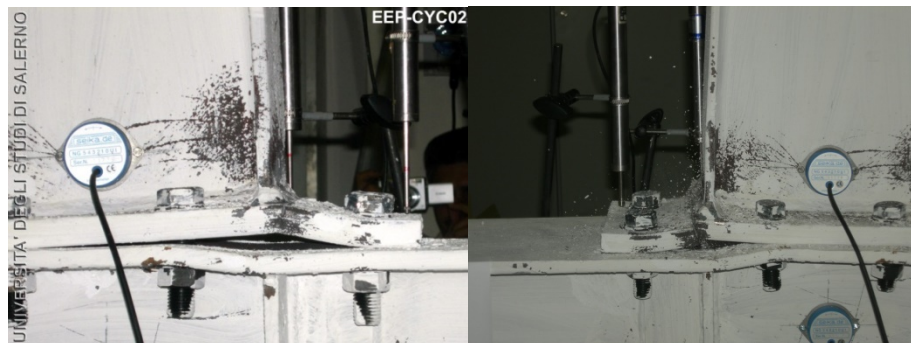


Fig. 3.16 - Formazione della cricca e rottura della piastra terminale

Durante la prova, all'aumentare dell'ampiezza dello spostamento, l'impegno plastico della piastra di estremità in corrispondenza della zona di collegamento tra l'ala e l'anima della trave aumentano, portando alla formazione di una fessura lungo l'intera larghezza della piastra terminale che si propaga per l'intero spessore fino alla completa rottura della piastra di estremità (Fig. 3.16). Questa modalità di rottura è coerente con le finalità progettuali del meccanismo di collasso di tipo-1.

La capacità di dissipazione dell'energia di questo nodo, come rilevato dalla risposta ciclica momento-rotazione, è piuttosto limitata. Il confronto tra l'energia dissipata dall'intero nodo e la somma dell'energia dissipata delle singole componenti (Fig. 3.17) ha dato anche in questo caso una buona corrispondenza, evidenziando la corretta identificazione delle componenti dissipative e incoraggiando sulle potenzialità dell'utilizzo del metodo delle componenti per la predizione della risposta ciclica di nodi trave-colonna bullonati a condizione che le singole componenti siano correttamente identificati e modellate.

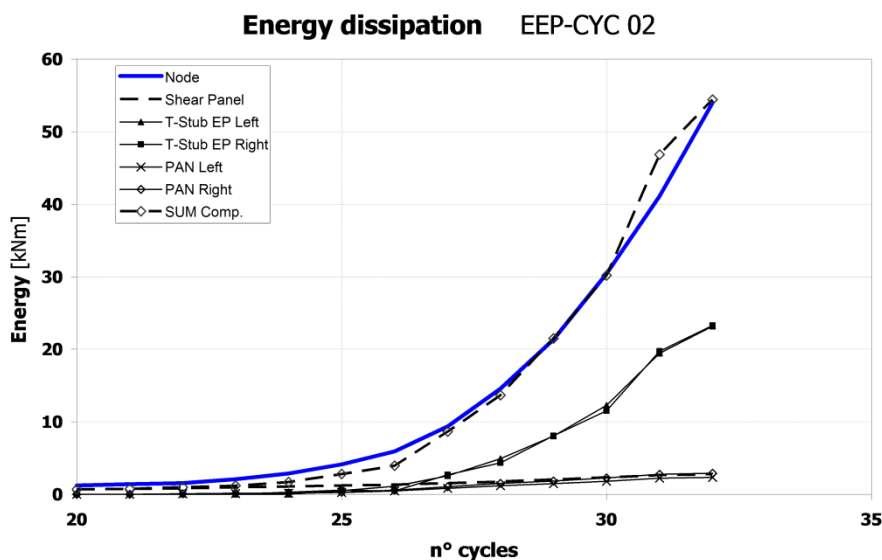


Fig. 3.17 - Energia dissipata dal nodo EEP-CYC 02

3.5.2 Nodo EEP-DB-CYC 03

L'allestimento della prova sperimentale e gli strumenti utilizzati per monitorare le componenti e la zona indebolita della trave sono riportati in Fig. 3.18.

L'utilizzo del nodo EEP-DB-CYC 03 è quello di mostrare la capacità di dissipazione e la duttilità di un giunto a completo ripristino di resistenza, fornendo un confronto con i collegamenti a parziale ripristino di resistenza testati. Come già accennato nel paragrafo precedente tale nodo è stato progettato al fine di assicurare che tutte le componenti restino in campo elastico concentrando la dissipazione dell'energia in una zona della trave a sezione ridotta lontana dalla zona di collegamento.

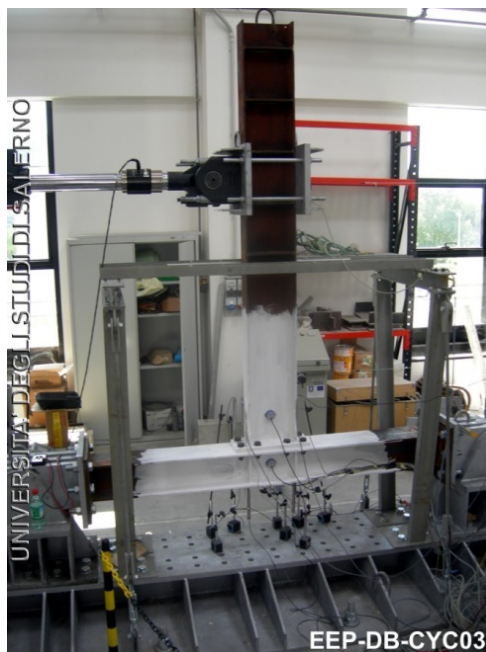


Fig. 3.18 - Setup della prova sul nodo EEP-DB-CYC 03

Gli spostamenti misurati dai trasduttori confermano che, in accordo con i criteri di progettazione, il contributo delle componenti del nodo è trascurabile (Fig. 3.19).

La plasticizzazione è stata concentrata nella zona a sezione ridotta. Il meccanismo di rottura è quello tipico delle membrature d'acciaio con sezione ad I. In particolare, dopo la plasticizzazione delle ali e dell'anima ed il raggiungimento del valore massimo della resistenza flessionale, si manifesta l'instabilità locale delle ali accompagnata dall'instabilità d'anima della trave dovuta alla compatibilità tra gli spostamenti fuori piano delle ali e dell'anima (Fig. 3.20).

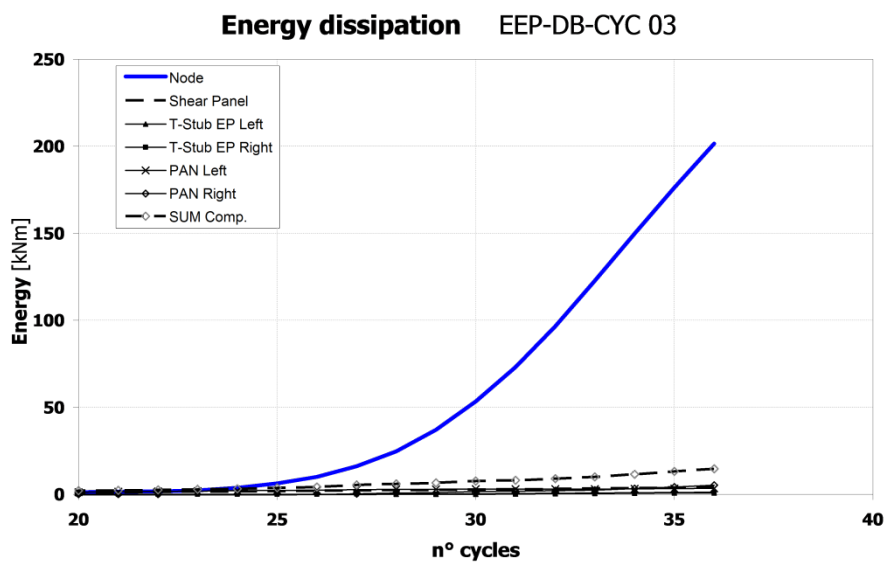


Fig. 3.19 - Energy Dissipation of specimen EEP-DB-CYC 03

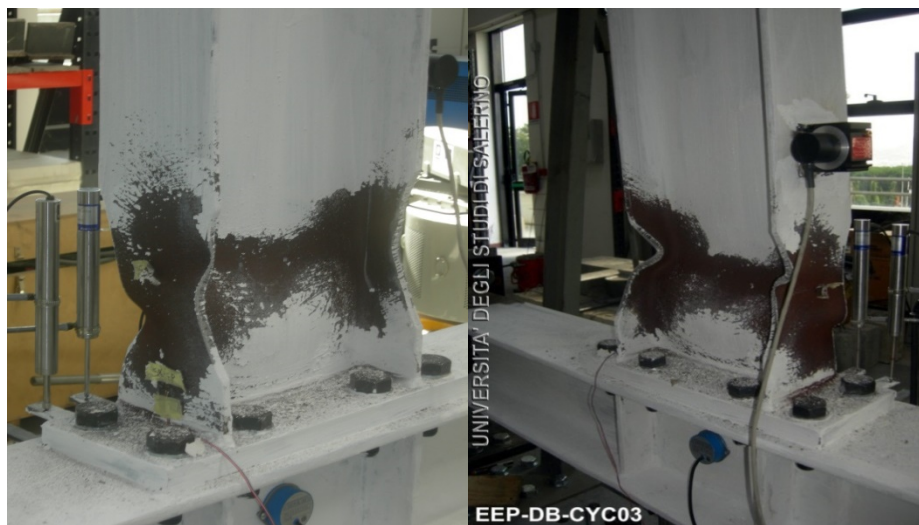


Fig. 3.20 - Instabilità delle ali e dell'anima

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

La forma dei cicli dell'intero nodo è, come ben noto dalla letteratura tecnica, ampia e stabile, garantendo una buona capacità di dissipazione dell'energia (Fig. 3.21). È importante sottolineare che le connessioni RBS non forniscono pericolose concentrazioni degli sforzi nelle saldature della zona di collegamento tra le ali della trave e l'ala della colonna.

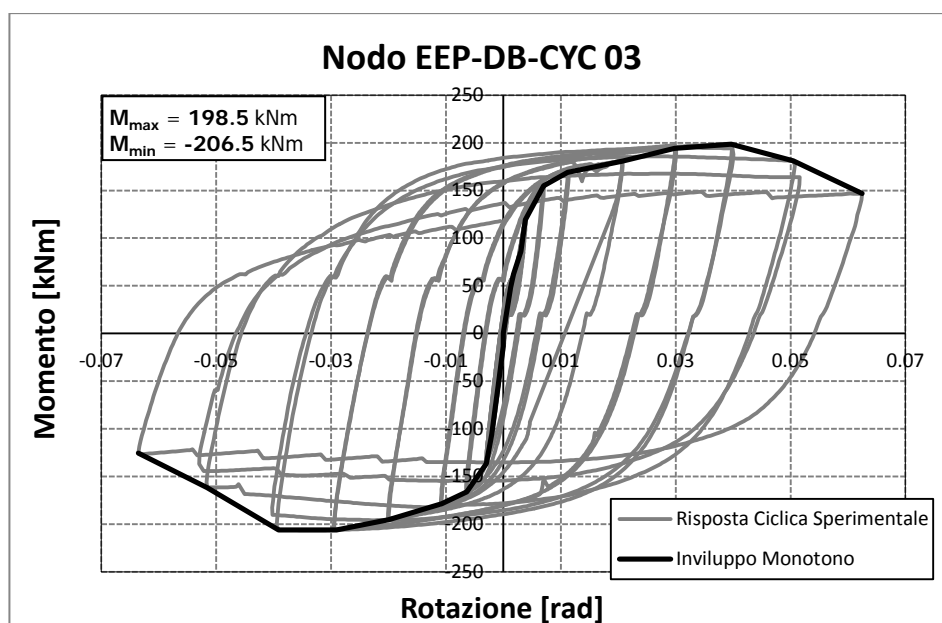


Fig. 3.21 - Curva Momento-Rotazione del nodo EEP-DB-CYC 03

3.5.3 Nodo TS-CYC 04

Il setup delle prove sperimentali sul nodo Test TS-CYC 04 è mostrato nella figura seguente.



Fig. 3.22 - Test TS-CYC 04

TS-CYC 04 è una connessione con una coppia di T-stubs bullonati dove gli unici elementi coinvolti nella dissipazione di energia sono i T-stub superiore e inferiore aventi quattro bulloni soggetti alternativamente a trazione e compressione. Le componenti del pannello nodale non forniscono contributo significativo alla dissipazione complessiva del nodo.

Come previsto, tale tipologia di connessione ha fornito una buona capacità rotazionale plastica ed un buon livello di dissipazione di energia (Fig. 3.23).

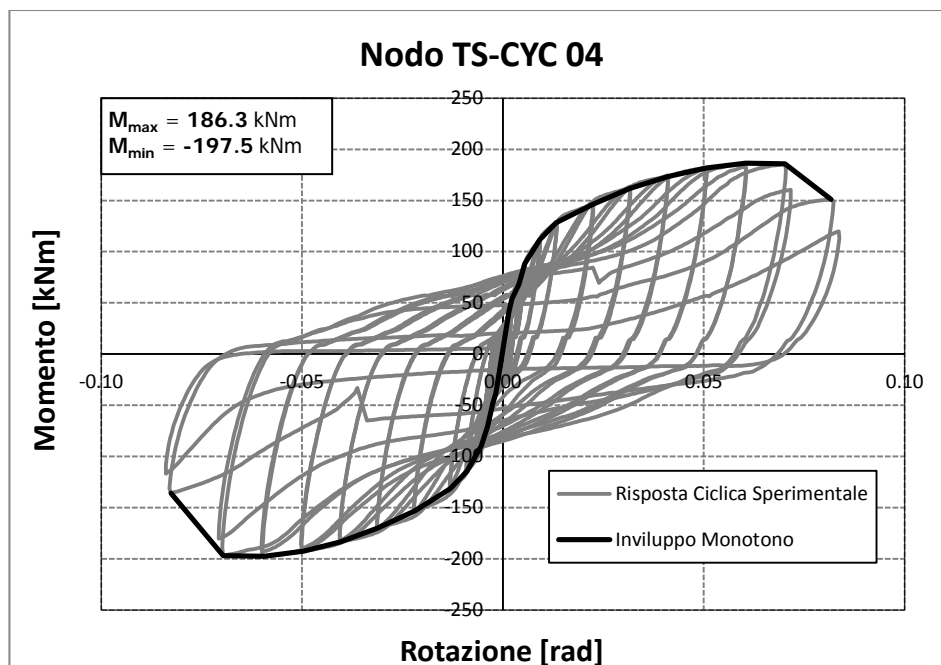


Fig. 3.23 - Curva Momento-Rotazione del nodo TS-CYC 04

La forma del ciclo di isteresi della connessione, progettata per dissipare nelle flange delle T-stubs, è simile a quella della connessione EEP-CYC 02 progettata per dissipare l'energia nell'end'plate, essendo entrambi i nodi interessati dal fenomeno del pinching. Il vantaggio principale di questo tipo di connessione, considerando che la componente più debole è costituita dagli elementi a T, è dovuto al fatto che l'estremità della trave non esibisce alcuna plasticizzazione, di modo che, dopo un evento sismico, solo gli elementi a T devono essere sostituiti. Si può sostenere che una connessione di questo tipo fornisca un buon compromesso tra semplicità costruttiva, economicità del dettaglio strutturale, duttilità e capacità dissipativa.

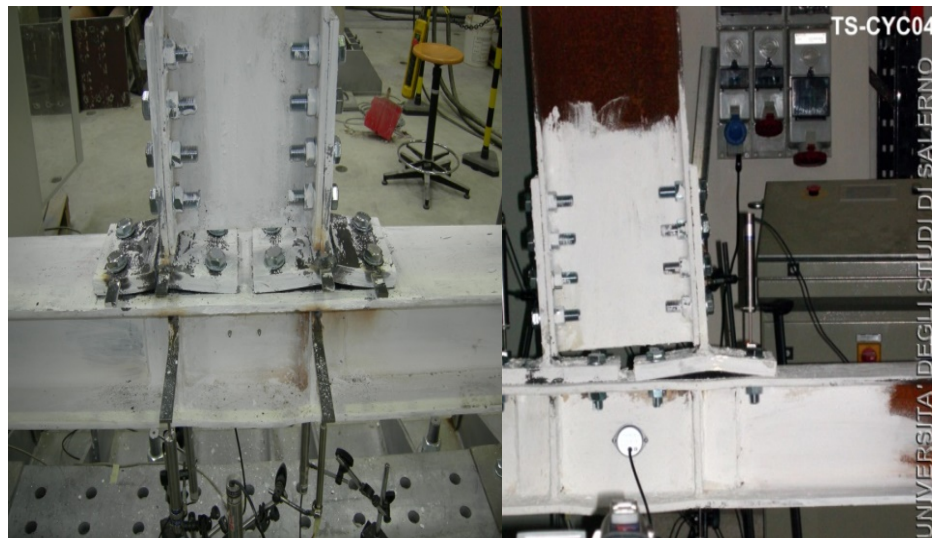


Fig. 3.24 - Plasticizzazione degli elementi a T

Il comportamento durante la prova è stato quello previsto in fase di progettazione. In particolare, l'impegno plastico delle T-stubs è stato riscontrato solo all'atto della formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza della fila di bulloni e nella zona di collegamento tra le ali e l'anima di tali elementi (Fig. 3.24).

La rottura è dovuta allo sviluppo di una frattura in corrispondenza della zona termicamente alterata a causa della saldatura tra l'anima e l'ala della T. Queste cricche sono inizialmente collocate in una posizione corrispondente alla proiezione dell'asse dei bulloni perpendicolarmente all'anima della T. All'aumentare del numero di cicli queste fessure si propagano sia verso la parte interna delle ali che verso i bordi portando alla loro completa frattura.

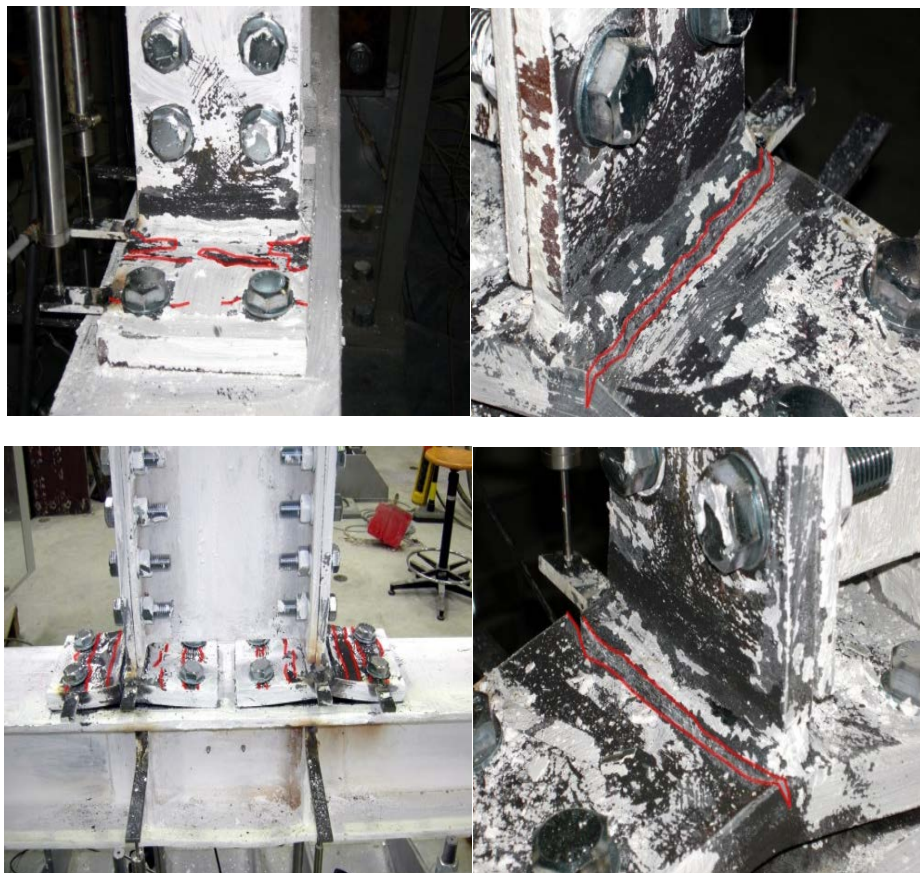


Fig. 3.25 - Sviluppo delle cerniere plastiche e collasso degli elementi a T

Come precedentemente spiegato, mediante trasduttori di spostamento correttamente localizzati, è stata determinata la risposta ciclica forza-spostamento delle componenti del nodo. In particolare, la Fig. 3.26 fornisce la risposta ciclica dei due elementi a T dove avviene la dissipazione dell'energia.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

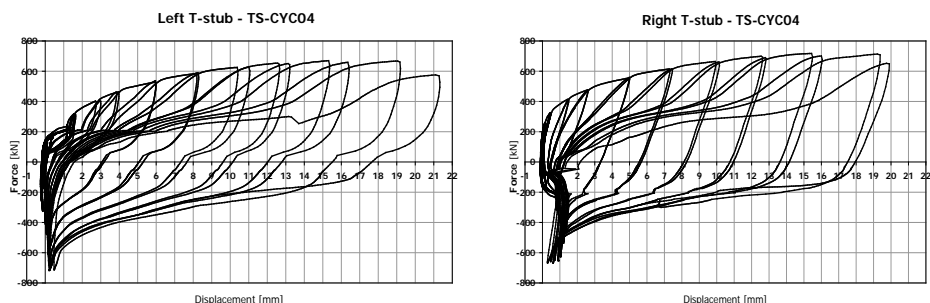


Fig. 3.26 - Curve isteretiche delle componenti del nodo TS-CYC 04

Anche in questo caso il confronto tra l'energia dissipata dall'intero nodo e la somma dell'energia dissipata dalle singole componenti (Fig. 3.27) mostra che le componenti del nodo sono state correttamente individuate e, inoltre, è confermata la possibilità di applicare il metodo delle componenti per prevedere il comportamento ciclico di nodi trave-colonna.

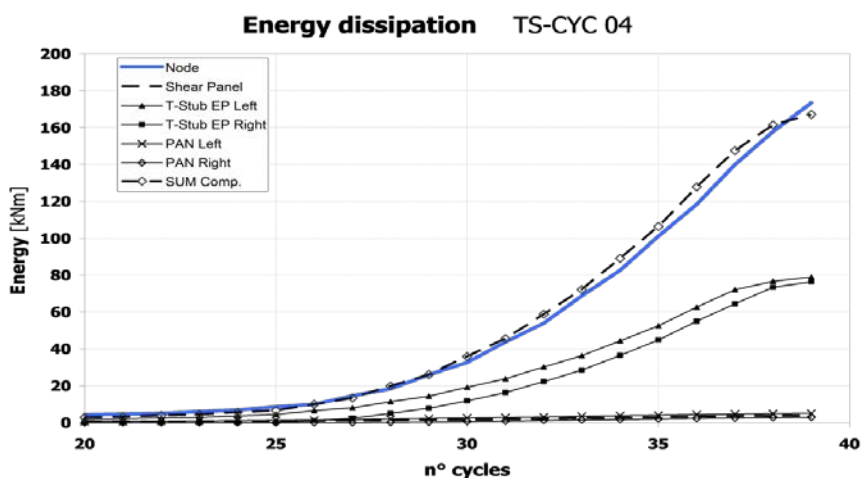


Fig. 3.27 - Energia dissipata dal nodo TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

3.5.4 Nodo TS-M2-460-CYC 09

Nella Fig. 3.28 è rappresentata la risposta rotazionale ciclica in termini di diagramma momento-rotazione del collegamento trave-colonna equipaggiato con il friction damper, ottenuta come risultato dei test sperimentali eseguiti su sub-assemblaggi strutturali presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi di Salerno [50][51].

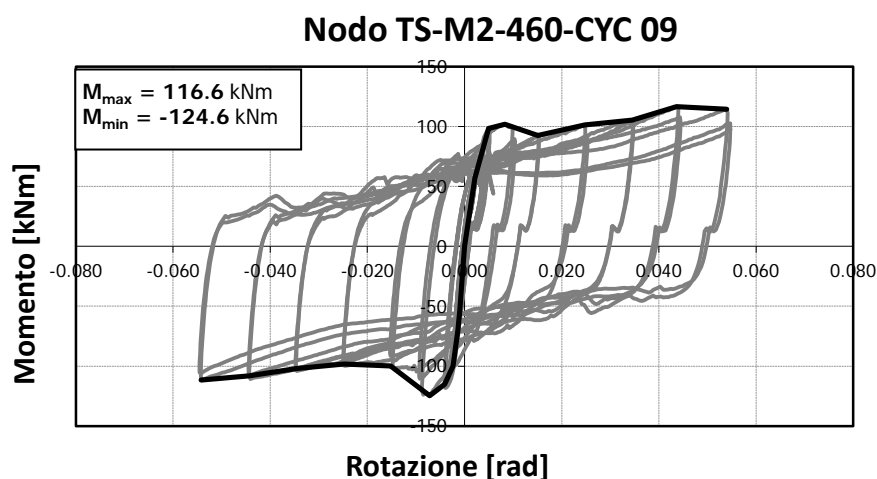


Fig. 3.28 - Risposta ciclica momento-rotazione del nodo TS-M2-460-CYC 09

3.5.5 Proprietà geometriche e meccaniche dei nodi

La capacità di deformazione plastica delle sezioni in acciaio compatte è fortemente influenzata dal comportamento post-elastico del materiale di base. Un tipico legame sforzo-deformazione relativo ad una prova monoassiale su un provino di acciaio è raffigurato in Fig. 3.29, dove sono evidenziati quattro rami caratteristici: lineare elastico, il plateau plastico, il ramo incrudente ed il ramo rammolente.

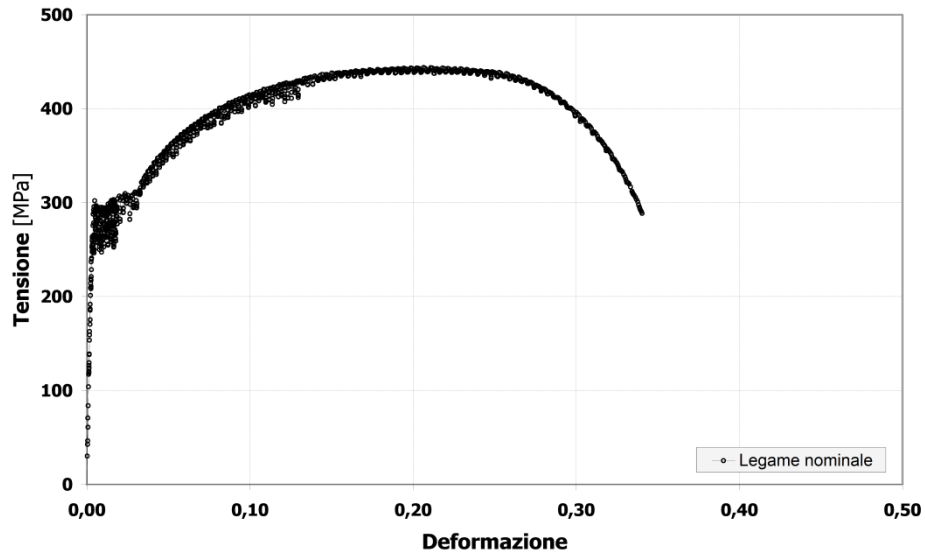


Fig. 3.29 - Risultati sperimentali di una prova monoassiale su un provino di acciaio

La modellazione delle proprietà del materiale delle piastre terminali e delle membrature d'acciaio è stata eseguita utilizzando un modello quadri-lineare derivato dall'effettivo legame sforzo-deformazione ottenuto da prove di trazione.

Il legame sforzo-deformazione reale può essere ottenuto dalle equazioni seguenti:

$$\sigma_t = \sigma_n(1 + \varepsilon_n) \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_n) \quad (3.5)$$

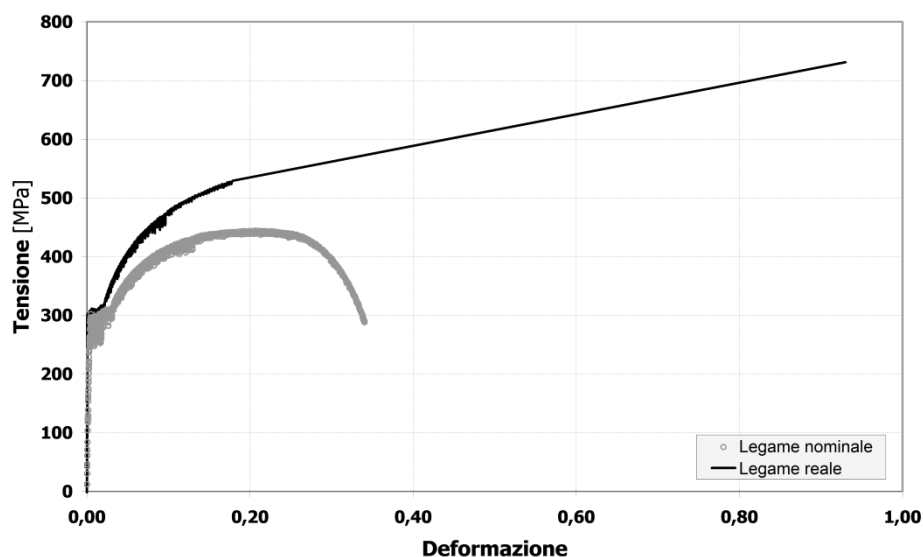


Fig. 3.30 - Confronto tra la curva sforzo-deformazione reale e nominale

dove ε_n è la deformazione nominale del campione, ε_r è la deformazione reale, σ_n è lo sforzo nominale e σ_r è lo sforzo reale. Inoltre, è necessaria la conoscenza della deformazione ultima [52]:

$$\varepsilon_u = \ln \frac{A_0}{A_f} \quad (3.6)$$

ove A_0 è la sezione iniziale del provino e A_f è la sezione a rottura, misurata al termine della prova. In Fig. 3.30 è raffigurato il confronto tra il legame sforzo-deformazione reale e quello calcolato.

Tutte le prove di trazione sui materiali sono state effettuate mediante una macchina di prova Schenck Hydropuls con capacità di carico di 630 kN e corsa del

pistone di 125 mm. Tutte le proprietà del materiale e le proprietà geometriche campioni analizzati sono riportati nella Tabella 3.2, Tabella 3.3 e nella Tabella 3.4, con riferimento alla notazione data in Fig. 3.31.

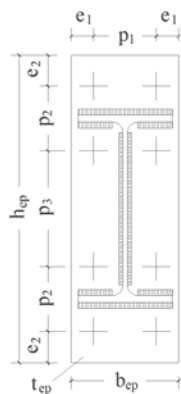


Fig. 3.31 - Notazioni per la definizione delle proprietà geometriche

Tabella 3.2 - Proprietà misurate dei nodi testati

Test	Bolts	Pre-loading	Stiffeners	b_{ep}, h_{ep}, t_{ep}	e_1, e_2, p_1, p_2, p_3	HE 200 B	IPE 270
EEP CYC 01	8 M20 (10.9)	550 N·m	none	153.6	30.5, 42.2,	$h_c = 201$	$h_b = 268$
				449.0	91.6, 99.2,	$b_c = 201$	$b_b = 134$
				20.1	160.1	$t_w = 9.2$	$t_w = 6.6$
						$t_f = 15.3$	$t_f = 10.9$
EEP CYC 02	8 M20 (10.9)	550 N·m	Continuity plates + Doubler plates	156.7	31.2, 40.5,	$h_c = 198$	$h_b = 271$
				474.4	94.3, 133.6,	$b_c = 198$	$b_b = 131$
				20.7	126.2	$t_w = 9.2$	$t_w = 6.8$
						$t_f = 15.5$	$t_f = 10.7$

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Test	Bolts	Pre-loading	Stiffeners	$b_{ep},$ h_{ep}, t_{ep}	$e_1, e_2, p_1,$ p_2, p_3	HE 200 B	IPE 270
EEP DB CYC 03	8 M24 (10.9)	800 N·m	Continuity plates + Doubler plates	427.0 161.0 25.3	36.0, 33.0, 89.0, 99.0, 163.0	$h_c = 198$ $b_c = 198$ $t_w = 9.2$ $t_f = 15.5$	$h_{RBS} = 271$ $b_{RBS} =$ 88.8 $t_w =$ 6.8 $t_f =$ 10.7
TS CYC 04	8 M20 (10.9)	550 N·m	Continuity plates + Doubler plates	154 2x257 25.2	30.2, 39, 94.3, 177	$h_c = 203$ $b_c = 200$ $t_w = 9$ $t_f = 15$	$h_b = 269$ $b_b = 132$ $t_w = 6.7$ $t_f = 10.1$

Tabella 3.3 - Proprietà meccaniche della piastra d'estremità

	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	E [N/mm ²]	ϵ_h/ϵ_y	ϵ_u/ϵ_y	E/E _h	E/E _u
EEP-CYC 01	290	493,7	207288	11,3	589	86,5	632,8
EEP-CYC 02	290	493,7	207288	11,3	589	86,5	632,8
TS-CYC 04	295	520	210000	12,2	486	103,4	486

Tabella 3.4 - Proprietà meccaniche della colonna e della trave

	$f_{y,f}$ [N/mm ²]	$f_{u,f}$ [N/mm ²]	$f_{y,w}$ [N/mm ²]	$f_{u,w}$ [N/mm ²]
Colonna	430	523	382,5	522

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Trave	405	546	387	534
--------------	-----	-----	-----	-----

3.5.6 Descrizione dei risultati della sperimentazione

Prima di tutto, è utile osservare che tutti i campioni testati hanno mostrato quasi la stessa resistenza flessionale, come desiderato, e hanno esibito dissipazione di energia principalmente nella componente più debole secondo i criteri di progettazione adottati. Pertanto, i risultati della sperimentazione hanno confermato che il metodo delle componenti può essere uno strumento potente, anche nell'ambito della progettazione anti-sismica di strutture in acciaio, consentendo la selezione degli elementi dissipativi e l'applicazione dei criteri di gerarchia per progettare le componenti del nodo che devono rimanere in campo elastico.

Tutti i campioni testati hanno mostrato che la capacità di dissipazione energetica dell'intero nodo può essere ottenuta, come previsto, come somma dell'energia dissipata da tutte le componenti del nodo, a condizione che esse siano adeguatamente identificate e la loro risposta ciclica sia correttamente misurata valutando gli spostamenti locali corrispondenti.

Per quanto riguarda la capacità di dissipazione dell'energia esibita dai campioni testati, in Fig. 3.32 è fornito un confronto all'aumentare del numero di cicli. La maggiore capacità dissipativa è quella relativa al nodo EEP-DB-CYC 03 che adotta la strategia della trave indebolita (RBS).

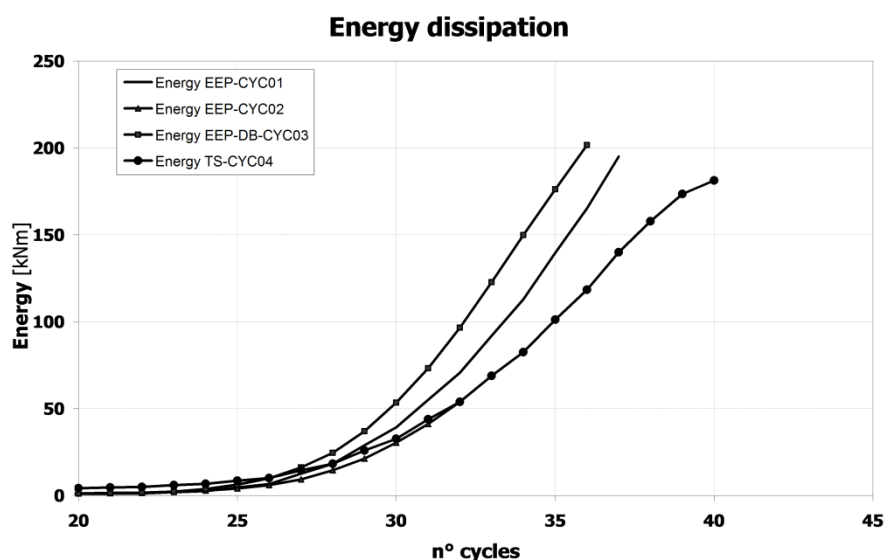


Fig. 3.32 - Capacità dissipativa dei nodi testati in termini energetici

A causa del fenomeno del pinching, la tipologia EEP-CYC 04 mostra una riduzione della capacità dissipativa di circa il 40% rispetto al nodo EEP-DB-CYC 03. Infine, il collegamento EEP-CYC 02 presenta una bassa capacità di dissipazione dell'energia essendo questo progettato per raggiungere una rotazione ultima pari a 0.05 rad sotto condizioni di carico monotone. L'involuppo monotono della risposta ciclica dei campioni testati è confrontato in Fig. 3.33.

In Tabella 3.5 si riporta un confronto tra le prestazioni strutturali reali ed i valori di progetto per i campioni testati, in termini di resistenza e duttilità. In particolare, sono riportati i valori sperimentali della rigidezza rotazionale, della resistenza massima raggiunta durante l'intero processo di carico e del momento flettente corrispondente al ginocchio dell'involuppo momento-rotazione. Tale momento è

stato determinato secondo il metodo suggerito dall'Eurocodice 3 [25], ossia valutando il momento corrispondente ad una rigidezza secante pari ad un terzo di quella iniziale. Per quanto riguarda la resistenza, tutte le prove hanno esibito lo stesso valore di picco, mentre i momenti in corrispondenza del ginocchio sono leggermente diversi.

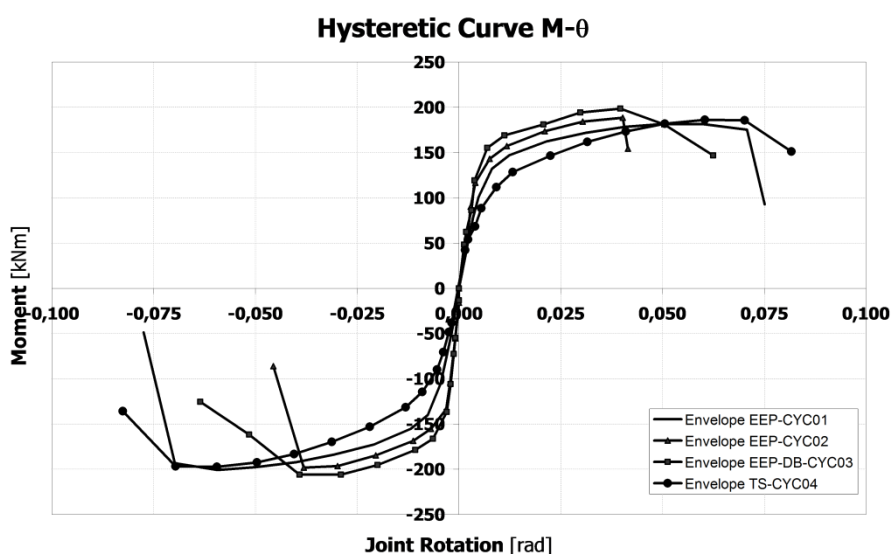


Fig. 3.33 - Confronto tra gli inviluppi monotoni momento-rotazione dei nodi testati

La differenza tra i valori di progetto della resistenza flessionale e i valori osservati è giustificata considerando che il progetto è stato effettuato utilizzando i valori caratteristici della resistenza allo snervamento che sono inferiori a quelli reali. In particolare, il rapporto tra la resistenza allo snervamento risultante da prove di trazione e quello usato per il progetto, dà un eccesso di resistenza di circa il 10%

nel caso dei piatti terminali e dell'anima e delle ali della colonna e di circa il 50% nel caso delle proprietà meccaniche della trave.

Quest'ultimo risultato giustifica il fatto che il momento al ginocchio ottenuto durante la prova sul nodo EEP-DB-CYC 03 è circa il 50% maggiore di quello di progetto. Inoltre, con riferimento al nodo EEP-CYC 02 ulteriore resistenza è dovuta alle ipotesi progettuali. Infatti, in tal caso è stato adottato per le file di bulloni sottoposte a trazione un modello di T-stub equivalente semplificato secondo Eurocodice 3, che è una semplificazione conservativa, poiché non tiene conto dell'azione di rafforzamento esercitata dalla trave con riferimento alla seconda riga di bulloni in trazione situata tra le ali della trave.

Tabella 3.5 - Confronto tra I valori di resistenza a eduttività reali e di progetto

Joint	$K_{F,exp}$ [kNm/rad]	$M_{knee,exp}$ [kNm]	$M_{max,exp}$ [kNm]	M_d [kNm]	$F_{u,exp}$ [mrad]	$F_{u,d}$ [mrad]
EEP-CYC 02	41411	+157/-173	+188 /-198	100	+40.2/-38.1	50
EEP-DB-CYC 03	43420	+169/-182	+198/-206	101.6	+62.5/-51.5	-
TS-CYC 04	23196	+133.8/-139	+186/-197	100	+70.2/-70.7	80

Pertanto, come previsto, si ottiene una sottostima della resistenza plastica corrispondente al ginocchio della curva momento-rotazione. Per quanto riguarda la duttilità i valori di progetto sono sempre leggermente superiori ai valori osservati. Tale risultato è ovviamente coerente con le ipotesi progettuali, perché il modello analitico adottato fa riferimento a condizioni di carico monotone, e quindi,

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

la duttilità di progetto rappresenta solo un limite superiore della capacità rotazionale plastica sotto azioni cicliche.

Per quanto riguarda il degrado di rigidezza e resistenza sotto carichi ciclici, i campioni EEP-CYC 02 e TS-CYC 04 sono caratterizzati principalmente dalla fenomeno del pinching mentre il degrado di resistenza si ha dopo il verificarsi di instabilità locale. Il più grande valore della capacità rotazionale plastica è esibito dal nodo TS-CYC 04.

Un valore simile è mostrato dal nodo la cui componente più debole è la zona del pannello a taglio, mentre si ottiene una capacità di rotazione leggermente più piccola adottando la strategia RBS. Tutti questi campioni hanno fornito una capacità rotazionale sufficientemente maggiore del valore di riferimento pari a 0,035 rad suggerito dall'Eurocodice 8 con riferimento alla regione plastica.

Pertanto, mentre il valore suggerito dall'Eurocodice 8 comprende anche deformazione elastica della trave, i risultati presentati sono riferiti al contributo del solo nodo trave-colonna. Pertanto, nel caso di campione EEP-CYC 02, anche se la capacità rotazionale rappresentata in Fig. 3.33 non è chiaramente superiore a 0,035 rad, il requisito suggerito dall'Eurocodice è soddisfatto a causa del contributo dovuto alla deformazione elastica della trave.

3.6 Bibliografia

- [1] AISC (2002): "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 341-02, American Institute of Steel Construction.
- [2] CEN, 2005a. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [3] Mazzolani, F. & Piluso, V., 1996. *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*. London: E & FN Spon, an Imprint of Chapman & Hall.
- [4] Mazzolani, F. M. and Piluso, V., 1997 *Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26, 167-191.
- [5] Bruneau, M., Uang, C. M., and Whittaker, A., 1998. *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw Hill, New York.
- [6] Faella, C., Piluso, V. & Rizzano, G., 2000. *Structural Steel Semi-Rigid Connections*. Boca Raton: CRC Press.
- [7] SAC, 2000a. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Resisting Frame Buildings. California: FEMA.
- [8] SAC, 2000b. State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking. California, U.S.A.: FEMA.
- [9] SAC, 2000c. State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame Buildings in Earthquakes. California: FEMA.
- [10] Moore, K, Malley, J. & Engelhardt, M., 1999. Design of Reduced Beam Section (RBD) Moment Frame Connections. *Steel Tips*.
- [11] FEMA 351 [2000] "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [12] FEMA 352 [2000] "Recommended post earthquake evaluation and repair criteria for steel moment-frame buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

- [13] Richard, R., Partridge, J., Allen, J. & Radau, S., 1995. Finite element analysis and tests of beam-to-column connections. *Modern Steel Construction AISC*, 35(10),pp.44-47.
- [14] Chen, S., Chu, J. & Chou, Z., 1997. Dynamic behavior of steel frames with beam flanges shaved around connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 42(1), pp.49-70.
- [15] Chen, S., Yeh, C. & Chu, J., 1996. Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 122(11), pp.1292-99.
- [16] Carter, C. & Iwankiw, N., 1998. Improved ductility in seismic steel moment frames with dogbone connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 46(1-3), p.253.
- [17] Joh, C. & Chen, W., 1999. Fracture strength of welded flange-bolted web connections. *Journal of Structural Engineering*, 125(5), pp.565-71.
- [18] CEN, 2005c. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- [19] Faella, C., Montuori, R., Piluso, V., and Rizzano, G. [1998]. Failure mode control: economy of semi-rigid frames, *Proc. of the XI European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.
- [20] Jaspart, J., 1991. Etude de la semi-rigidite des noeuds Poutre-Colonne et son influence sur la resistance et la stabilite des ossature en acier. PhD Tesis ed. Liege: University of Liege, Belgium.
- [21] Rizzano, G., 1995. Modellazione nodale e comportamento sismico dei telai in acciaio a nodi semirigidi. PhD thesis ed. Napoli: Università degli Studi di Napoli.
- [22] Jaspart, J.P., 2002. Design of Structural Joints in Building Frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol.4(18-34).
- [23] Bijlaard, F., 2004. Joints in steel structures based on eurocode 3. In *Steel & Composite Structures (ICSCS'04)*. Yuseong, Korea, 2004. Techno-Press. (TUD).
- [24] Rizzano, G., 2006. Seismic Design of Steel Frames with Partial Strength Joints. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(5), pp.725-47.
- [25] CEN, 2005b. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.

- [26] Latour, M., Piluso, V. & Rizzano, G., 2011a. Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections. *Steel Construction*, 4(2), pp.53-64.
- [27] Faella, C., Piluso, V. & Rizzano, G., 1998a. Cyclic behavior of bolted joint components. *Journal of Constructional Steel Research*, 46(1-3), p.paper number 129.
- [28] Kim, K. & Engelhardt, M., 2002. Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 58, pp.605-35.
- [29] Faella, C., Piluso, V. & Rizzano, G., 1998b. Experimental Analysis of Bolted connections: snug versus preloaded bolts. *Journal of Structural Engineering*, 124(7), pp.765-74.
- [30] Swanson, J. & Leon, R., 2000. Bolted steel connections: tests on T-stub components. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 126(1), pp.50-56.
- [31] Clemente, I., Noè, S. & Rassati, G., 2004. Experimental behavior of T-stub connection components for the mechanical modeling of Bare-Steel and composite partially restrained beam-to-column connections. In *Proceedings of Connections in Steel Structures V*. Amsterdam, 2004.
- [32] Dubina, D. et al., 2008. Testing program to evaluate behavior of dual steel connections under monotonic and cyclic loading. In *Proceedings of the 5th European Conference on Steel and Composite Structures*. Graz, Austria, 2008.
- [33] Piluso, V. & Rizzano, G., 2008. Experimental Analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, pp.655-69.
- [34] Hu, J.W., Leon, R.T. and Park, T. [2011] "Mechanical Modeling of Bolted T-stub Connections under Cyclic Loads. Part I: Stiffness Modeling", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, Issue 11, pp. 1710-1718.
- [35] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. & Rizzano, G., 2011. Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(2), pp.214-44.
- [36] Piluso, V., Faella, C. & Rizzano, G., 2001. Ultimate behavior of bolted T-stubs. Part I: Theoretical model. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 127(6), pp.686-93.
- [37] Pall A.S., Marsh C., 1982, "Response of friction damped braced frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, 108, pp. 1313-1323.

- [38] Fitzgerald T.F., Anagnos T., Goodson M., Zsutty T., 1989, "Slotted bolted connections in a seismic design of concentrically braced connections", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No.2, pp. 383-391.
- [39] Constantinou M. C., Reinhorn A. M., Mokha A., Watson R., 1991, "Displacement control device for base isolated bridges", *Earthquake Spectra*, Vol. 7, No.2, pp. 179-200.
- [40] Dorka U., Pradlwarter H. J., Schuëller U., 1998, "Reability of MDOF-system with hysteretic devices", *Engineering Structures*, Vol. 20, No.8, pp. 383-391.
- [41] Gregorian C. E., Yang T. S., Popov E. P., 1993, "Slotted bolted connection energy dissipaters", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No.3, pp. 491-504.
- [42] Nims D. K., Richter P. J., Bachman R. E., 1993, "The use of the Energy Dissipating Restraint for seismic hazard mitigation", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No.3, pp. 467-489.
- [43] Aiken I.D, Kelly J.M., 1990: "Earthquake Simulator Testing and Analytical Studies of Two Energy Absorbing Systems for Multistorey Structures", Report No.UCB/EERC-90/03, University of California, Berkley, 1990
- [44] Mualla I. H., 2000: "Experimental Evaluation of New Friction Damper Device", 12 World Conference on Earthquake Engineering, paper No. 1048.
- [45] Mualla I. H., Belev B., 2002, "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation". *Engeneering Structures*, Vol. 24, pp.365-371.
- [46] Cherry S., Filiatrault A., (1990). "Seismic design spectra for friction damped structures", *Journal of Structural Division*", Vol. 116, No. ST5, ASCE.
- [47] Garcia D. L., Soong T. T., 2002, "Efficiency of a simple approach to dampers allocation in MDOF structures", *Journal of Structures Control*, 9(1), pp. 19-30.
- [48] Ciampi V., De Angelis M., Paolacci F., 1995, "Design of yielding or friction based dissipative bracing for seismic protection of buildings", *Engineering Structures*, 17(5), pp. 381-91.
- [49] Lee S. K., Park J. H., Moon B.W., Min K. W., Lee S. H., Kim J., 2008, "Design of a Bracing-friction damper system for seismic retrofitting", *Smart Structure and Systems*, Vol. 4, pp. 685-696.

- [50] Latour M., Rizzano G., Piluso V. (2012): "Experimental Analysis of Innovative Dissipative Bolted Double Split Tee Beam-to-Column Connections", *Steel Construction*, 4 (2011), N.2, pp. 53-64.
- [51] Latour M., Rizzano G., Piluso V. (2013): "Experimental behaviour of friction T-stub beam-to-column joints under cyclic loads", *Steel Construction*, 6(2013), No. 1, p.11-18).
- [52] RILEM, 1990. Tension Testing of Metallic Structures for Determining Stress-Strain relations under Monotonic and Uniaxial Tensile Loading. *Material and Structures*, 23, pp.35-46.

CAPITOLO 4 MODELLAZIONE DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

4.1 Premessa

Il presente lavoro si propone di indagare l'influenza della tipologia delle connessioni trave-colonna sulla risposta sismica di telai in acciaio sismo-resistenti. A tal fine sono stati considerati quattro collegamenti a parziale ripristino di resistenza progettati in modo da ottenere la stessa resistenza flessionale di progetto partendo da dettagli costruttivi differenti e quindi portando a risorse di duttilità e caratteristiche dissipative del tutto diverse.

Per valutare la prestazione sismica di telai in acciaio sismo-resistenti con nodi a parziale ripristino di resistenza, tema che negli ultimi anni ha guadagnato grande interesse tra i ricercatori [1][2][3][4], è preliminarmente necessario sviluppare una modellazione accurata della struttura in grado di rappresentarne correttamente sia la rigidità che le caratteristiche di deformabilità, specialmente con riferimento alle connessioni trave-colonna dalla cui plasticizzazione dipende la dissipazione dell'energia sismica in ingresso.

Infatti, mentre l'utilizzo di collegamenti a completo ripristino di resistenza, avendo questi una sufficiente sovrarresistenza rispetto alla trave collegata [1][6][7], consente il completo sviluppo della capacità dissipativa plastica della trave connessa dove occorre la dissipazione dell'energia sismica in ingresso, nel caso dei

nodi semirigidi a parziale ripristino di resistenza la dissipazione si ottiene attraverso la plasticizzazione degli elementi di collegamento. Ecco perché è necessario definire un modello in grado di rappresentare fedelmente il comportamento ciclico delle connessioni.

Le connessioni trave-colonna a parziale ripristino di resistenza, sottoposte a carichi ciclici, mostrano un comportamento isteretico caratterizzato dallo sviluppo di degrado di resistenza e rigidità all'aumentare del numero di cicli e da pinching, come testimoniato da numerose attività di ricerca [8][9][10][11][11][12]. Le leggi che governano questi fenomeni non possono essere dedotte attraverso approcci teorici; ecco perché è necessario avere un numero sufficiente di dati sperimentali che consentano di sviluppare accurati modelli semi-analitici, nei quali l'inviluppo monotono è predetto attraverso l'uso di modelli meccanici [7] mentre le leggi di degrado sono derivate empiricamente attraverso i risultati sperimentali disponibili [14].

I nodi considerati sono stati scelti per la disponibilità di risultati sperimentali relativi alla loro risposta rotazionale ciclica, ottenuti attraverso test pseudo-dinamici su nodi trave colonna isolati testati come sub-assemblaggi strutturali presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università degli Studi di Salerno descritti ampiamente nel Capitolo 3 [11].

4.2 Collegamenti trave-colonna considerati

Le tipologie di connessione trave-colonna qui investigate sono quattro connessioni a parziale ripristino di resistenza, progettate al fine di ottenere la stessa resistenza flessionale di progetto partendo da dettagli costruttivi differenti.

Le prime tre connessioni sono state progettate mediante criteri di gerarchia a livello delle singole componenti, attraverso il metodo delle componenti [8][7][16][17][18][19][20][21][14], in maniera tale da predeterminare la componente più debole in cui avviene la dissipazione dell'energia sismica [22].

La quarta connessione è un nodo trave-colonna equipaggiato con dissipatori ad attrito posizionati in corrispondenza delle flange della trave collegata. Tali dispositivi sono progettati e dettagliati al fine di dissipare l'energia sismica in ingresso in funzione del massimo spostamento richiesto in occasione di eventi sismici di tipo distruttivo.

Le tipologie nodali, in particolare, sono:

- **EEP-CYC 02:** nodo flangiato a parziale ripristino con dissipazione prevalente nel piatto di estremità ("end-plate")[23];
- **EEP-DB-CYC 03:** nodo flangiato a "parziale" ripristino di resistenza progettato in modo da sviluppare la cerniera plastica in corrispondenza della trave tagliando opportunamente le flange di quest'ultima in modo da ridurre la sua resistenza flessionale secondo i criteri di progettazione definiti per la strategia della trave indebolita (dog-bone) [16][25][26][27][28][29][30][31][32];

- **TS-CYC 04:** nodo a parziale ripristino di resistenza con T-stubs di estremità dimensionato per concentrare la dissipazione negli stessi, evitando l'impegno plastico delle componenti nodali riguardanti la colonna [11][23].
- **TS-M2-460-CYC 09:** nodo con T-stubs di estremità equipaggiato con «friction dampers» dimensionati per attivarsi prima della plasticizzazione della trave collegata [33][34].

4.3 Modellazione del comportamento ciclico dei collegamenti con il programma IDARC 2D

Il comportamento ciclico dei collegamenti trave-colonna, in generale, può essere stabile o instabile, a seconda della componente impegnata in campo plastico. In particolare, è possibile distinguere tre tipologie di cicli di isteresi:

- ciclo stabile: caratterizzato da dissipazione di energia costante fino ad un elevato numero di cicli;
- ciclo instabile: caratterizzato dallo sviluppo di degrado di rigidità e resistenza con l'aumentare del numero di cicli;
- ciclo instabile: caratterizzato oltre che da degrado di resistenza e di rigidità, dallo sviluppo del fenomeno del pinching che determina un decremento dell'energia dissipata all'aumentare del numero di cicli.

I risultati dei test eseguiti sui collegamenti considerati, hanno consentito di sviluppare adeguati modelli semi-analitici che ne riproducono il comportamento rotazionale, selezionando il modello di connessione che porta al miglior adattamento con la risposta sperimentale in termini di diagramma momento-rotazione.

In questo lavoro, al fine di studiare l'influenza del dettaglio costruttivo del nodo trave-colonna sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti, la risposta ciclica rotazionale inelastica dei nodi trave-colonna è stata modellata mediante opportuni elementi contenuti all'interno del programma di calcolo IDARC 2D in una versione opportunamente modificata per tener conto del comportamento isteretico delle connessioni semi-rigide, versione 6.0. Successivamente la modellazione effettuata

è stata validata mediante l'utilizzo di un ulteriore programma di calcolo strutturale, il SeimoStruct [35], il quale ha fornito risultati del tutto congruenti.

Nello specifico, i nodi trave-colonna sono stati modellati attraverso elementi molla rotazionale inelastica, posizionati alle estremità delle travi, la cui curva ciclica momento-rotazione è stata definita attraverso i modelli isteretici presenti nella libreria del programma, in grado di tenere conto sia del degrado di resistenza e rigidezza che del pinching, definendo i parametri che regolano tali fenomeni sulla base dei risultati sperimentali disponibili.

Al fine di calibrare i parametri che governano la risposta ciclica degli elementi molla, un'analisi push-over ciclica in controllo di spostamento è stata effettuata con riferimento allo schema strutturale raffigurato in Fig. 4.1, caratterizzato da elementi trave e colonna infinitamente rigidi e, quindi, dall'aver una risposta strutturale dipendente unicamente dalla risposta ciclica di tali elementi.

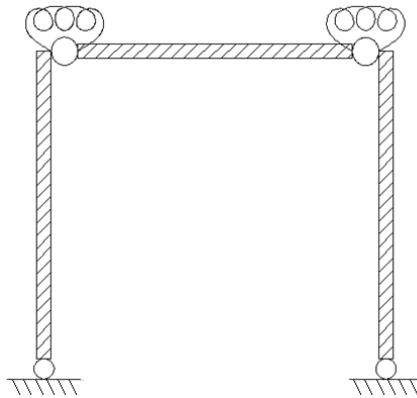


Fig. 4.1 - Schema strutturale utilizzato per la calibrazione dei parametri che regolano il comportamento ciclico rotazionale dei nodi

La validità delle analisi eseguite con l'IDARC2D è stata opportunamente verificata attraverso confronto con i risultati ottenuti per mezzo del SAP2000 [35]. Tale validazione è avvenuta con riferimento ad analisi statiche non lineari (Push-Over Analysis) in presenza di carichi verticali, in termini di curva push-over (Fig. 4.2).

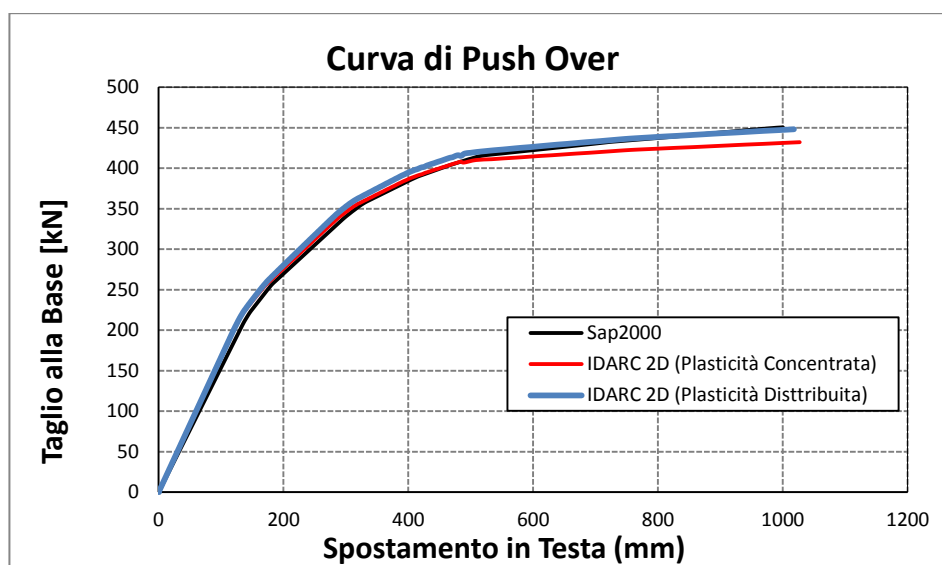


Fig. 4.2 - Confronto curve di Push Over ottenute con l'IDARC 2D e con il SAP2000

Al modello strutturale sopra descritto, è stata applicata una storia di spostamento che riproduce esattamente quella adottata in fase di test ai sub-assemblaggi trave-colonna e la risposta ciclica momento-rotazione dell'elemento molla così ottenuta, è stata confrontata con quella risultante dalle prove sperimentali.

Pertanto, modificando opportunamente i parametri che modellano il degrado di resistenza e rigidezza e il fenomeno del pinching, è stato possibile selezionare, per ciascuna tipologia testata, il modello di collegamento che porta al miglior "fitting" con i risultati sperimentali.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

4.3.1 Modellazione dell'inviluppo monotono del diagramma ciclico momento-rotazione

L'inviluppo monotono non-lineare del diagramma momento-rotazione degli elementi molla è stato modellato utilizzando una curva trilineare, disponibile nella libreria dell'IDARC 2D, caratterizzata dai parametri forniti in Tabella 4.1. Si sottolinea, inoltre, che l'inviluppo trilineare utilizzato varia in funzione del modello isteretico adottato.

I fenomeni di danneggiamento che si verificano sotto condizioni di carico ciclico sono stati portati in conto calibrando i parametri corrispondenti imponendo l'equivalenza in termini di energia dissipata tra i risultati delle prove sperimentali e la risposta dell'elemento molla dell' IDARC 2D. In altre parole la calibrazione è stata eseguita andando a minimizzare la differenza tra l'area sottostante al diagramma ciclico momento-rotazione sperimentale e l'area al di sotto del diagramma ciclico momento-rotazione analitico che si ottiene come risultato della modellazione.

In particolare, sono stati utilizzati due modelli isteretici, disponibili nella libreria del programma IDARC 2D, il Polygonal Hysteretic Model (PHM) e lo Smooth Hysteretic Model (SHM).

Il primo modello isteretico, il PHM, è un modello lineare a tratti, detto anche modello Multi-Lineare. Esso è un'estensione del "three-parameter Park model" [37] e può essere associato sia ad un modello isteretico bilineare che ad un modello trilineare. Nel caso in cui si utilizzi un modello trilineare, il PHM può essere combinato con due differenti leggi isteretiche: Vertex Oriented Model e Yield Oriented Model. In Fig. 4.3 viene mostrato l'andamento qualitativo dei modelli

isteretici utilizzati per la definizione del Polygonal Isteretic Model per gli elementi molla.

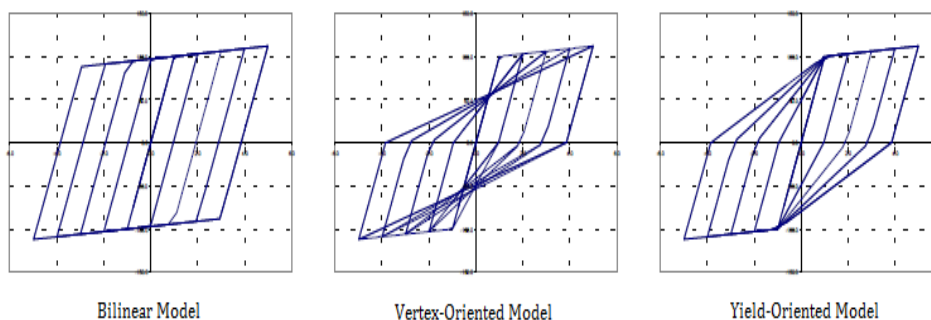


Fig. 4.3 - Andamento qualitativo dei modelli isteretici adottati nel Polygonal Hysteretic Model.

Lo Smooth Hysteretic Model è un modello più sofisticato del PHM ed è un'estensione del modello originariamente suggerito da Bouc e Wen [38][39]. Esso permette di considerare lo smussamento del ciclo d'isteresi nel passaggio dal tratto elastico a quello plastico.

Tabella 4.1 - Parametri adottati nella definizione dell'involuppo trilineare del diagramma momento-rotazione degli elementi molla dell'IDARC 2D

CONNECTION	Modello Isteretico	Initial Rotational Stiffness	First Yielding Moment	Plastic Moment	Yield Rotation	Ultimate Rotation	Post Yield stiffness ratio as % of elastic
		[kN/mm ²]	[kNmm]	[kNmm]	[rad]	[rad]	
		[EI]	[PCP]	[PYP]	[UYP]	[UUP]	[EI3P]
EEP-CYC 02	PHM/SHM	41411466	116463/- 130074	157000/- 173000	0.01/- 0.01	0.1/-0.1	3.07/- 3.52

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

EEP-DB-CYC 03	PHM	43420000	119200/- 136667	180000/- 190000	0.011/- 0.011	0.1/-0.1	1.3/-0.8
	SHM	47238740	140000/- 140000	190000/- 200000	0.013/- 0.017	0.2/-0.2	1/-0.01
TS-CYC 04	PHM	23196000	89817/- 88344	140000/- 140000	0.022/- 0.022	0.1/-0.1	4/-5
	SHM	20000000	185000/- 190000	190000/- 200000	0.022/- 0.022	0.4/-0.4	2.5/-5.5
TS-M2-460-CYC 09	SHM	30000000	90000/- 100000	100000/- 120000	0.013/- 0.015	0.2/-0.2	3/-3

Di seguito sono riportati i grafici (Fig. 4.4, Fig. 4.5, Fig. 4.6, Fig. 4.7) in cui sono rappresentate le curve trilineari utilizzate per modellare l'involuppo monotono necessario per la definizione della curva isteretica momento-rotazione degli elementi molla all'interno del programma IDARC 2D al variare del modello isteretico adottato.

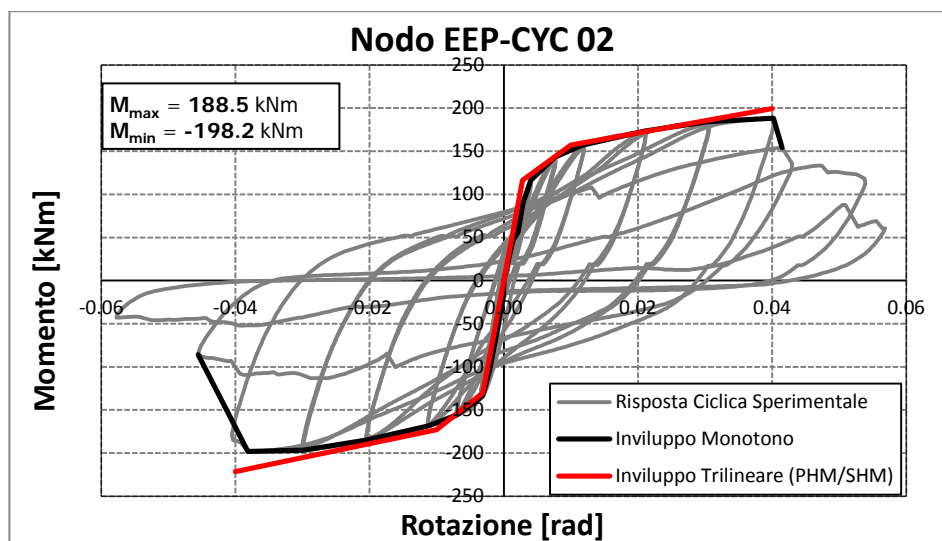


Fig. 4.4 - Modello monotono utilizzato per la modellazione della risposta ciclica momento-rotazione nell'IDARC 2D del nodo EEP-CYC 02

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

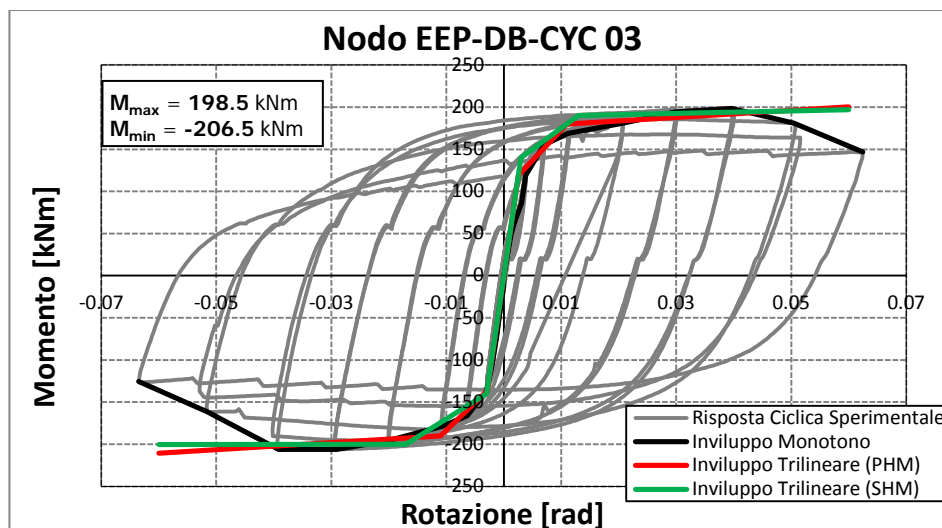


Fig. 4.5 - Modelli monotoni utilizzati per la modellazione della risposta ciclica momento-rotazione nell'IDARC 2D del nodo EEP-DB-CYC 03

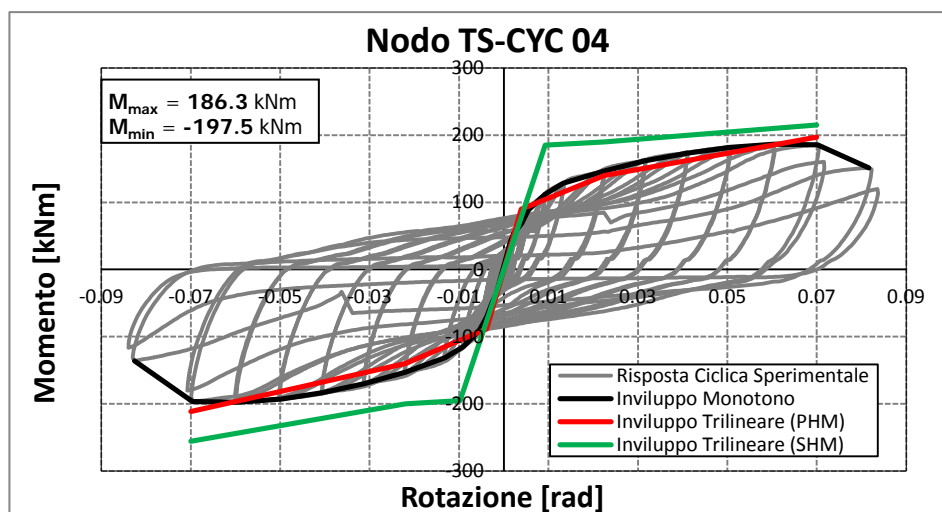


Fig. 4.6 - Modelli monotoni utilizzati per la modellazione della risposta ciclica momento-rotazione nell'IDARC 2D del nodo TS-CYC 04

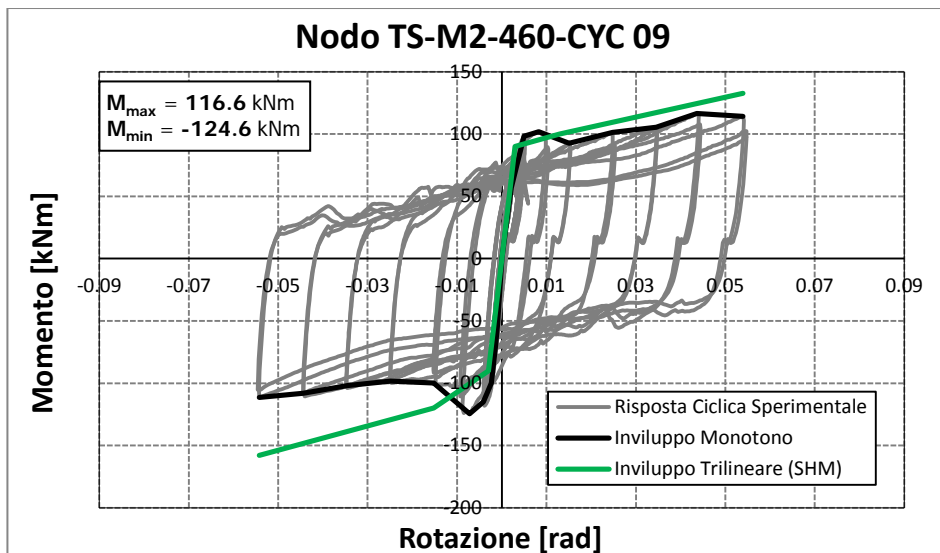


Fig. 4.7 - Modello monotono utilizzato per la modellazione della risposta ciclica momento-rotazione nell'IDARC 2D del nodo TS-M2-460-CYC 09

4.3.2 Modellazione del comportamento ciclico dei collegamenti mediante il Polygonal Hysteretic Model

I modelli isteretici adottati, consentono di portare in conto il degrado di rigidezza e resistenza e il pinching attraverso l'utilizzo di alcuni parametri.

In particolare, con riferimento al Polygonal Hysteretic Model, il degrado di rigidezza è definito mediante il parametro HC che individua il punto di Pivot (HC = 200 corrisponde ad un degrado di rigidezza pari a zero), il degrado di resistenza è definito dai parametri HBD e HBE che rappresentano rispettivamente la parte di degrado relativa alla duttilità e all'energia (HBD = 0,01 e HBE = 0,01 corrispondono ad un degrado di resistenza uguale a zero), infine, il parametro HS definisce il pinching (HS = 1,0 corrisponde ad assenza di pinching). Il significato

generale dei parametri può essere sintetizzato come segue: un aumento di HC ritarda lo sviluppo di degrado di rigidità, un aumento HBD e HBE accelera il degrado di resistenza, un aumento di HS riduce la quantità di slittamento. Nella Tabella 4.2 sono indicati i valori caratteristici dei parametri isteretici descritti sopra, mentre in Fig. 4.8 sono rappresentati qualitativamente gli effetti che i parametri di degrado hanno sul comportamento isteretico.

Tabella 4.2 - Tipico range di valori dei parametri isteretici

PARAMETRO	SIGNIFICATO	VALORE	EFFETTO
HC	Degrado di Rigidità	4.0	Degrado Severo
		10.0	Degrado Moderato
		15.0	Degrado medio
		200.0	Nessun Degrado
HBD	Degrado di Resistenza basato sulla Duttilità	0.60	Degrado Severo
		0.30	Degrado Moderato
		0.15	Degrado medio
		0.01	Nessun Degrado
HBE	Degrado di Resistenza basato sull'Energia	0.60	Degrado Severo
		0.15	Degrado Moderato
		0.08	Degrado medio
		0.01	Nessun Degrado
HS	Pinching	0.05	Pinching Severo
		0.25	Pinching Moderato
		0.40	Pinching medio
		1.00	Nessun Pinching

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

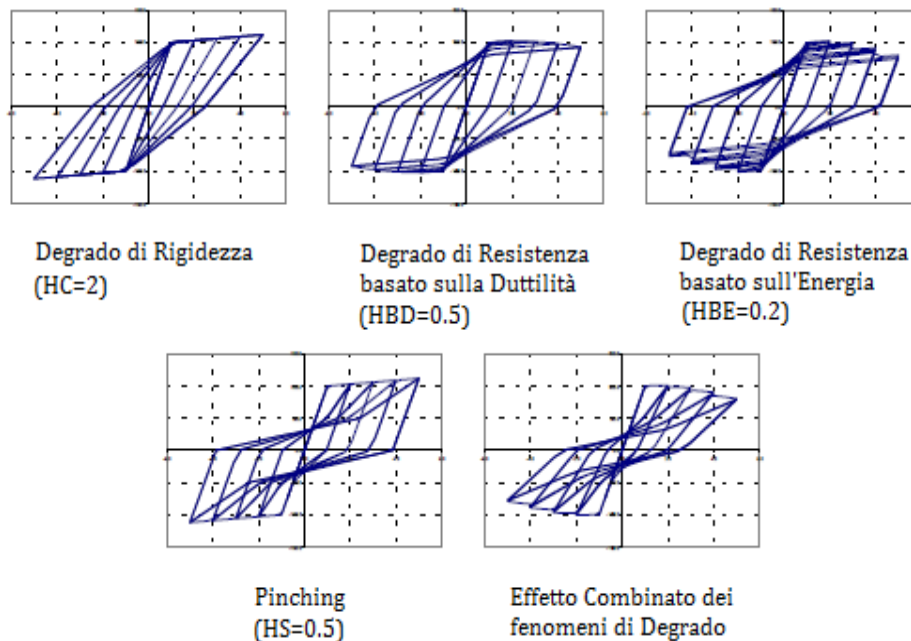


Fig. 4.8 - Vista qualitativa degli effetti dei parametri di degrado sul comportamento isteretico nel Polygonal Hysteretic Model

I valori dei parametri che caratterizzano il comportamento ciclico isteretico all'interno del Polygonal Hysteretic Model dell'IDARC 2D, scelti per le connessioni trave-colonna analizzate sono riportati in Tabella 4.3.

Tabella 4.3 - Valore dei parametri isteretici del Polygonal Hysteretic Model utilizzati per modellare gli elementi molla all'interno del software IDARC 2D

NODO	MODELLO	HC	HBD	HBE	HS
EEP-CYC 02	PHM-Vertex Oriented	5	0.01	0.01	1
EEP-DB-CYC 03	PHM-Bilinear	15	0.01	0.1	1
TS-CYC 04	PHM-Vertex Oriented	200	0.01	0.01	1

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Nelle figure riportate di seguito è rappresentato il confronto tra le curve cicliche momento-rotazione risultanti dalla sperimentazione e i risultati ottenuti modellando il comportamento ciclico delle stesse per mezzo del modello multilineare, PHM, disponibile all'interno del programma strutturale IDARC 2D, per le connessioni trave-colonna considerate (Fig. 4.9, Fig. 4.11 Fig. 4.13).

Sono inoltre mostrati i grafici che raffigurano lo scarto quadratico medio tra l'energia dissipata durante la sperimentazione e quella dissipata dal modello definito al variare del numero di cicli (Fig. 4.10, Fig. 4.12, Fig. 4.14). Come già sottolineato, lo scarto quadratico medio dell'energia è stato utilizzato come criterio per la calibrazione dei modelli dei collegamenti considerati.

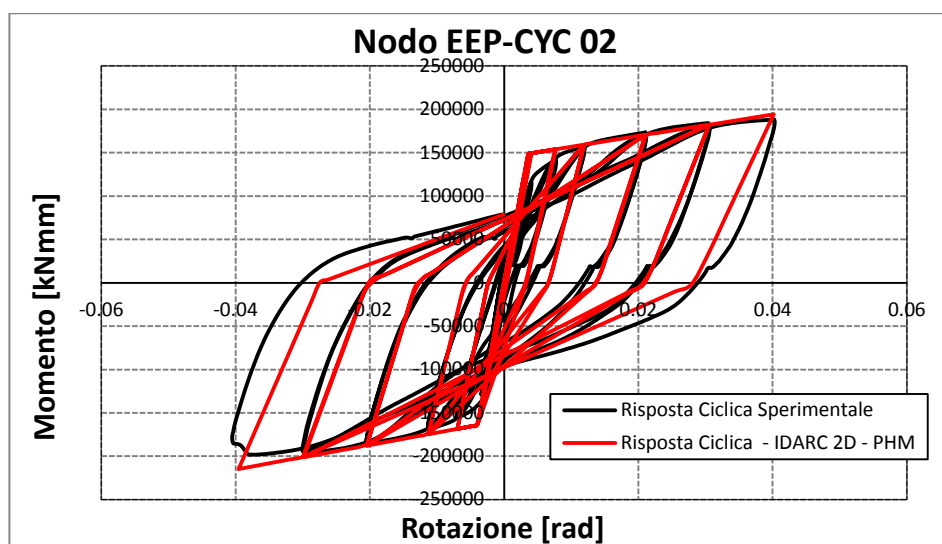


Fig. 4.9 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo EEP-CYC 02

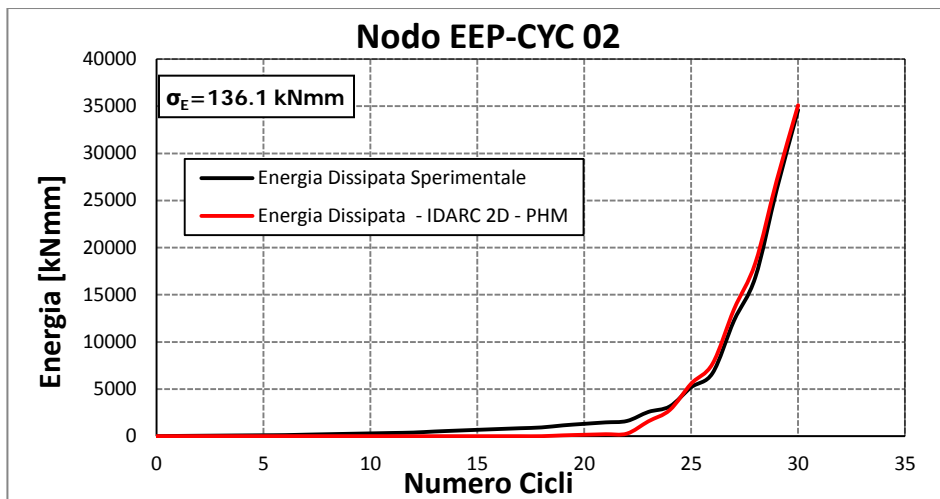


Fig. 4.10 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo EEP-CYC 02

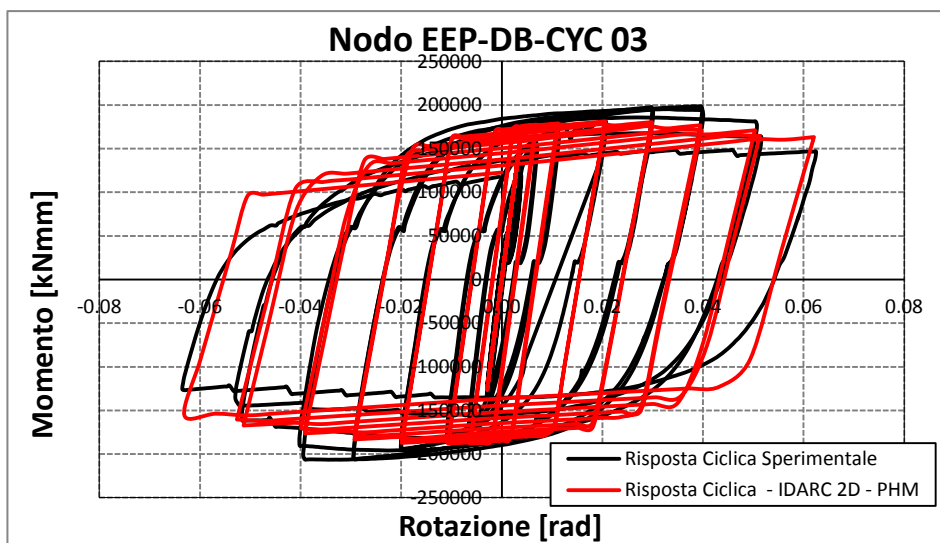


Fig. 4.11 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

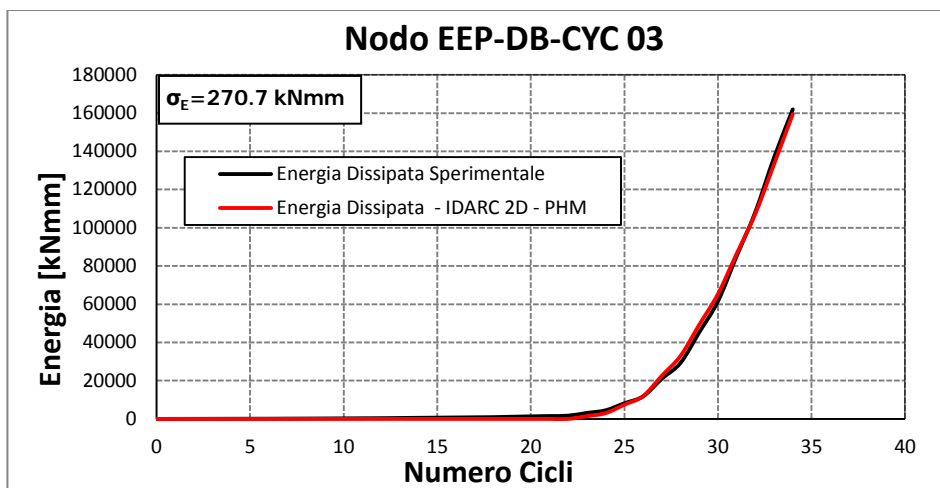


Fig. 4.12 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo EEP-DB-CYC 03

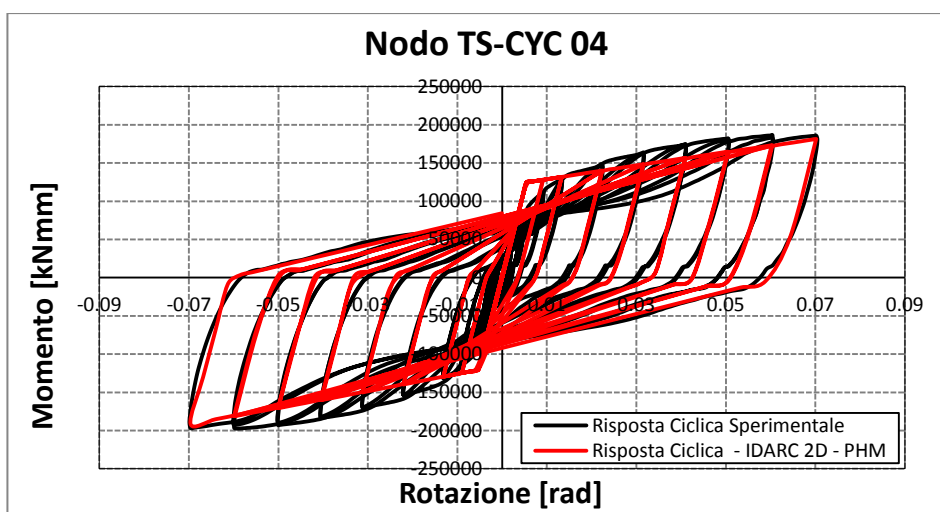


Fig. 4.13 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

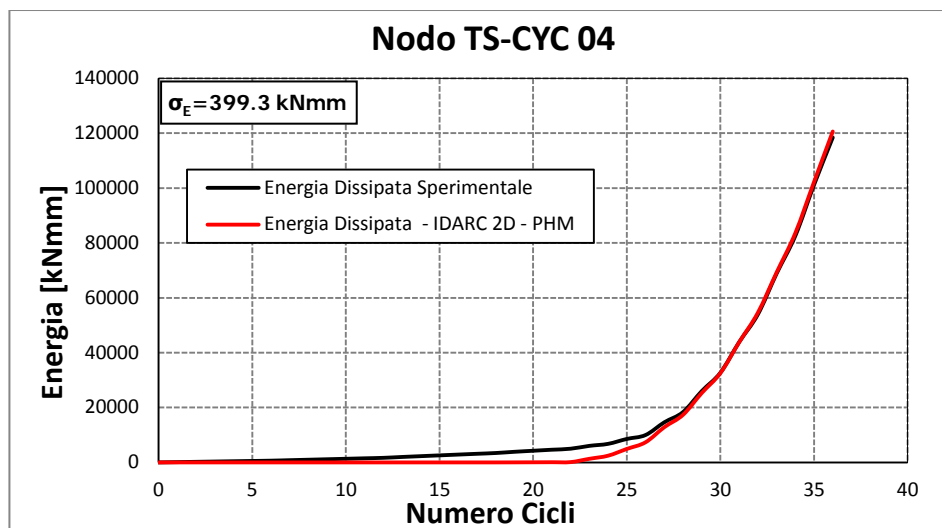


Fig. 4.14 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo TS-CYC 04

4.3.3 Modellazione del comportamento ciclico dei collegamenti mediante lo Smooth Hysteretic Model

Lo Smooth Hysteretic Model, come già accennato, è un modello più sofisticato del PHM perchè consente di portare in conto oltre al degrado di rigidezza e resistenza e al pinching, lo smussamento nel tratto di passaggio da comportamento elastico a comportamento plastico mediante l'introduzione di ulteriori parametri isteretici. Il degrado di rigidezza e resistenza sono ancora una volta regolati per mezzo dei parametri HC, HBD e HBE che hanno lo stesso significato e gli stessi effetti che avevano nel caso del Polygonal Hysteretic Model.

Gli altri parametri introdotti per tener conto del pinching e dello smussamento dei tratti di passaggio sono: NTRANS che è il parametro di smussamento per la transizione elasto-plastica (NTRANS=20 corrisponde ad un andamento bilineare),

ETA che porta in conto la forma dello scarico (ETA=0.5 indica un tratto di scarico di tipo lineare), HSR, HSS e HSM, invece, sono i parametri che regolano il fenomeno del pinching. Infine, i parametri NGAP, PHIGAP e STIFFGAP tengono conto del fenomeno di incremento della rigidezza ad elevati livelli di deformazione tipico dei dispositivi metallici in cui il comportamento assiale predomina su quello flessionale.

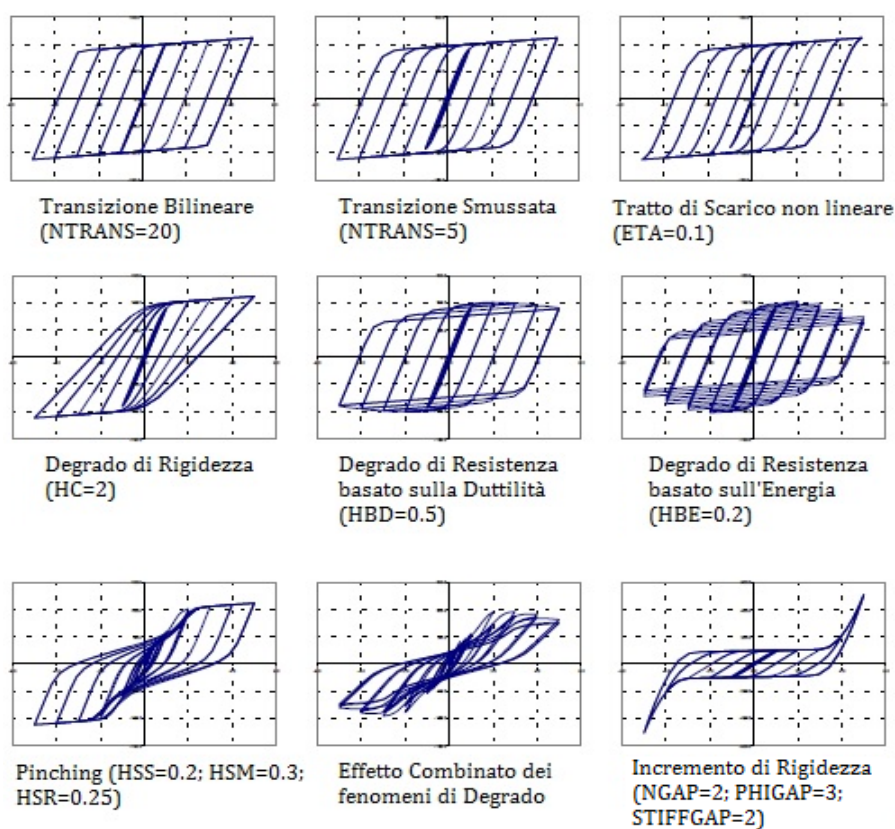


Fig. 4.15 - Vista qualitativa degli effetti dei parametri di degrado sul comportamento isteretico nello Smooth Hysteretic Model

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

In Fig. 4.15 è riportata una rappresentazione qualitativa degli effetti che i parametri di degrado sopra descritti hanno sul comportamento isteretico nello Smooth Hysteretic Model. In particolare, il significato dei parametri che portano in conto lo smussamento dei passaggi da un tratto all'altro può essere sintetizzato come segue: una diminuzione di NTRANS accentua la curvatura nel passaggio da tratto elastico a tratto plastico mentre la diminuzione di ETA aumenta la curvatura nel passaggio dal tratto di carico a quello di scarico.

I parametri adottati nella modellazione del comportamento ciclico rotazionale dei collegamenti trave-colonna analizzati, al fine di regolare il comportamento isteretico all'interno dello Smooth Hysteretic Model disponibile nel programma IDARC 2D sono riportati nella Tabella 4.4.

Tabella 4.4 - Valore dei parametri isteretici dello Smooth Hysteretic Model utilizzati per modellare gli elementi molla all'interno del software IDARC 2D

NODO	HC	HBD	HBE	NTRANS	ETA	HSR	HSS	HSM	NGAP	PHIGAP	STIFFGAP
EEP-CYC 02	4	0.05	0.15	1	0.5	0.25	0.03	0.5	8	3	5
EEP-DB-CYC 03	10	0.5	0.01	1	0.5	0.25	10	1	0.2	0.2	0.2
TS-CYC 04	200	0.3	0.35	1	0.5	0.38	0.2	0.45	0.2	0.2	0.2
TS-M2-460-CYC 09	75	0.7	0.4	5	0.5	0.25	100	0.4	2	1000	2

Il confronto tra la curva ciclica momento-rotazione delle connessioni analizzate e la corrispondente risposta rotazionale predetta mediante lo Smooth Hysteretic Model dell'IDARC 2D con elementi molla caratterizzati dai parametri riportati nella Tabella 4.4, è fornito in Fig. 4.16, Fig. 4.18, Fig. 4.20, Fig. 4.22 mentre in Fig. 4.17, Fig. 4.19, Fig. 4.21, Fig. 4.23 è raffigurato lo scarto quadratico medio tra l'energia dissipata durante la sperimentazione e quella dissipata dal modello definito al variare del numero di cicli.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

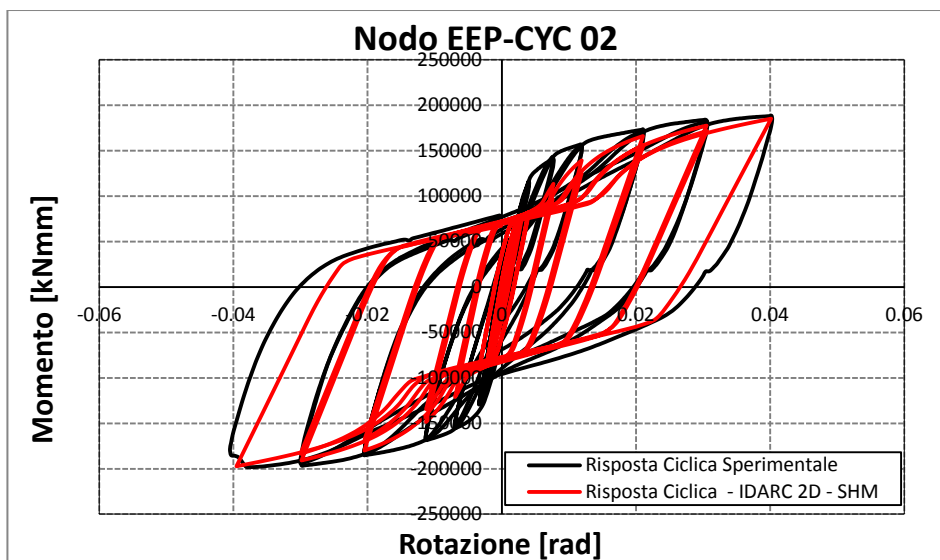


Fig. 4.16 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo EEP-CYC 02

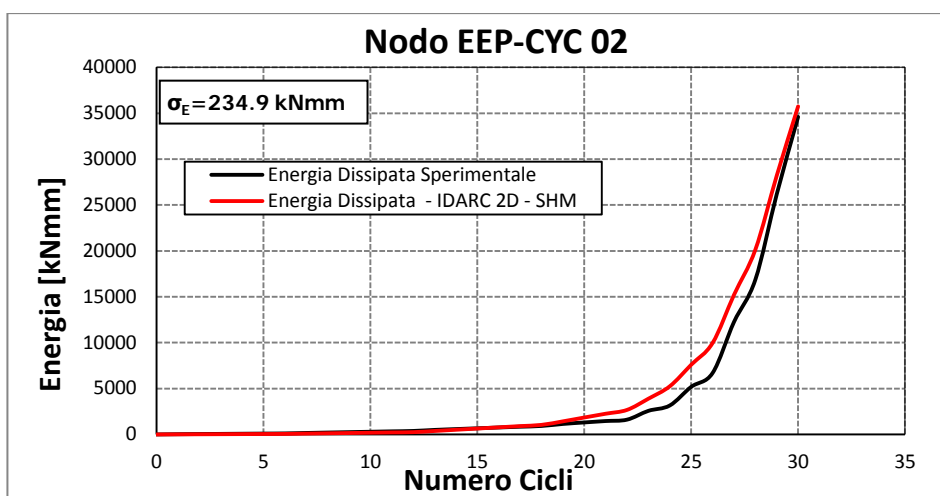


Fig. 4.17 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo EEP-CYC 02

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

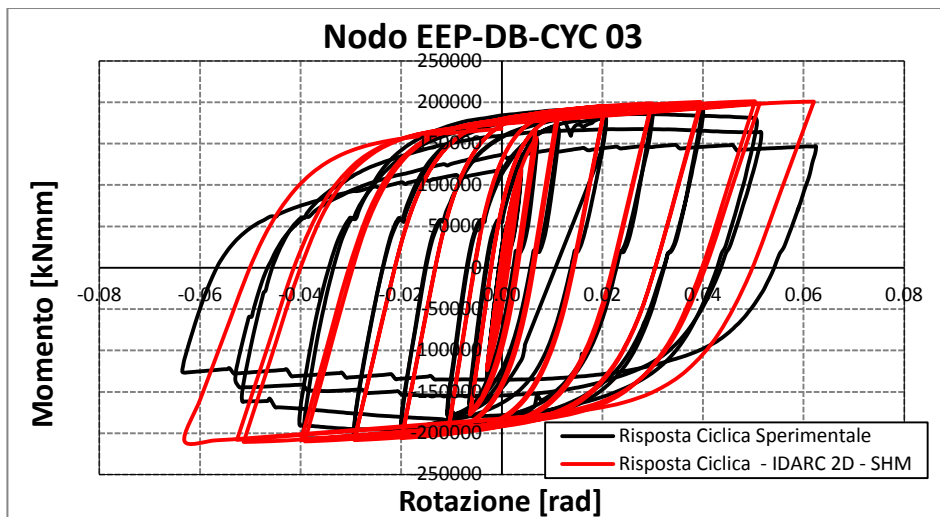


Fig. 4.18 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo EEP-DB-CYC 03

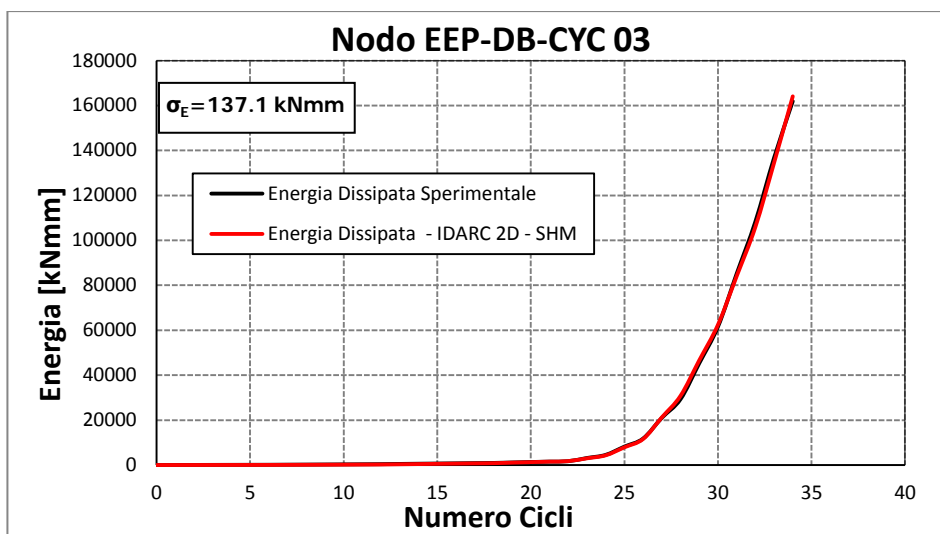


Fig. 4.19 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

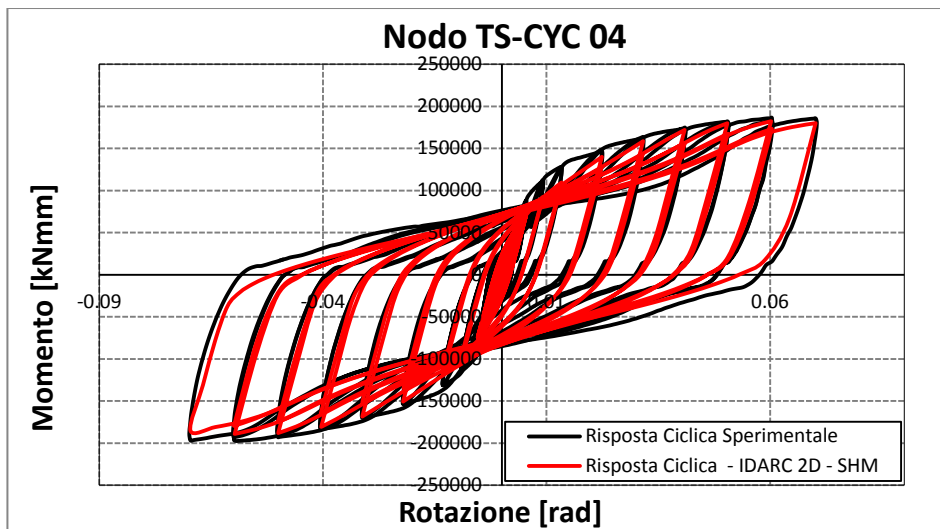


Fig. 4.20 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo TS-CYC 04

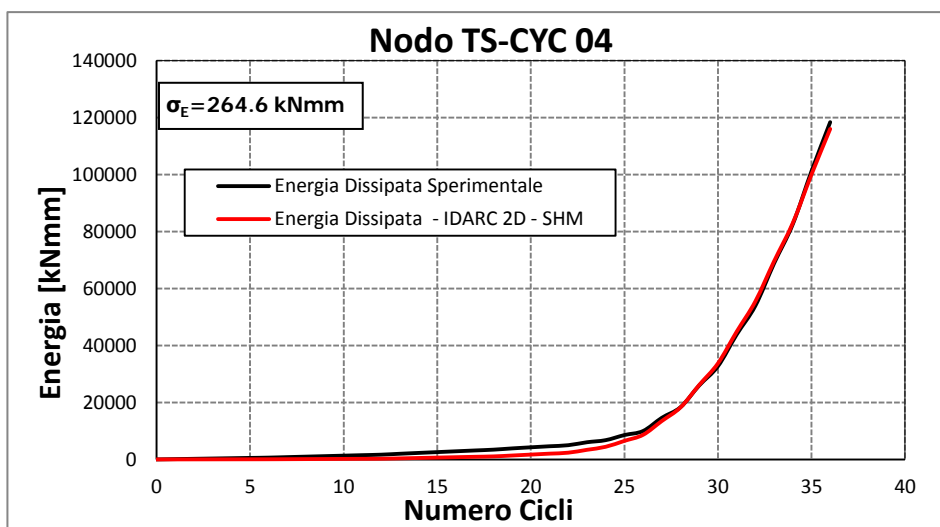


Fig. 4.21 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

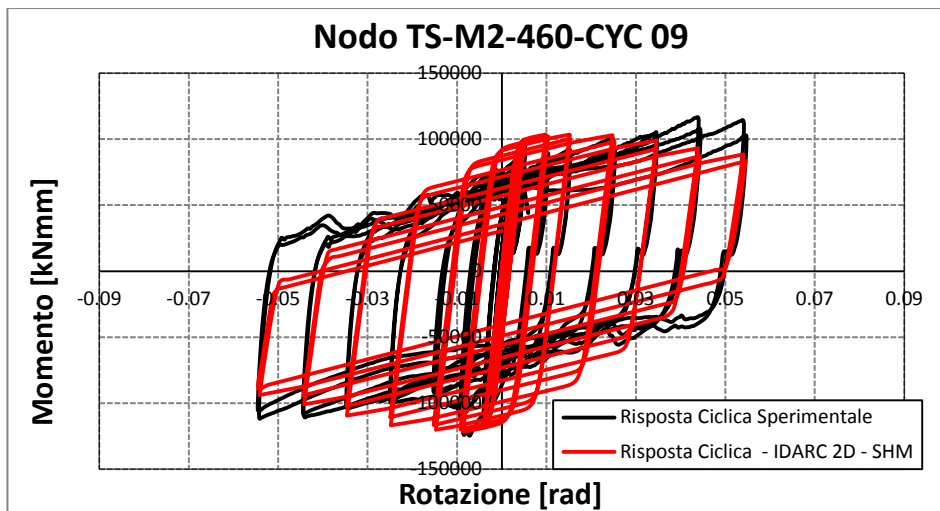


Fig. 4.22 - Comparazione tra la curva momento-rotazione sperimentale e quella dell'IDARC per il nodo TS-M2-460-CYC 09

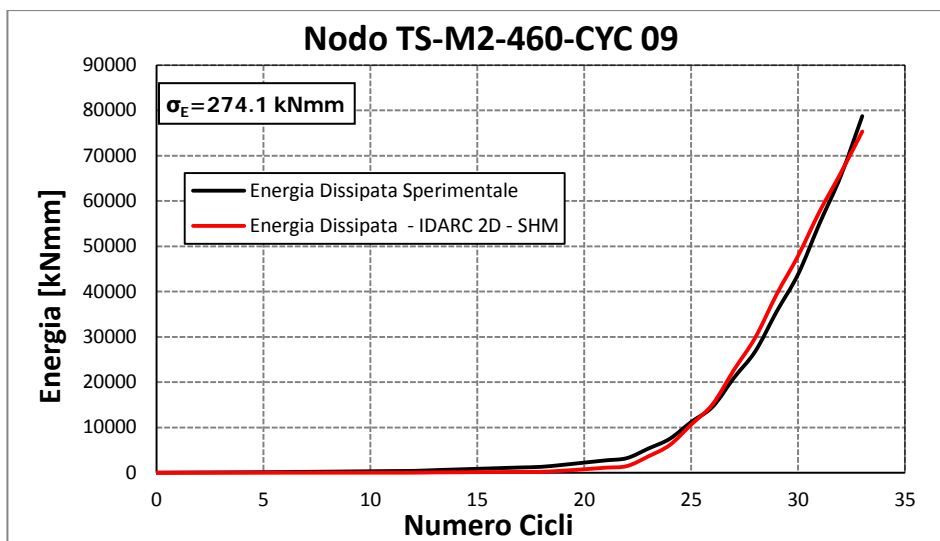


Fig. 4.23 - Confronto tra l'energia sperimentale e l'energia del modello IDARC per il nodo TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Sebbene per ciascuna tipologia di collegamento trave-colonna considerata siano stati adottati differenti modelli isteretici, lo Smooth Hysteretic Model ha consentito di ottenere un miglior fitting in termini energetici in tutti i casi, tranne che in quello del nodo EEP-CYC 02 per il quale il minor scarto quadratico medio dell'energia si ottiene utilizzando il Polygonal Hysteretic Model combinato con la legge isteretica Vertex-Oriented come mostrato in Tabella 4.5.

Tabella 4.5 - Scarto Quadratico Medio dell'Energia dei nodi al variare del modello isteretico

SCARTO QUADRATICO MEDIO DELL'ENERGIA (σ_E)		
NODO	PHM	SHM
EEP-CYC 02	136.1	234.9
EEP-DB-CYC 03	270.7	137.1
TS-CYC 04	399.3	264.6
TS-M2-460-CYC 09	-	274.1

Lo Smooth Hysteretic Model, inoltre, ha fornito risultati soddisfacenti per la calibrazione del modello in termini di forma dei cicli d'isteresi e ha esibito una maggiore stabilità numerica nel caso dell'esecuzione di analisi dinamiche.

4.4 Modellazione dei collegamenti con il programma SeismoStruct

Come accennato in precedenza la modellazione dei collegamenti trave-colonna effettuata per mezzo del programma di calcolo strutturale IDARC 2D (versione 6.0) è stata validata andando a modellare i nodi con un ulteriore software di calcolo, il SeismoStruct [35], che contempla all'interno della propria libreria gli stessi modelli meccanici per la modellazione del comportamento isteretico degli elementi strutturali disponibili nell'IDARC.

I risultati in termini di curve cicliche momento-rotazione ottenuti dal Seismo Struct, sono in perfetto accordo con quelli ottenuti in precedenza, come mostrato dalle figure di seguito riportate (Fig. 4.24, Fig. 4.25, Fig. 4.26, Fig. 4.27, Fig. 4.28, Fig. 4.29, Fig. 4.30).

Di qui in avanti, per lo studio dell'influenza della tipologia di connessione sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio verrà utilizzato quest'ultimo programma che ha consentito un miglior controllo dei dati in input e in output, grazie all'interfaccia grafica e una maggiore rapidità di esecuzione delle analisi dinamiche. Inoltre l'IDARC 2D ha mostrato problemi di convergenza all'atto dell'esecuzione di analisi dinamiche non lineari su strutture che contenessero al loro interno elementi modellati con lo Smooth Hysteretic Model.

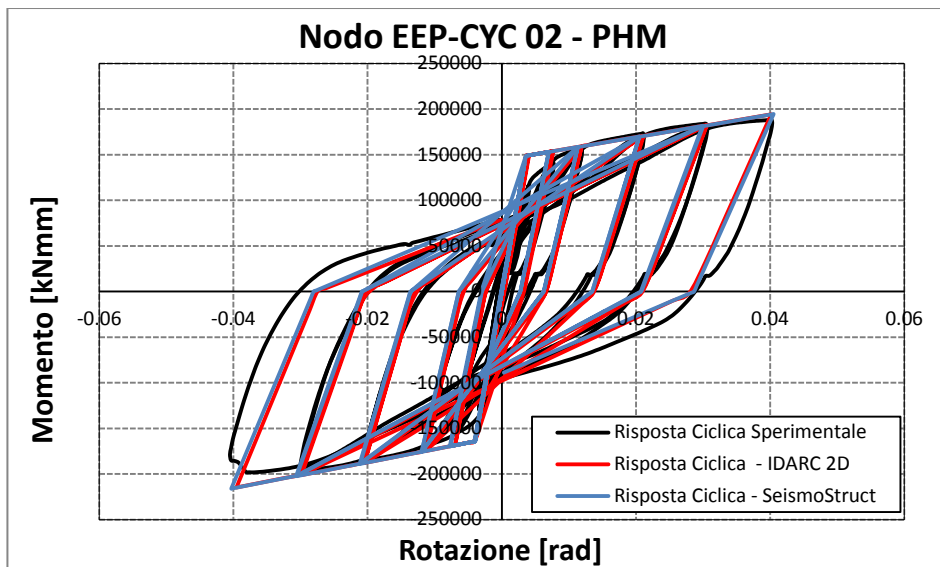


Fig. 4.24 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante PHM per il nodo EEP-CYC 02, validazione mediante Seismo Struct

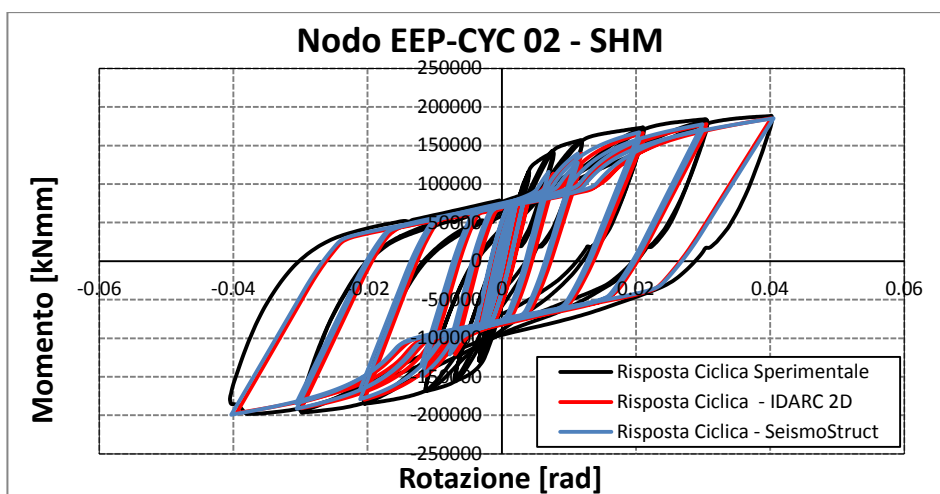


Fig. 4.25 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante SHM per il nodo EEP-CYC 02, validazione mediante Seismo Struct

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

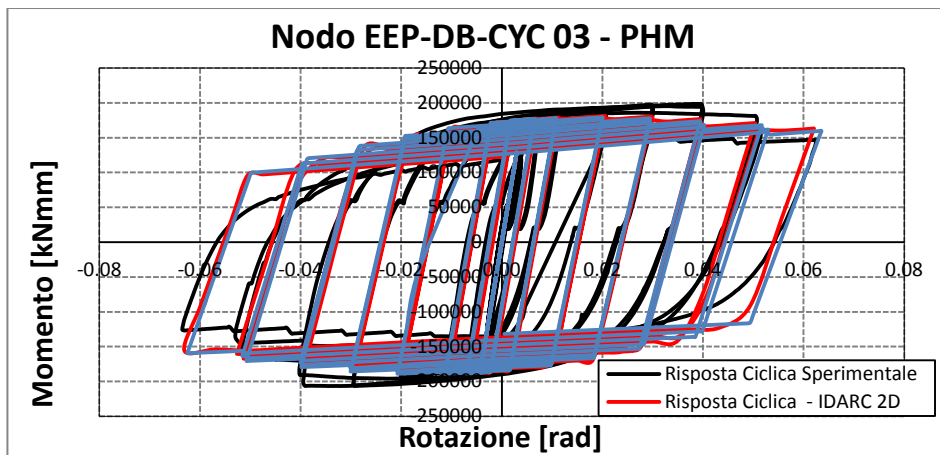


Fig. 4.26 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante PHM per il nodo EEP-DB-CYC 03, validazione mediante Seismo Struct

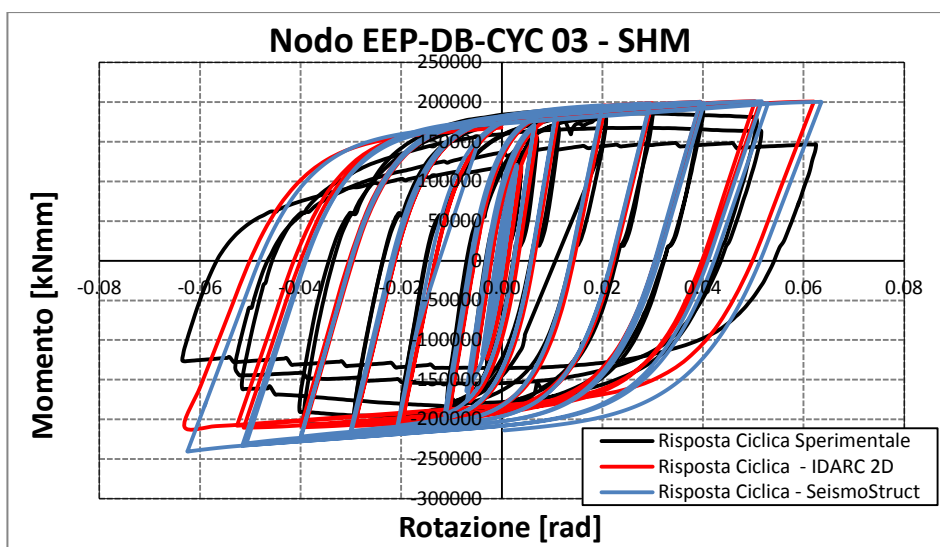


Fig. 4.27 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante SHM per il nodo EEP-DB-CYC 03, validazione mediante Seismo Struct

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

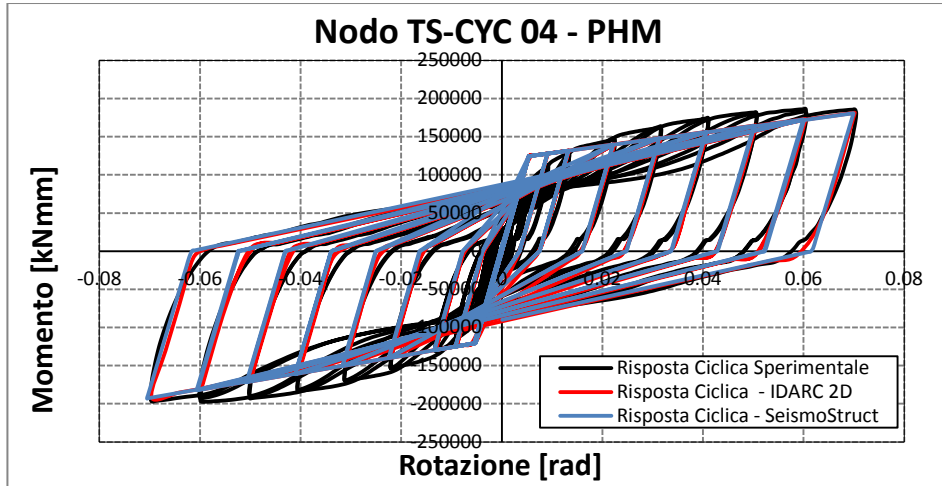


Fig. 4.28 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante PHM per il nodo TS-CYC 04, validazione mediante Seismo Struct

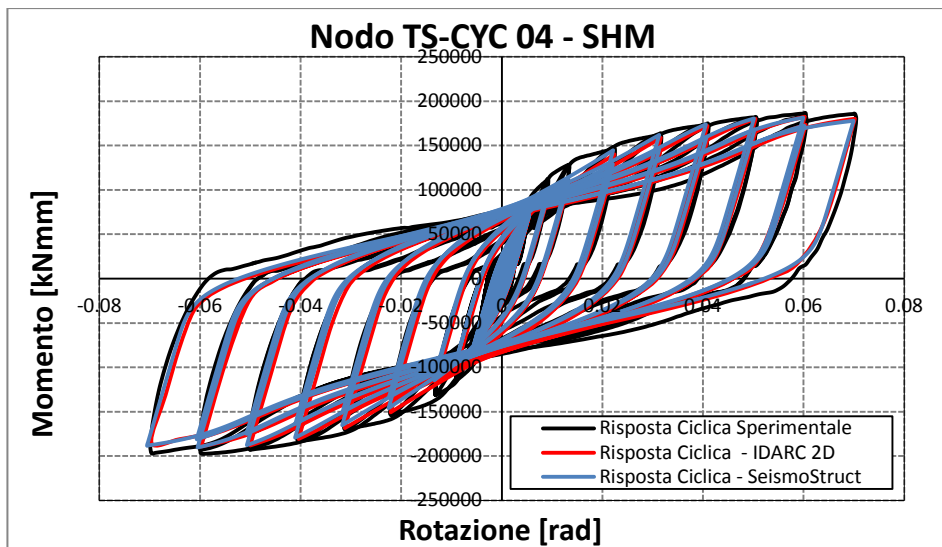


Fig. 4.29 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante SHM per il nodo TS-CYC 04, validazione mediante Seismo Struct

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

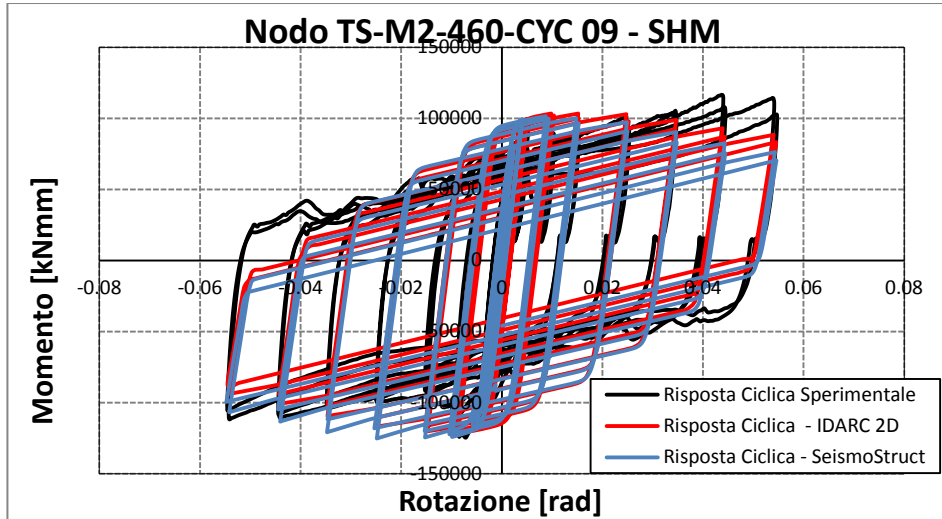


Fig. 4.30 - Modellazione della curva momento-rotazione mediante SHM per il nodo TS-M2-460-CYC 09, validazione mediante Seismo Struct

4.5 Bibliografia

- [1] Elnashai, A.S., Elghazouli, A.Y. and Denesh-Ashtiani, F.A. [1998] "Response of Semirigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads", Journal of Structural Engineering.
- [2] Grecea, D., Dinu, F., and Dubina, D. [2004] " Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60 (2004) pp. 739- 749.
- [3] Fragiacomò, M., Amadio, C. and Macorini, L. [2004] "Seismic Response of Steel Frames under Repeated Earthquake Ground Motions", Engineering Structures, Vol. 26 (2004) pp. 2021-2035.
- [4] Aksoylar, N.D., Elnashai, A.S. and Mahmoud, H. [2011] "The Design and Seismic Performance of Low-Rise Long-Span Frames with Semi-Rigid Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67 (2011) pp. 114-126.
- [5] Mazzolani, F. & Piluso, V., 1996. Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames. London: E & FN Spon, an Imprint of Chapman & Hall.
- [6] Bruneau, M., Uang, C. M., and Whittaker, A., 1998. Ductile Design of Steel Structures. McGraw Hill, New York.
- [7] Faella, C., Piluso, V. & Rizzano, G., 2000. Structural Steel Semi-Rigid Connections. Boca Raton: CRC Press.
- [8] Faella, C., Piluso, V. & Rizzano, G., 1998a. Cyclic behavior of bolted joint components. Journal of Constructional Steel Research, 46(1-3), p.paper number 129.
- [9] Kim, K. & Engelhardt, M., 2002. Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. Journal of Constructional Steel Research, 58, pp.605-35.
- [10] Clemente, I., Noè, S. & Rassati, G., 2004. Experimental behavior of T-stub connection components for the mechanical modeling of Bare-Steel and composite partially restrained beam-to-column connections. In Proceedings of Connections in Steel Structures V. Amsterdam, 2004.
- [11] Piluso, V. & Rizzano, G., 2008. Experimental Analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads. Journal of Constructional Steel Research, 64, pp.655-69.

- [12] Dubina, D. et al., 2008. Testing program to evaluate behavior of dual steel connections under monotonic and cyclic loading. In Proceedings of the 5th European Conference on Steel and Composite Structures. Graz, Austria, 2008.
- [13] Hu, J.W., Leon, R.T. and Park, T. [2011] "Mechanical Modeling of Bolted T-stub Connections under Cyclic Loads. Part I: Stiffness Modeling", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, Issue 11, pp. 1710-1718.
- [14] Latour, M., Piluso, V. & Rizzano, G., 2011a. Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections. Steel Construction, 4(2), pp.53-64.
- [15] CEN, 2005a. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [16] Jaspart, J., 1991. Etude de la semi-rigidite des noeuds Poutre-Colonne et son influence sur la resistance et la stabilite des ossature en acier. PhD Tesis ed. Liege: University of Liege, Belgium.
- [17] Rizzano, G., 1995. Modellazione nodale e comportamento sismico dei telai in acciaio a nodi semirigidi. PhD thesis ed. Napoli: Università degli Studi di Napoli.
- [18] Jaspart, J.P., 2002. Design of Structural Joints in Building Frames. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol.4(18-34).
- [19] Bijlaard, F., 2004. Joints in steel structures based on eurocode 3. In Steel & Composite Structures (ICSCS'04). Yuseong, Korea, 2004. Techno-Press. (TUD).
- [20] Rizzano, G., 2006. Seismic Design of Steel Frames with Partial Strength Joints. Journal of Earthquake Engineering, 10(5), pp.725-47.
- [21] CEN, 2005b. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.
- [22] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. & Rizzano, G., 2011. Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification. Journal of Earthquake Engineering, 15(2), pp.214-244.
- [23] Piluso, V., Faella, C. & Rizzano, G., 2001. Ultimate behavior of bolted T-stubs. Part I: Theoretical model. Journal of Structural Engineering ASCE, 127(6), pp.686-93.
- [24] SAC, 2000a. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Resisting Frame Buildings. California: FEMA.

- [25] Moore, K., Malley, J. & Engelhardt, M., 1999. Design of Reduced Beam Section (RBD) Moment Frame Connections. Steel Tips.
- [26] FEMA 351 [2000] "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [27] FEMA 352 [2000] "Recommended post earthquake evaluation and repair criteria for steel moment-frame buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [28] Richard, R., Partridge, J., Allen, J. & Radau, S., 1995. Finite element analysis and tests of beam-to-column connections. Modern Steel Construction AISC, 35(10), pp.44-47.
- [29] Chen, S., Chu, J. & Chou, Z., 1997. Dynamic behavior of steel frames with beam flanges shaved around connection. Journal of Constructional Steel Research, 42(1), pp.49-70.
- [30] Chen, S., Yeh, C. & Chu, J., 1996. Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. Journal of Structural Engineering ASCE, 122(11), pp.1292-99.
- [31] Carter, C. & Iwankiw, N., 1998. Improved ductility in seismic steel moment frames with dogbone connections. Journal of Constructional Steel Research, 46(1-3), p.253.
- [32] Joh, C. & Chen, W., 1999. Fracture strength of welded flange-bolted web connections. Journal of Structural Engineering, 125(5), pp.565-71.
- [33] Latour M., Rizzano G., Piluso V. (2012): Experimental Analysis of Innovative Dissipative Bolted Double Split Tee Beam-to-Column Connections, Steel Construction, 4 (2011), N.2, pp. 53-64.
- [34] Latour M., Rizzano G., Piluso V. (2013): Experimental behaviour of friction T-stub beam-to-column joints under cyclic loads, Steel Construction, 6(2013), No. 1, p.11-18).
- [35] SeismoSoft [2007] SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (online), available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [36] CSI 2007. SAP 2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference. Computer and Structure Inc. University of California, Berkeley.

- [37] Park Y], Reinhorn AM, Kunnath SK. IDARC (1987): Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear wall structures. Technical Report. NCEER-87-0008. State University of New York at Buffalo.
- [38] Bouc R. Forced vibration of mechanical system with hysteresis (1967). In: Proceedings of the 4th conference on non-linear oscillations. Prague.
- [39] Wen, Y.-K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems." J. Engrg. Mech. Div., ASCE, 102(2), 249-263.

CAPITOLO 5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI TELAI REGOLARI

5.1 Premessa

Al fine di sviluppare metodologie più accurate per la valutazione delle prestazioni sismiche di strutture con collegamenti a parziale ripristino di resistenza, il lavoro presentato si propone di indagare sull'influenza della tipologia di nodo trave colonna sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio a partire dalla conoscenza del loro comportamento rotazionale ciclico.

Le tipologie di connessione considerate, descritte al Capitolo 3, sono quattro nodi a parziale ripristino di resistenza caratterizzati da dettagli costruttivi differenti e progettati in modo da avere la stessa resistenza flessionale di progetto.

Al fine di valutare la risposta sismica dei telai in acciaio sismo-resistenti, è necessaria una modellazione accurata della struttura specialmente con riferimento alle connessioni trave-colonna, essendo la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è ottenuta attraverso la plasticizzazione di tali elementi.

Nello specifico, i nodi trave-colonna sono stati modellati attraverso elementi molla rotazionale inelastica posizionati alle estremità delle travi la cui curva momento-rotazione è caratterizzata da un comportamento ciclico calibrato sulla base dei risultati sperimentali (Capitolo 4).

Successivamente, è stata portata avanti una ricerca volta ad ottenere, a partire dal comportamento ciclico dei nodi così modellati, una previsione della risposta sismica della struttura attraverso l'uso di analisi dinamiche al fine di investigare l'influenza del dettaglio costruttivo del nodo sulla risposta sismica dei telai sismo-resistenti in acciaio.

5.2 Telaio analizzato e sua modellazione strutturale

La risposta sismica di telai in acciaio semirigidi ha recentemente guadagnato una nuova attenzione da parte dei ricercatori [1][2][3][4].

In particolare, in questo documento, l'influenza del dettaglio costruttivo dei nodi trave-colonna sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio con connessioni semirigide a parziale ripristino di resistenza viene indagato con riferimento al telaio piano di tre campate e sei piani [5], raffigurato in Fig. 5.1. Questa scelta è giustificata considerando che i collegamenti testati sono stati selezionati sulla base della stessa struttura.

Per quanto riguarda i carichi di progetto, sono stati applicati un carico permanente uniformemente distribuito (G_k) di 4.00 kN/m^2 e un carico accidentale uniformemente distribuito (Q_k) di 2.00 kN/m^2 . Si ipotizza uno sviluppo della struttura in direzione longitudinale caratterizzato dalla presenza di un telaio uguale distanziato di una lunghezza pari a 6 m . L'altezza interpiano è pari a 3.20 m ad eccezione del primo piano la cui altezza è pari a 3.50 m . Il carico verticale di progetto è $q = 1.35G + 1.5Q = 25.20 \text{ kN/m}$.

Le travi sono state progettate per resistere ai carichi verticali, adottando un valore di progetto del momento plastico di circa $qL^2/8$ è adottando, quindi, dei profili IPE 270 in acciaio S275.

Le dimensioni delle colonne sono state selezionate adottando una procedura di progettazione, descritta in dettaglio nel Capitolo 2, in grado di assicurare la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale [6][7][8].

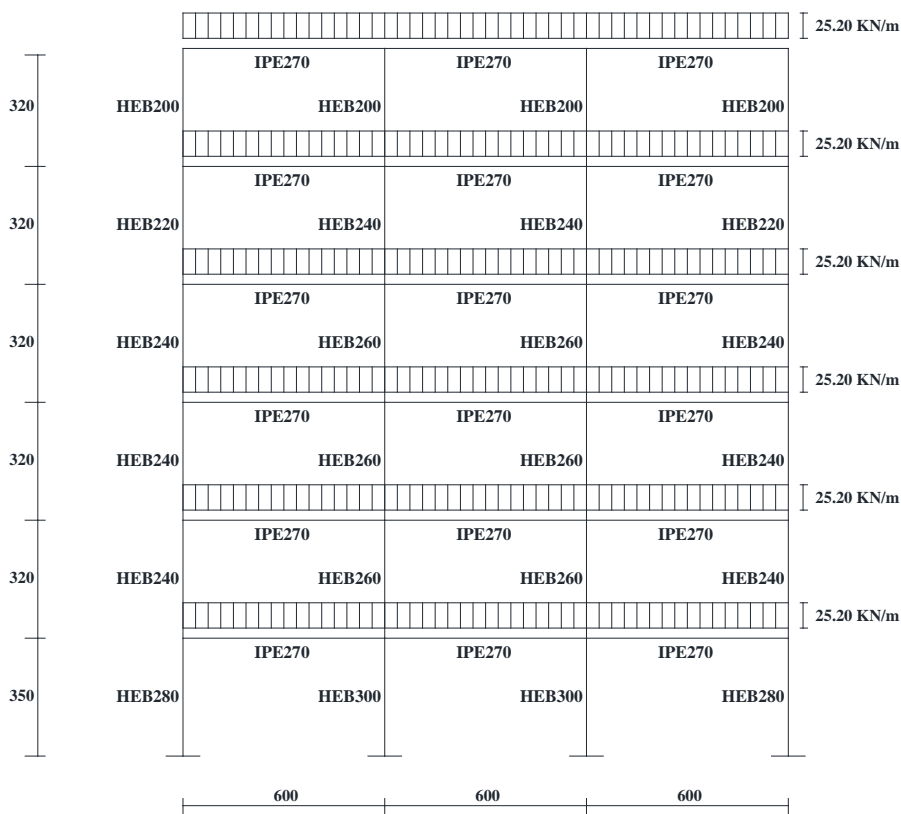


Fig. 5.1 - Telaio sismo-resistente analizzato

L'intera procedura di progettazione è stata effettuata con riferimento ad un acciaio di tipo S275. Tuttavia, al fine di garantire una risposta strutturale del telaio coerente con il comportamento rotazionale dei nodi ottenuto dai test sperimentali e modellato come descritto nel Capitolo precedente, i valori delle proprietà meccaniche dei materiali delle colonne e delle travi adottati nelle analisi dinamiche non lineari sono stati assunti uguali a quelli misurati per i sub-assemblaggi dei nodi trave-colonna testati in laboratorio. Tali valori sono riportati nella Tabella 5.1.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Tabella 5.1- Proprietà meccaniche di colonne e travi

	$f_{y,f}$ [N/mm ²]	$f_{u,f}$ [N/mm ²]	$f_{y,w}$ [N/mm ²]	$f_{u,w}$ [N/mm ²]
Colonna	430	523	382.5	522
Trave	405	546	387	534

Per quanto riguarda la modellazione degli elementi trave e degli elementi colonna, è stato inizialmente definito l'involuppo monotono della curva momento-curvatura che è poi stato approssimato per mezzo di una curva trilineare.

Successivamente, il diagramma non-lineare momento-curvatura così definito, è stato inserito come input nel programma di calcolo IDARC 2D e successivamente nel SeismoStruct [9]. A tale scopo, è stato utilizzato il "modello bilineare" disponibile nella libreria del programma, caratterizzato da un comportamento isteretico senza degrado di rigidezza e di resistenza e senza pinching.

Tuttavia, è utile sottolineare che la modellazione degli elementi trave e degli elementi colonna non è significativa in quanto l'uso di connessioni a parziale ripristino di resistenza porta ad una concentrazione della plasticizzazione unicamente nelle connessioni e, quindi, solo la modellazione di queste ultime, discussa nel precedente Capitolo, è di primaria importanza.

Inoltre, avendo modellato i collegamenti trave-colonna sulla base dei risultati sperimentali i quali portano già in conto le parziali plasticizzazioni che si hanno in corrispondenza delle estremità delle travi, per la modellazione questi ultimi elementi è stato adottato un materiale elastico. In Tabella 5.2 sono riportati i parametri isteretici adottati per gli elementi strutturali.

Tabella 5.2 - Parametri isteretici adottati per modellare gli elementi strutturali nell'IDARC 2D

	Modello Isteretico	HC	HBD	HBE	HS
Colonna	PHM-Bilinear Model	200	0.01	0.01	1
Trave	PHM-Bilinear Model	200	0.01	0.01	1

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

5.3 Influenza del nodo trave-colonna sulla risposta sismica

Le prestazioni sismiche dei telai sismo-resistenti esaminati caratterizzati dalle connessioni trave-colonna a parziale ripristino di resistenza, ampiamente descritte ai Capitoli precedenti, sono state indagate per mezzo di analisi dinamiche non lineari, effettuate con l'ausilio del programma di calcolo strutturale IDARC 2D. I risultati ottenuti per mezzo dell'IDARC2D sono stati successivamente validati per mezzo del programma di calcolo SeismoStruct. Modellare e analizzare la risposta ciclica dei telai in oggetto con programmi di calcolo differenti ha consentito di analizzare l'influenza di questo tipo di incertezza epistemica.

Le analisi dinamiche sono state eseguite per livelli crescenti di valori di intensità sismica. Nei risultati ottenuti, si è tenuto conto della variabilità del tipo "record-to-record" eseguendo una serie di analisi dinamiche non lineari ipotizzando uno smorzamento del 3% e considerando un set di 10 registrazioni accelerometriche selezionate dal database del PEER [10]. La scelta del set di accelerogrammi non è casuale, in quanto, sono stati considerati solo gli eventi sismici il cui spettro medio avesse una forma spettrale compatibile con quella dello spettro di progetto fornito dall'Eurocodice 8 per suolo tipo A [11][13]. In Fig. 5.2 sono riportati gli spettri elastici dei terremoti analizzati, lo spettro di norma e quello medio tra tutti gli spettri considerati, tutti scalati allo stesso valore dell'accelerazione spettrale in corrispondenza di un periodo pari a 1.6 sec.. Se la risposta strutturale fosse governata solo dal primo modo di vibrare, la variabilità legata alla sola risposta sismica sarebbe nulla in quanto la struttura, per ciascun accelerogramma, sarebbe soggetta proprio all'accelerazione spettrale corrispondente al periodo di vibrazione principale. Al contrario, poiché i modi

superiori al primo influenzano la risposta strutturale e poiché per valori crescenti di accelerazione spettrale la struttura è maggiormente deformata e quindi, meno rigida, il periodo di vibrazione si sposta verso valori più alti dove l'ordinata spettrale non è più comune a tutti gli spettri considerati. Questi sono i fattori principali che governano la variabilità della risposta strutturale legata alla *record-to-record variability*.

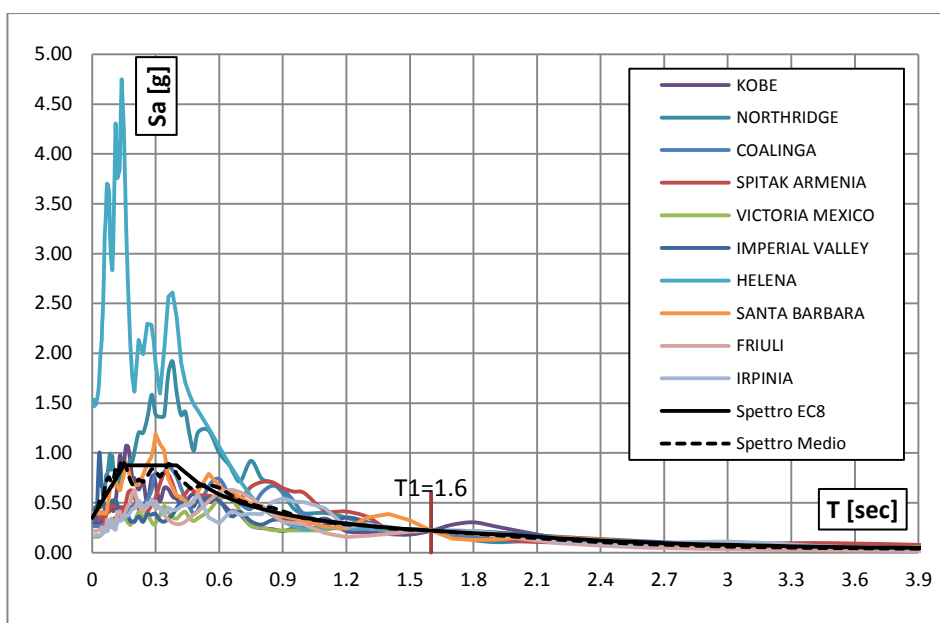


Fig. 5.2 - Spettri scalati allo stesso valore dell'accelerazione spettrale corrispondente ad un periodo fondamentale di vibrazione pari a 1.6 sec.

I dati principali degli accelerogrammi considerati (nome del terremoto, data, componente, accelerazione spettrale corrispondente al periodo di vibrazione dei telai considerati, PGA e lunghezza) sono riportati nella Tabella 5.3.

Tabella 5.3 - Dati principali dei terremoti considerati

Terremoto	Data		Sa (T ₁ =1.6 sec) (g)	Sa (T ₁ = 1.7 sec) (g)	PGA (g)	Lunghezza (sec)
Northridge	17/01/1994	N-S	0.141	0.107	0.252	39.99
Imperial Valley	15/10/1979	N-S	0.266	0.296	0.370	28.35
Kobe	16/01/1995	N-S	0.220	0.287	0.251	40.95
Coalinga	02/05/1983	N-S	0.155	0.127	0.166	29.99
Victoria Mexico	09/06/1980	N-S	0.225	0.217	0.150	26.91
Spitak Armenia	12/07/1988	N-S	0.157	0.143	0.199	19.89
Helena	31/10/1935	N-S	0.025	0.023	0.150	39.99
Santa Barbara	08/13/1978	N-S	0.064	0.040	0.102	12.57
Friuli	15/09/1976	N-S	0.142	0.124	0.110	26.39
Irpinia	23/11/1980	N-S	0.211	0.201	0.132	35.80

Allo scopo di eseguire un'analisi dinamica incrementale non lineare, tutti gli accelerogrammi sono stati opportunamente scalati in modo da fornire valori crescenti dell'accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale di vibrazione della struttura uguale a $T_1 = 1,6$ sec per le connessioni EEP-CYC 02 e EEP-DB-CYC 03 e pari a $T_1 = 1,7$ sec per il collegamento TS-CYC 04 e il collegamento TS-M2-460-CYC 09. In particolare, le analisi sono state ripetute aumentando il valore della $S_a(T_1)/g$ fino al raggiungimento del valore ultimo sperimentale della duttilità rotazionale plastica, per le prime tre tipologie di connessioni. Per la connessione equipaggiata con i friction dampers, il valore della $S_a(T_1)/g$ per il quale sono state interrotte le analisi è quello corrispondente al raggiungimento del drift limite scelto per la struttura. Scalare le registrazioni con lo stesso valore di S_a dà la possibilità di ridurre la variabilità della risposta sismica strutturale.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Di seguito sono riportate le curve IDA in termini di *Maximum Spring Rotation* (massima rotazione dell'elemento molla), *Maximum Interstory Drift* (massimo spostamento interpiano) e massimo *Roof Drift Angle*, ovvero massimo rapporto tra lo spostamento in testa e l'altezza dell'edificio, al variare dell'accelerazione spettrale per i terremoti di Coalinga, Imperial Valley, Kobe, Northridge, Spitak Armenia e Victoria Mexico e per le prime tre tipologie di nodo.

In particolare, sono raffigurate la curva IDA ottenuta con l'ausilio dell'IDARC 2D adottando per la modellazione dei nodi il Polygonal Hysteretic Model (PHM) disponibile nella libreria del programma e le curve IDA risultanti dalle analisi eseguite con il SeismoStruct utilizzando sia il Poligonal Hysteretic Model che lo Smooth Hysteretic Model (SHM).

Infatti, come già sottolineato nel Capitolo 4, l'IDARC 2D ha mostrato problemi di convergenza all'atto dell'esecuzione di analisi dinamiche non lineari su strutture che contengono al loro interno elementi modellati per mezzo dello Smooth Hysteretic Model. Da tale osservazione, derivano i limiti dell'utilizzo di tale programma nell'indagine del comportamento di telai sismo-resistenti in acciaio con connessioni trave-colonna a parziale ripristino di resistenza che, quando soggette a carichi ciclici, mostrano comportamenti che sono meglio approssimati mediante lo Smooth Hysteretic Model.

Le figure, mostrano a titolo esemplificativo la corrispondenza tra i risultati ottenuti con l'IDARC 2D e quelli ottenuti con il SeismoStruct 3.0. Nelle curve IDA relative alla massima rotazione della molla, in particolare, è indicata la rotazione plastica ultima del collegamento trave-colonna che è pari a 0.04 rad. per il nodo EEP-CYC 02, 0.06 rad. per il nodo EEP-DB-CYC 03 e 0.07 rad. per il nodo TS-CYC 04 (Tabella 5.4).

Tabella 5.4 - Rotazione Plastica Ultima dei collegamenti trave-colonna analizzati

NODO	ROTAZIONE PLASTICA ULTIMA
	[rad]
EEP-CYC 02	0.04
EEP-DB-CYC 03	0.06
TS-CYC 04	0.07

Le analisi IDA sono state arrestate quando almeno un elemento molla ha superato la duttilità disponibile.

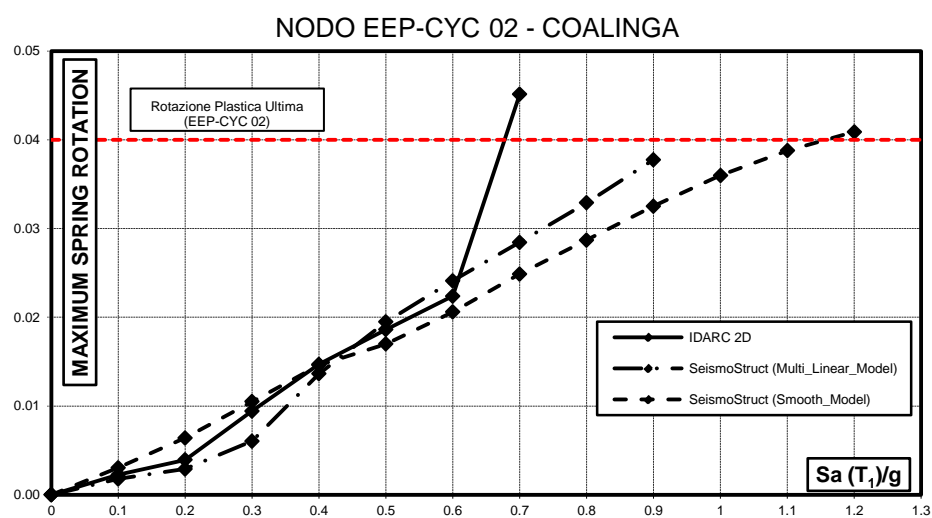


Fig. 5.3 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

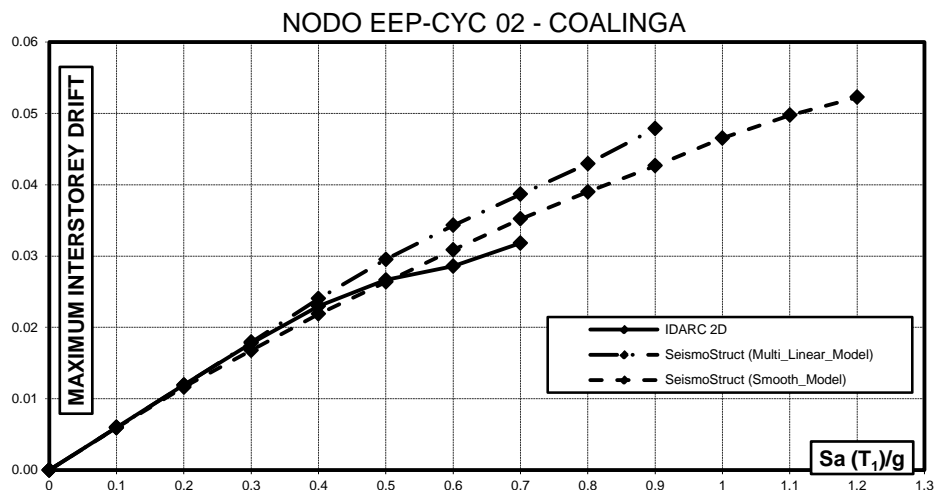


Fig. 5.4 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

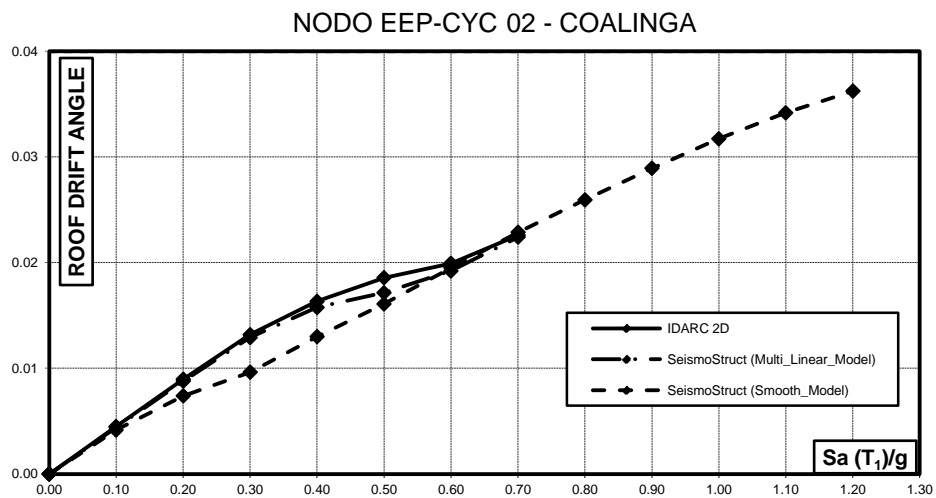


Fig. 5.5 – Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

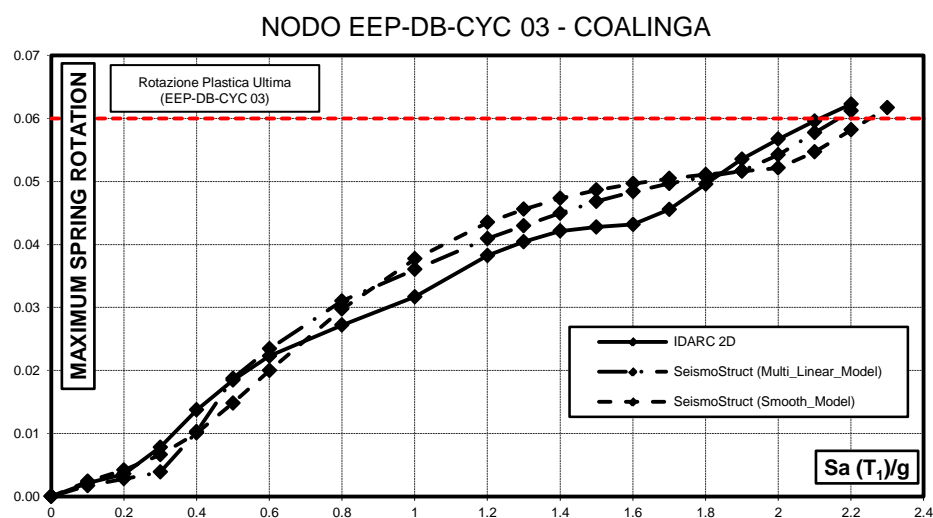


Fig. 5.6 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

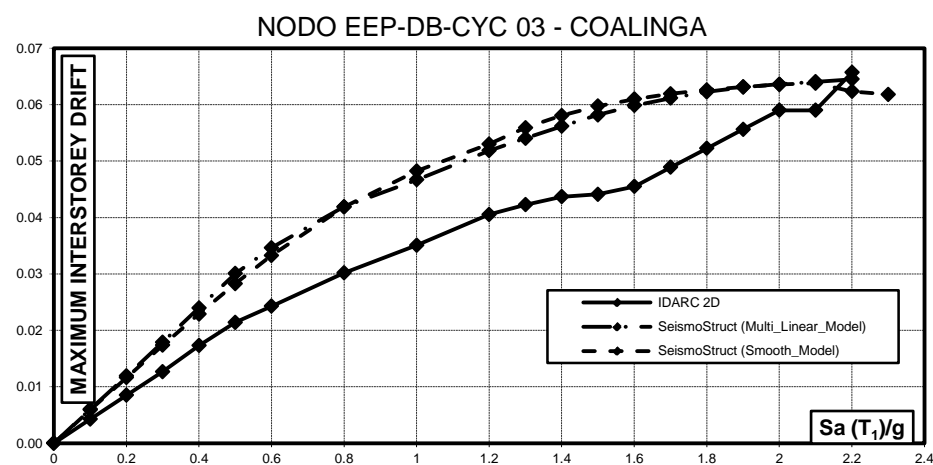


Fig. 5.7 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

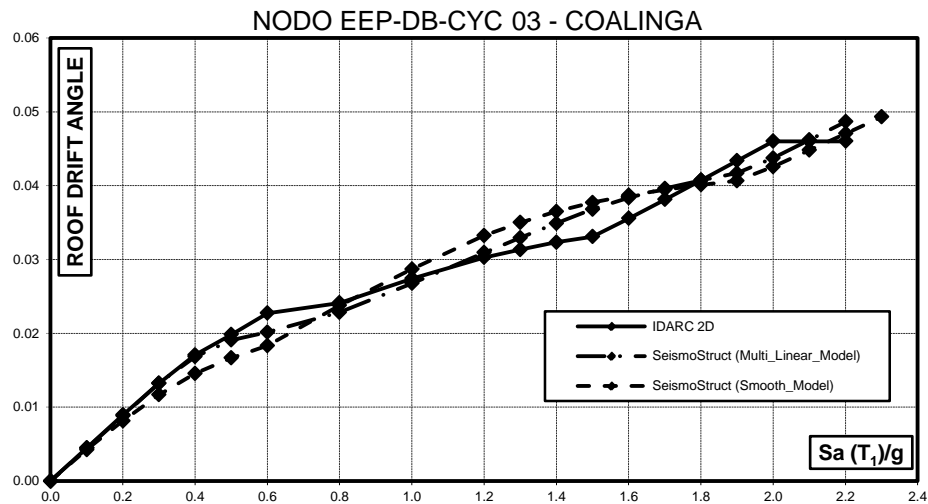


Fig. 5.8 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

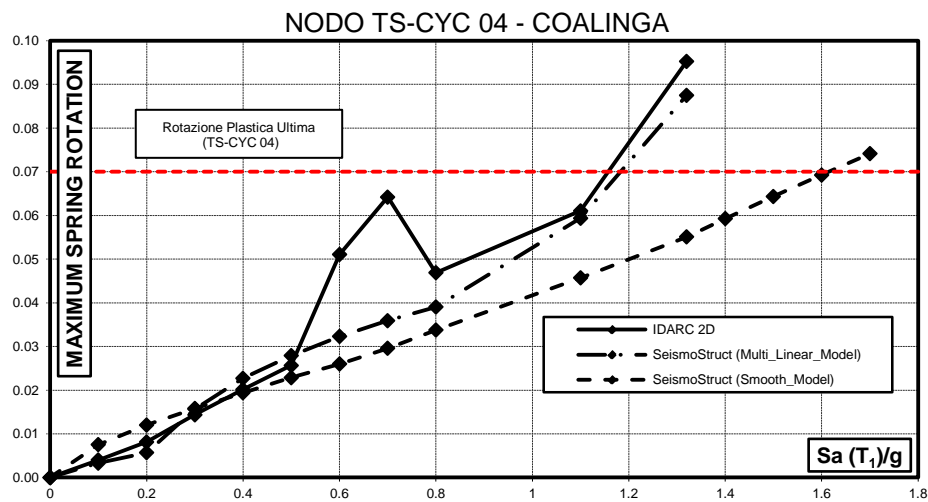


Fig. 5.9 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

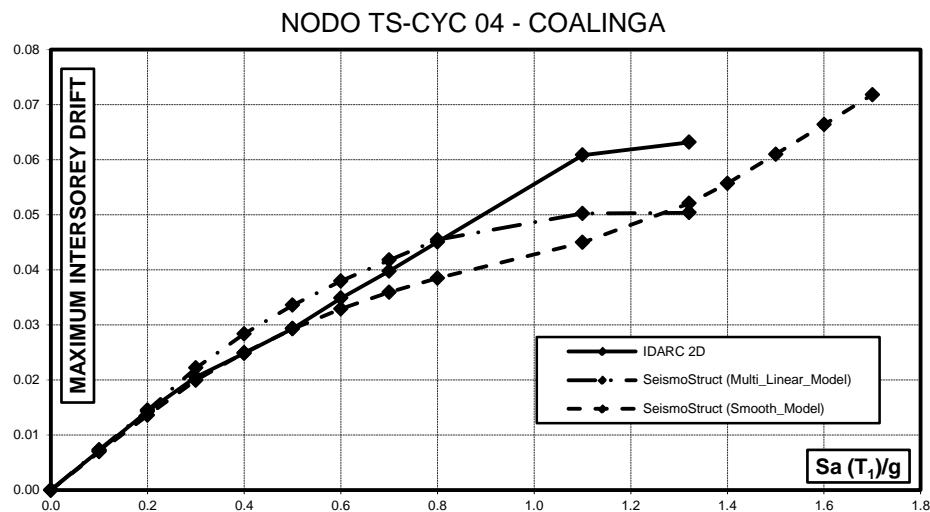


Fig. 5.10 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

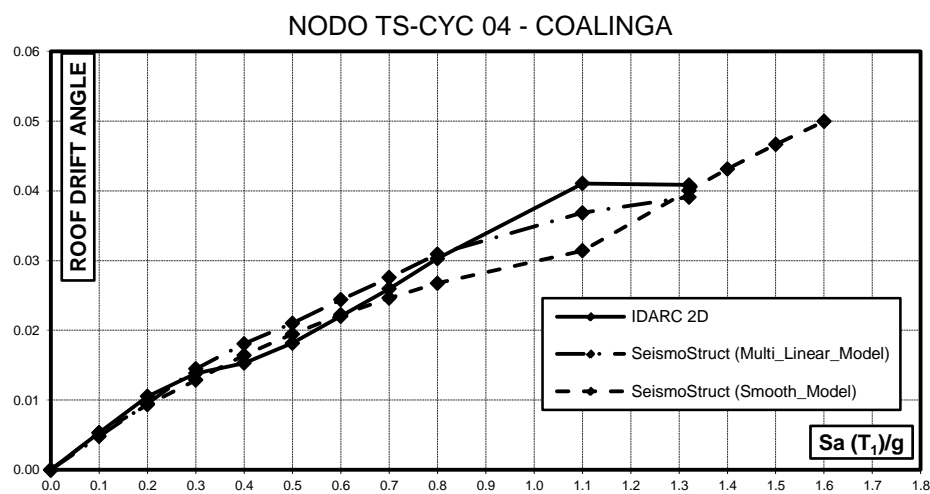


Fig. 5.11 – Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

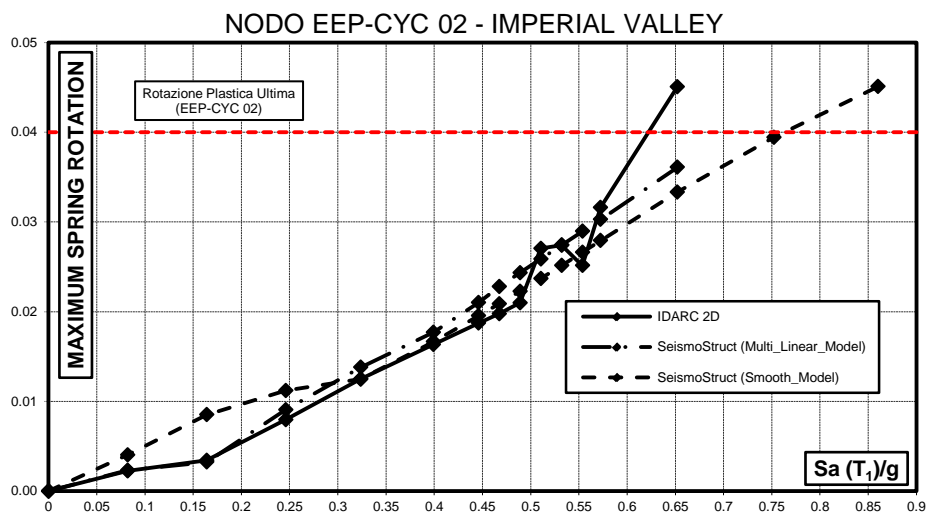


Fig. 5.12 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

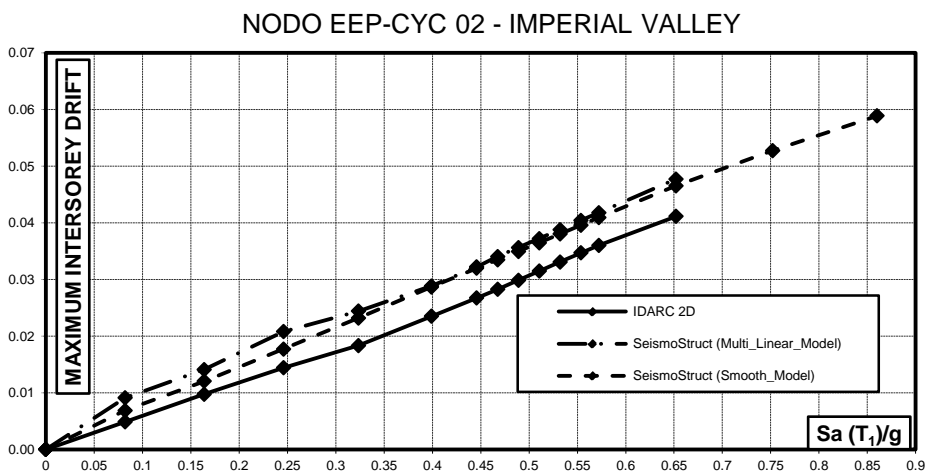


Fig. 5.13 - Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

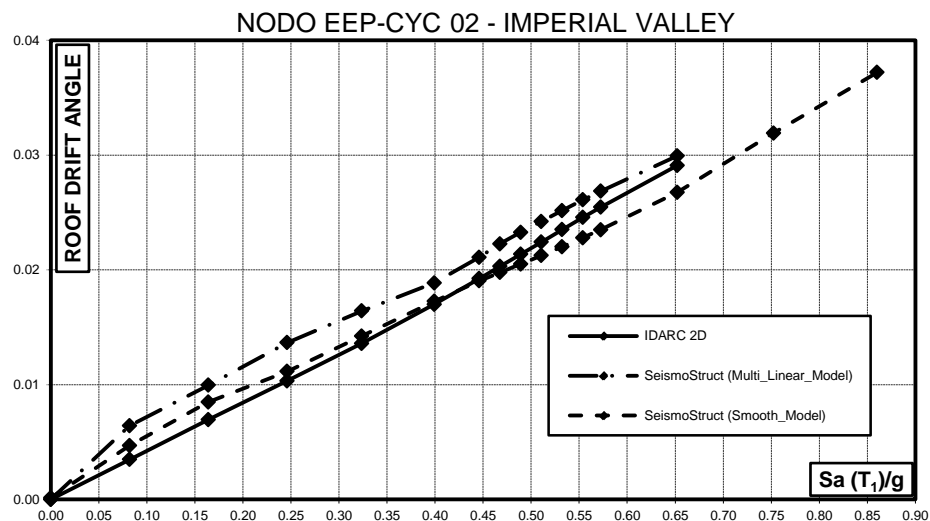


Fig. 5.14 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

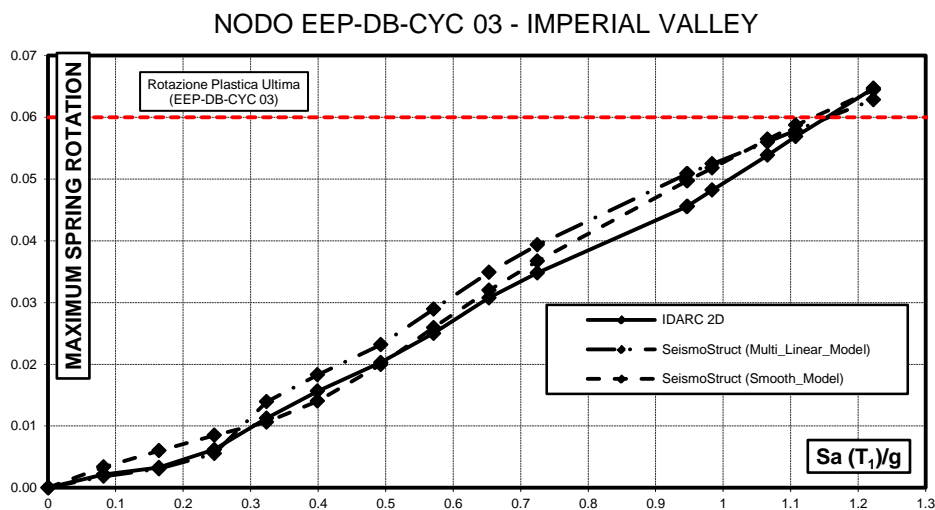


Fig. 5.15 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

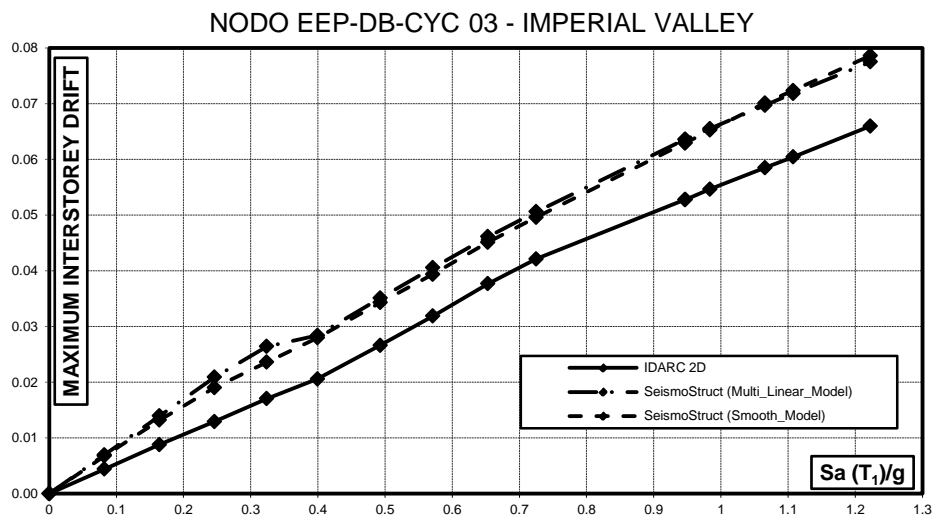


Fig. 5.16 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

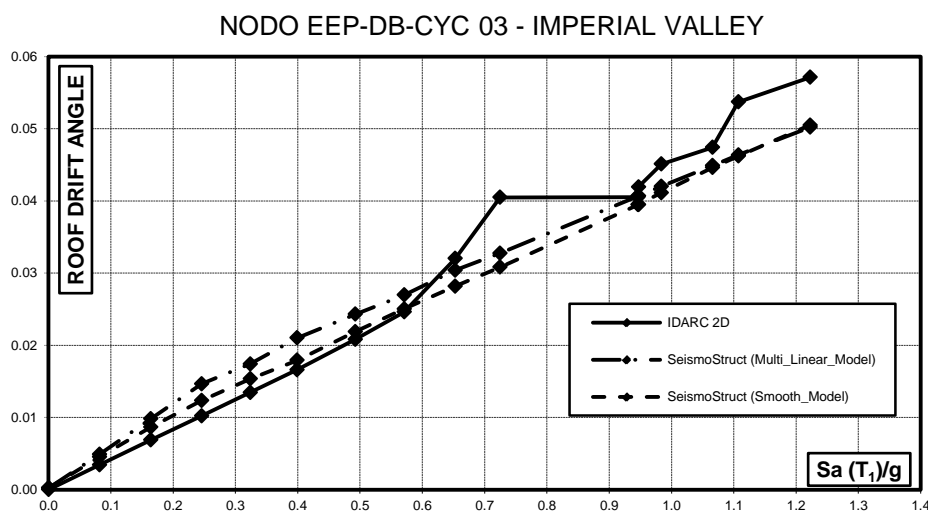


Fig. 5.17 – Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

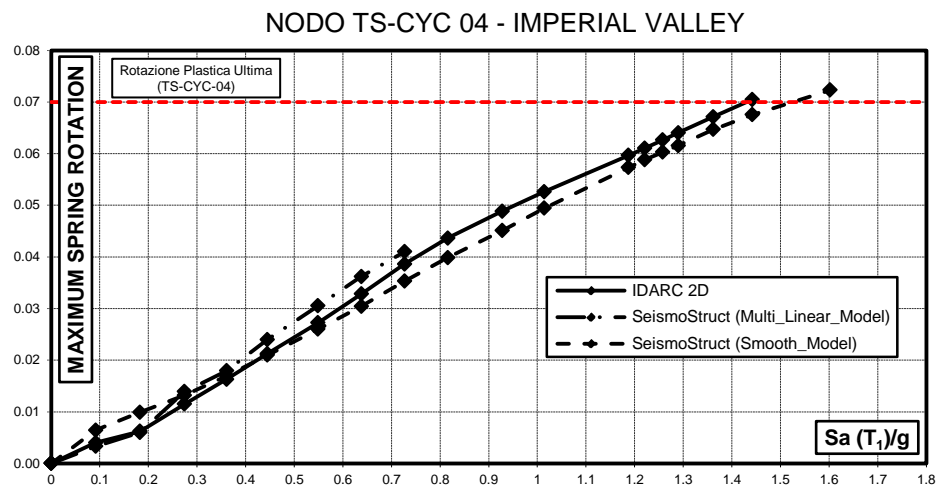


Fig. 5.18 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

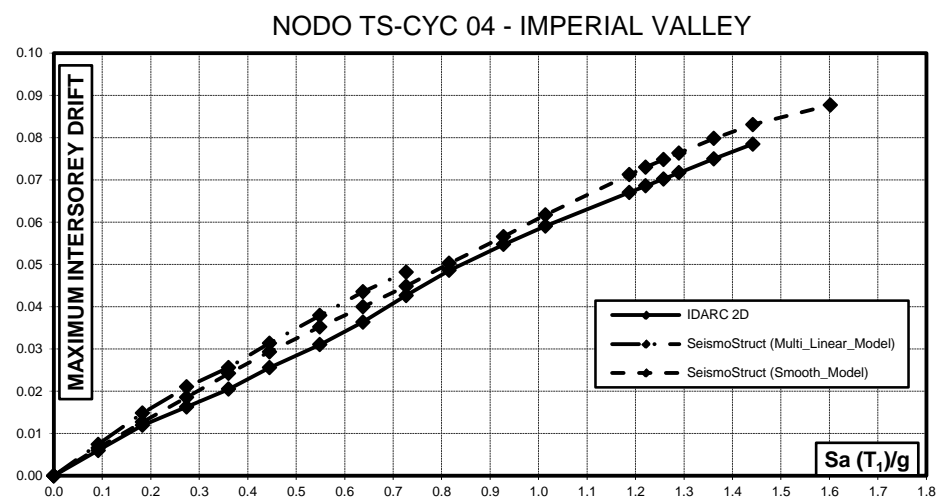


Fig. 5.19 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

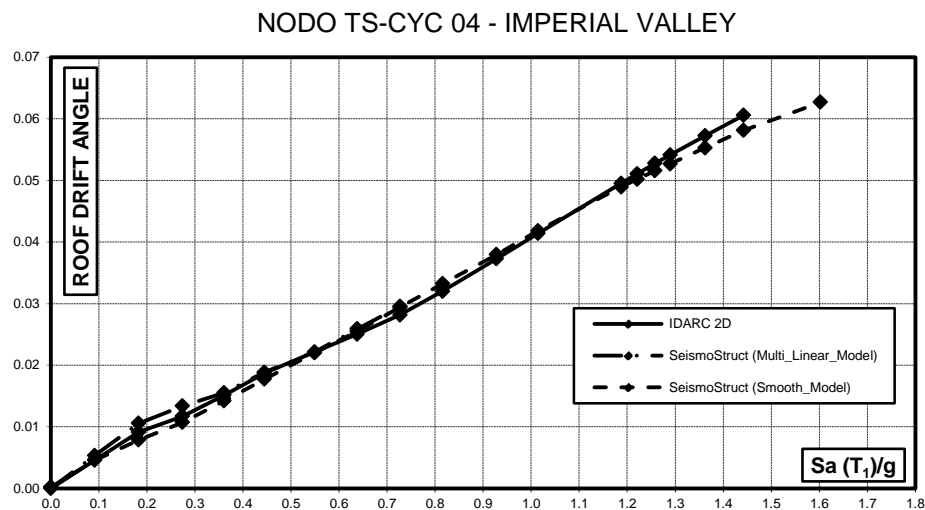


Fig. 5.20 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

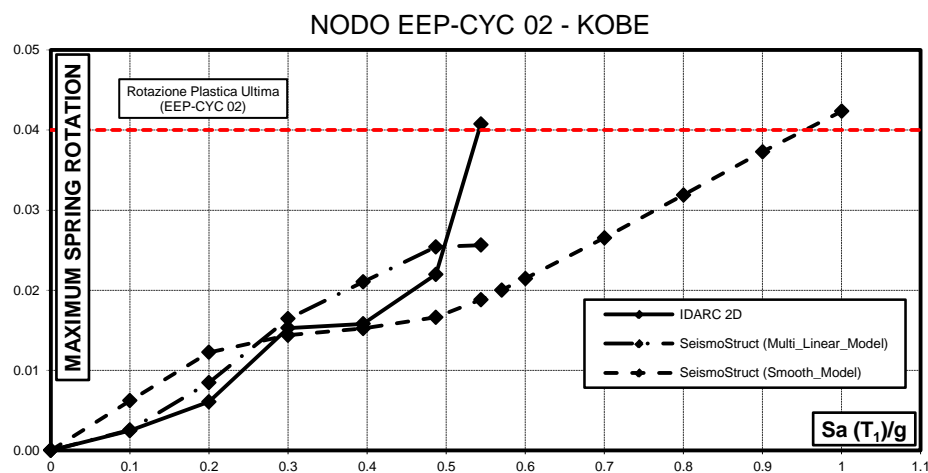


Fig. 5.21 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

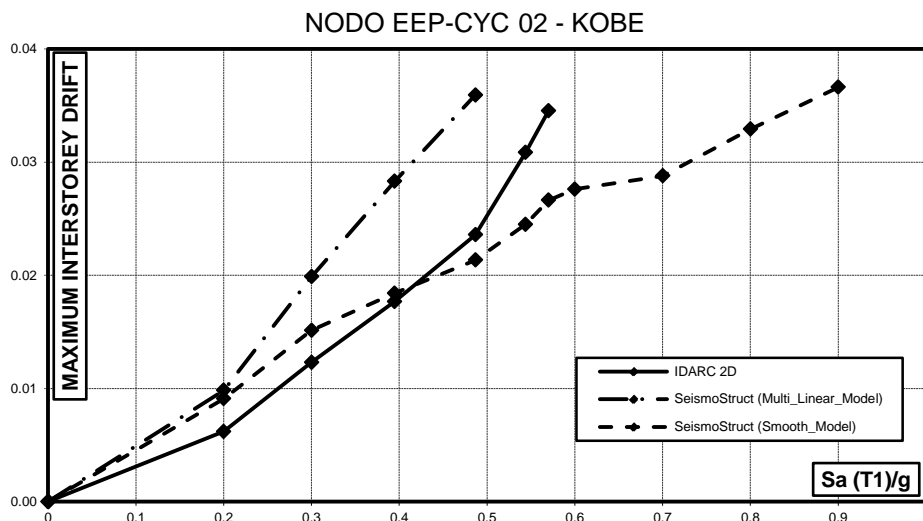


Fig. 5.22 - Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

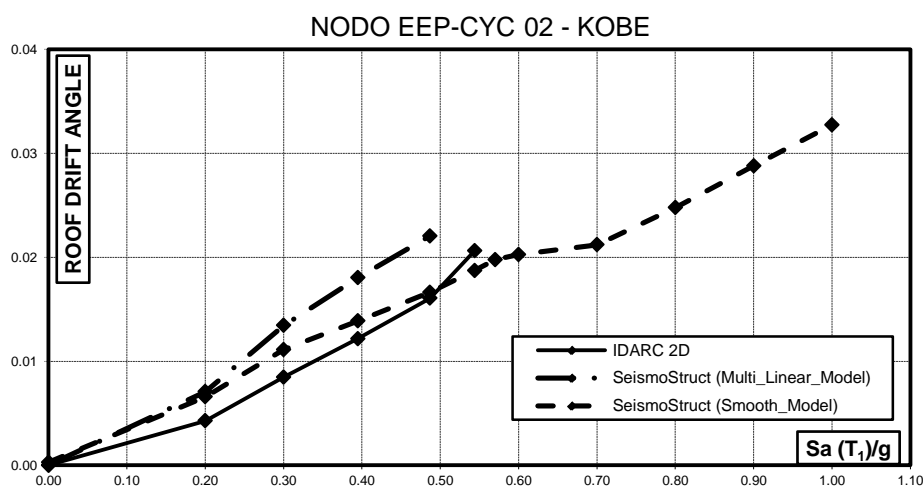


Fig. 5.23 - Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

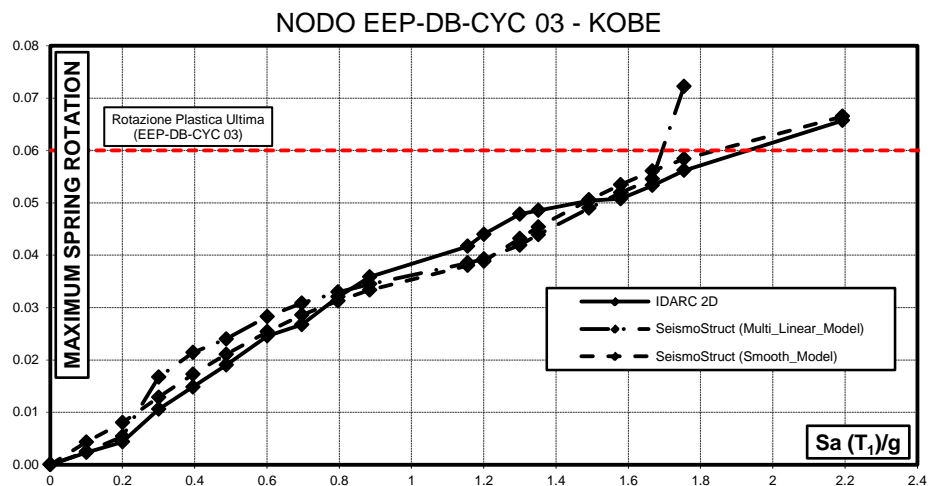


Fig. 5.24 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

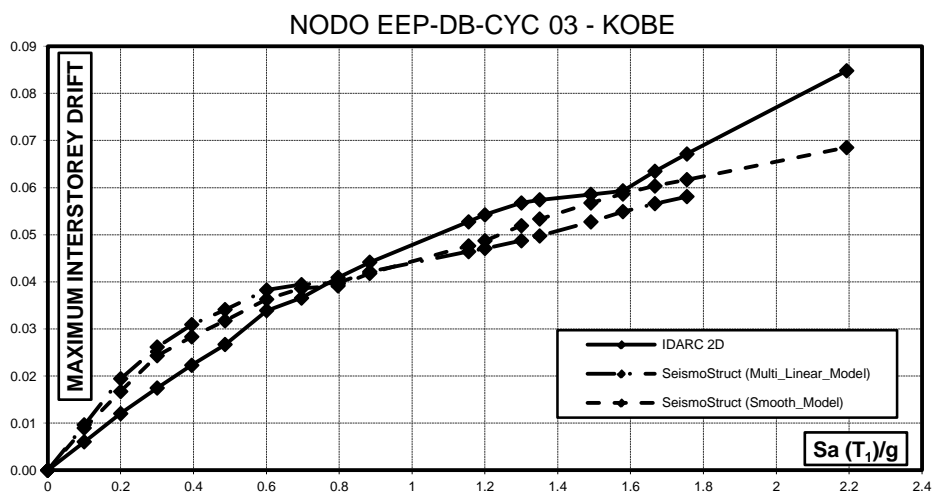


Fig. 5.25 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

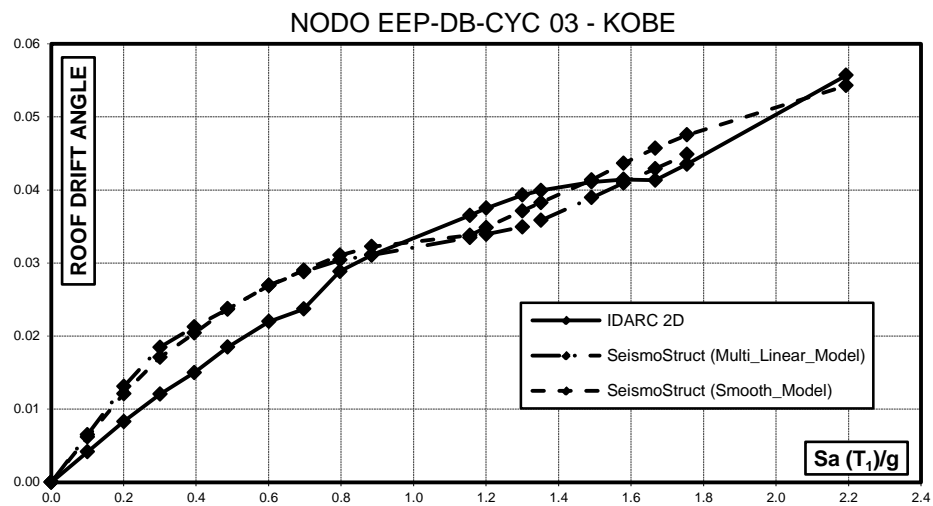


Fig. 5.26 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

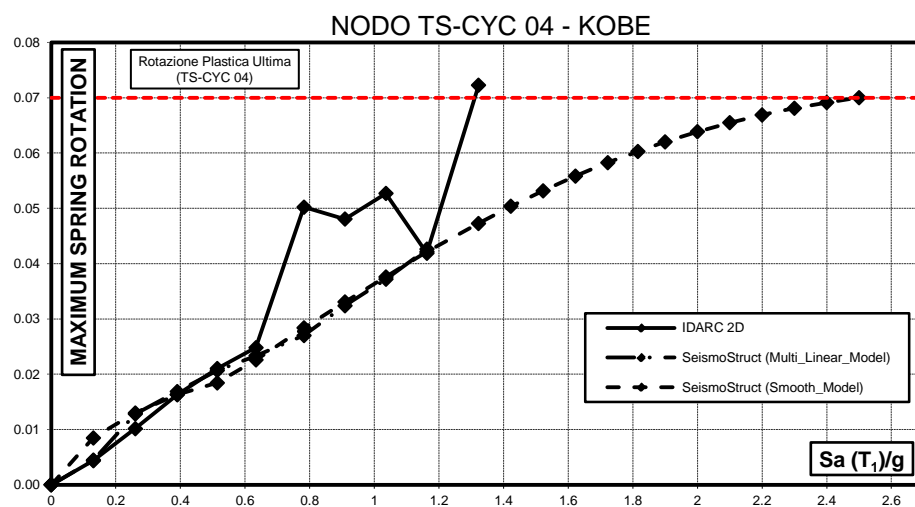


Fig. 5.27 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

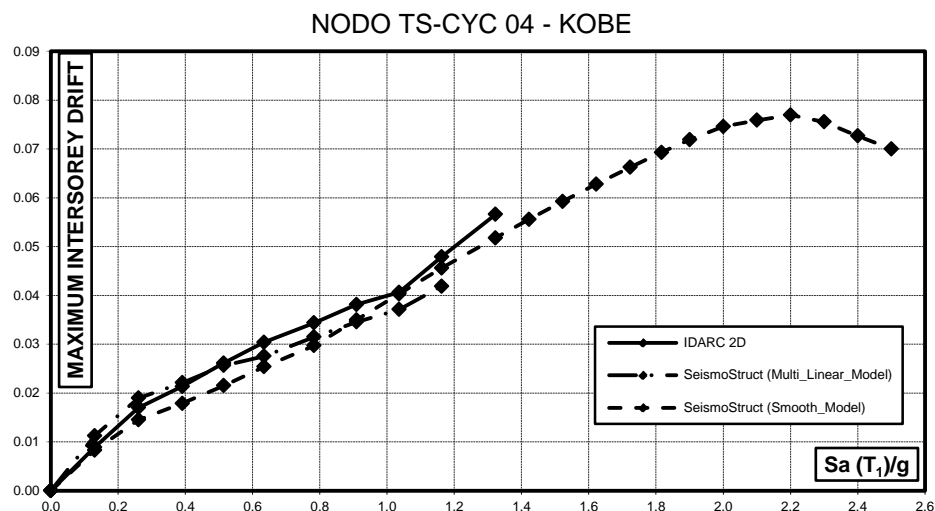


Fig. 5.28 – Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

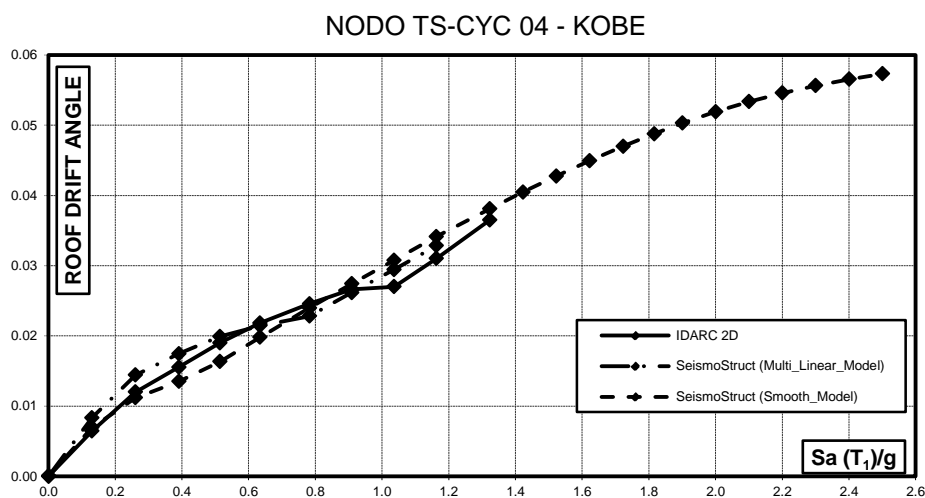


Fig. 5.29 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

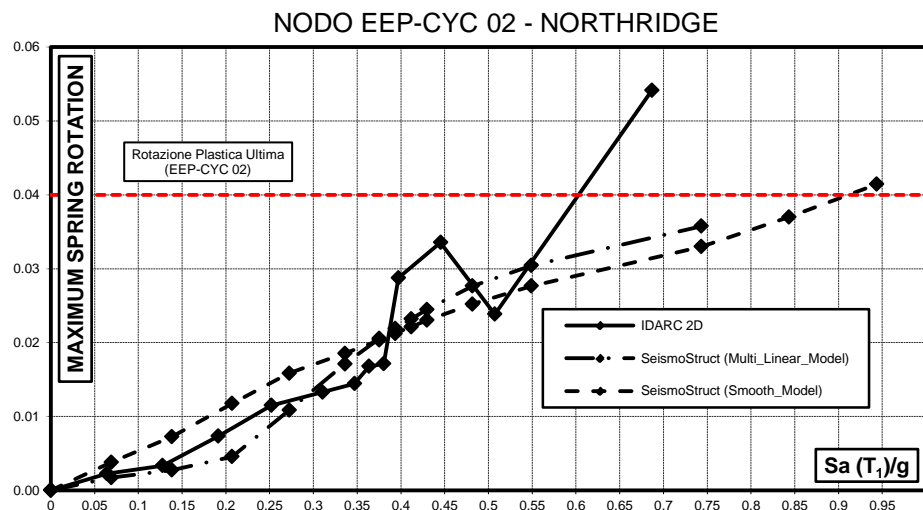


Fig. 5.30 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

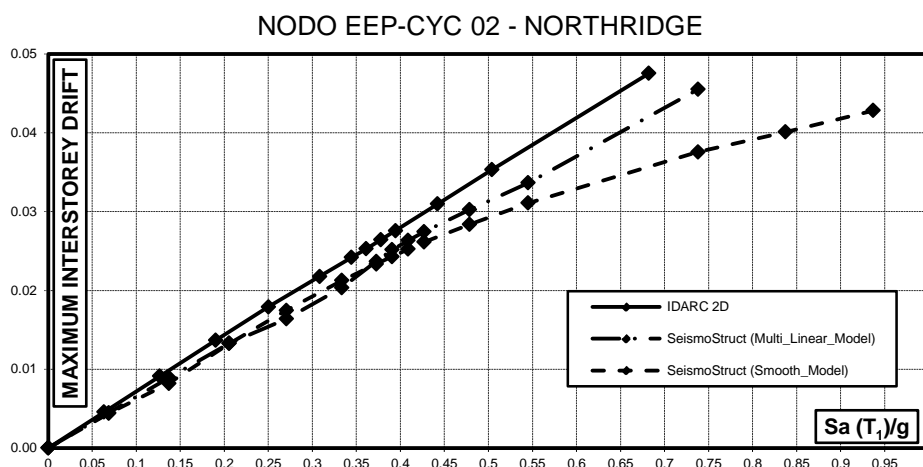


Fig. 5.31 – Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

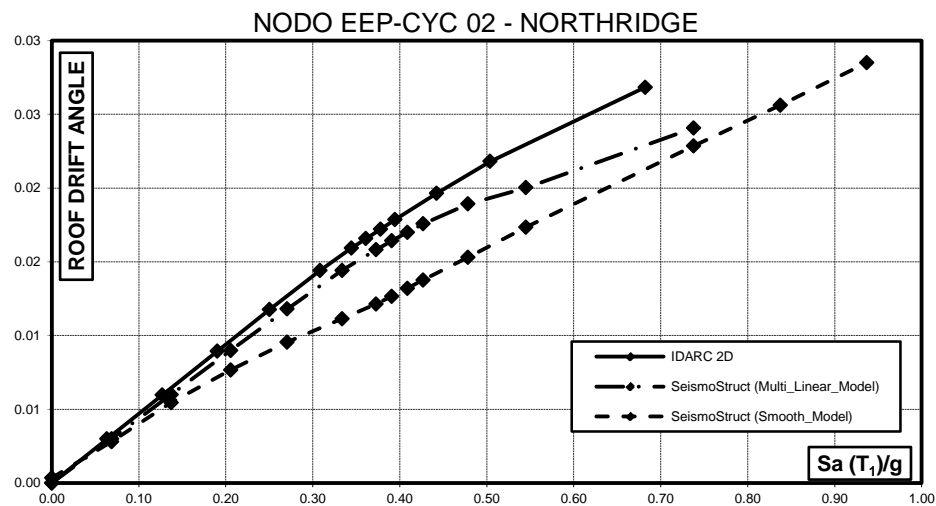


Fig. 5.32 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

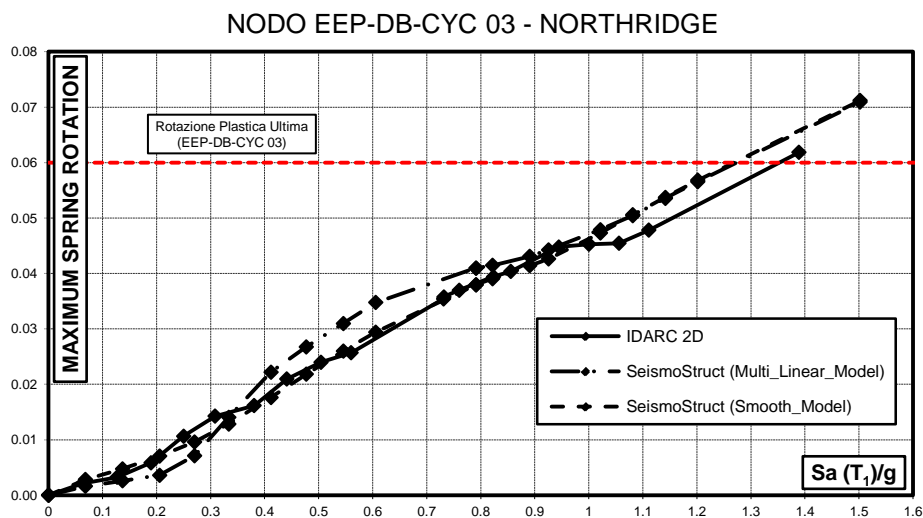


Fig. 5.33 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

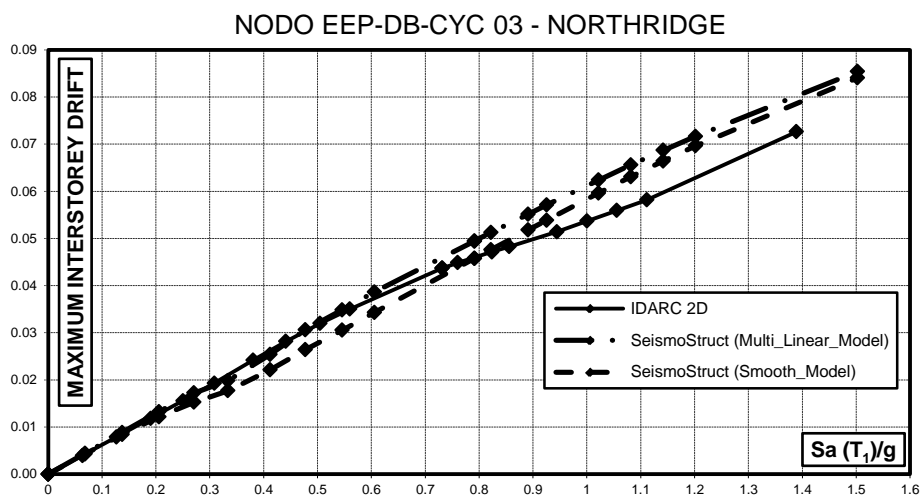


Fig. 5.34 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

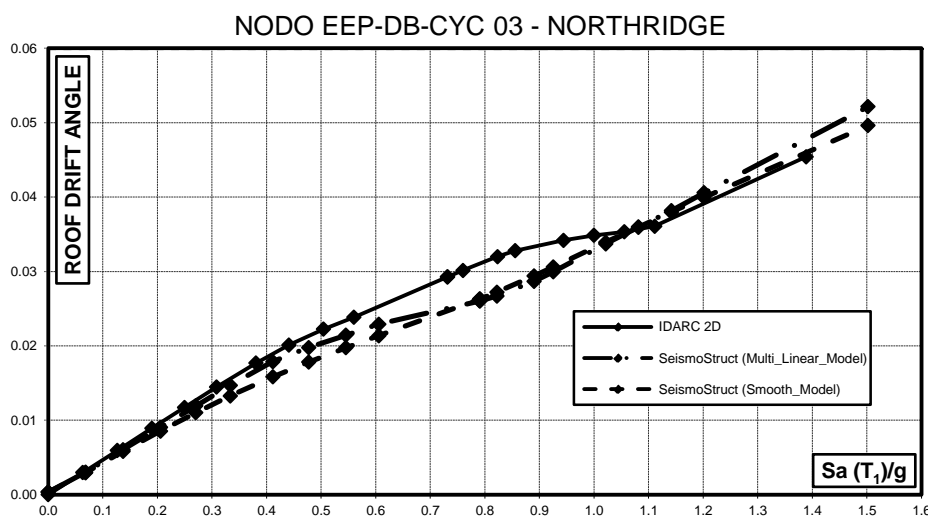


Fig. 5.35 - Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

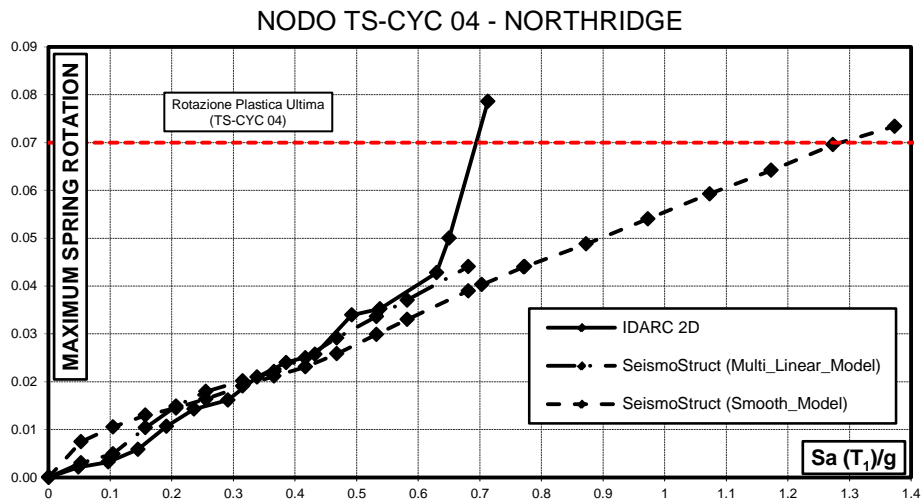


Fig. 5.36 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

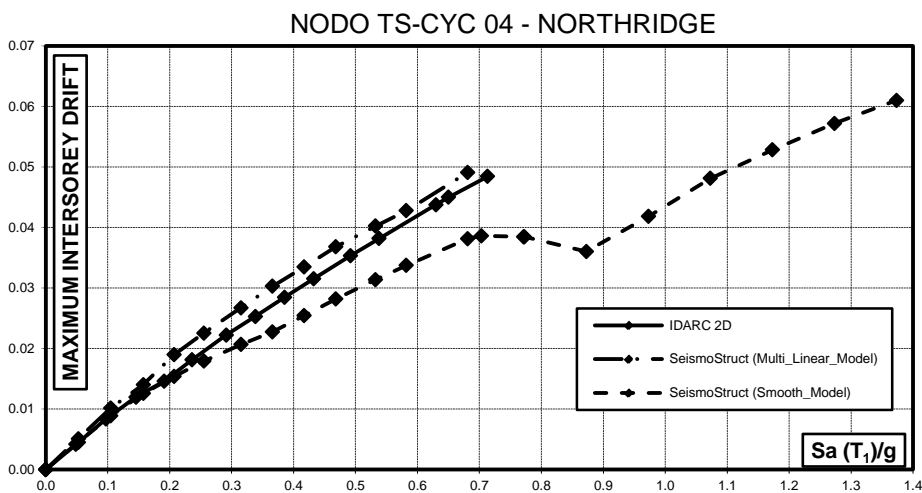


Fig. 5.37 – Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

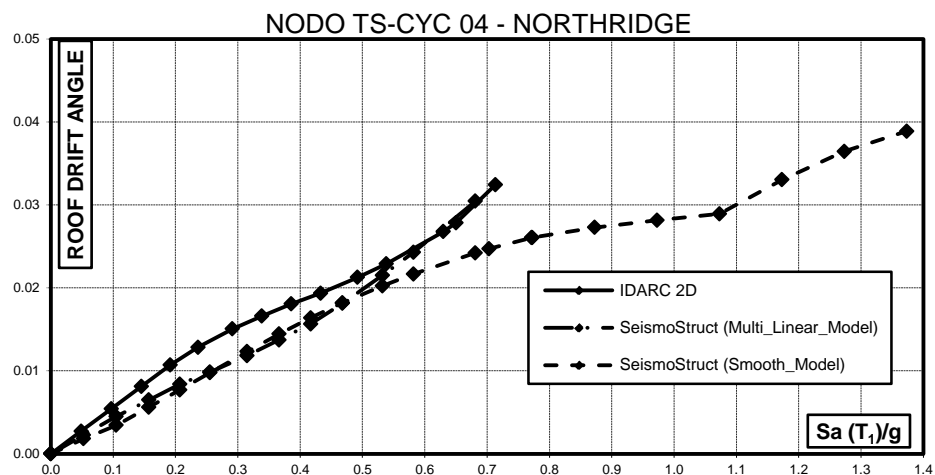


Fig. 5.38 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

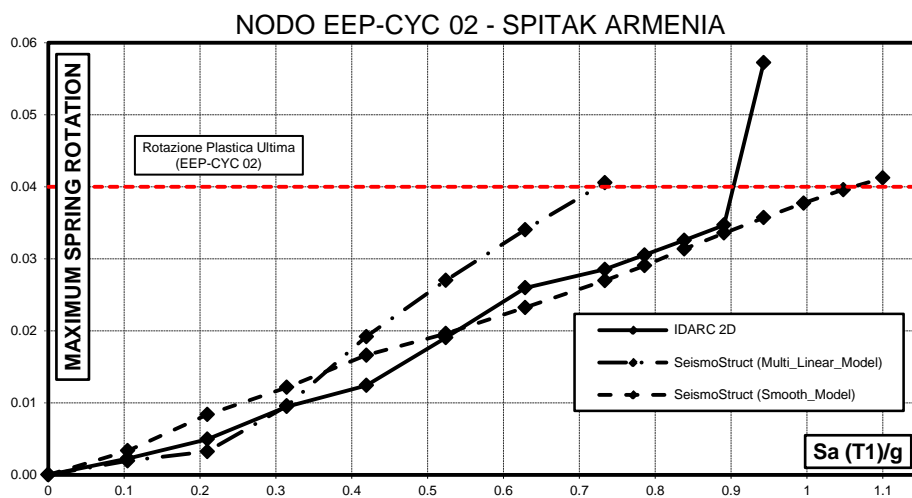


Fig. 5.39 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

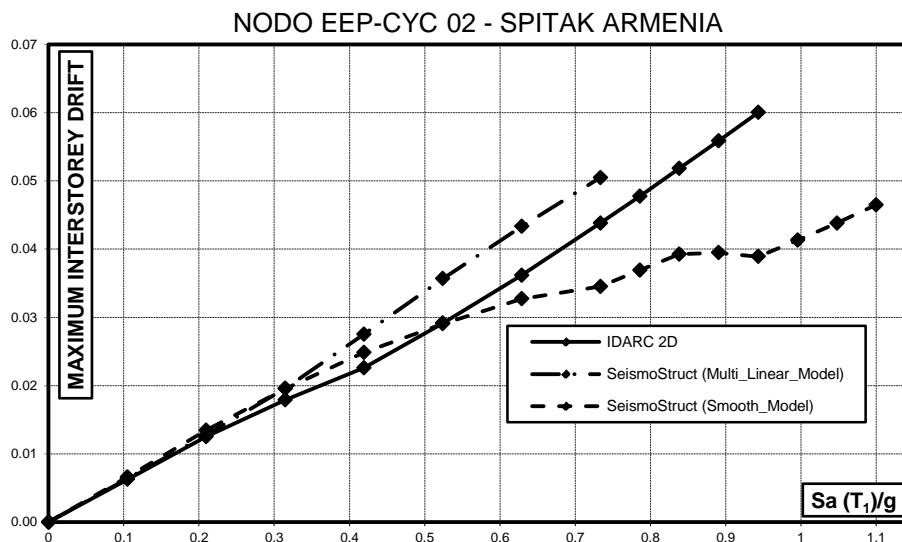


Fig. 5.40 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

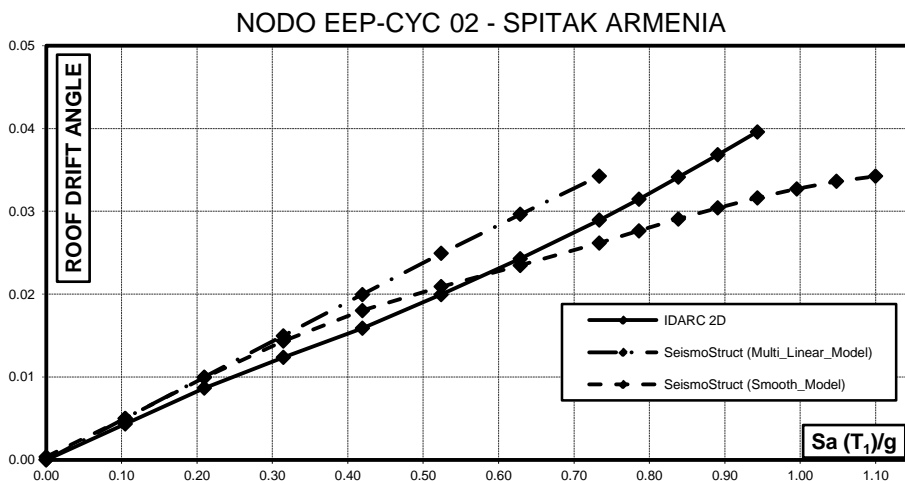


Fig. 5.41 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

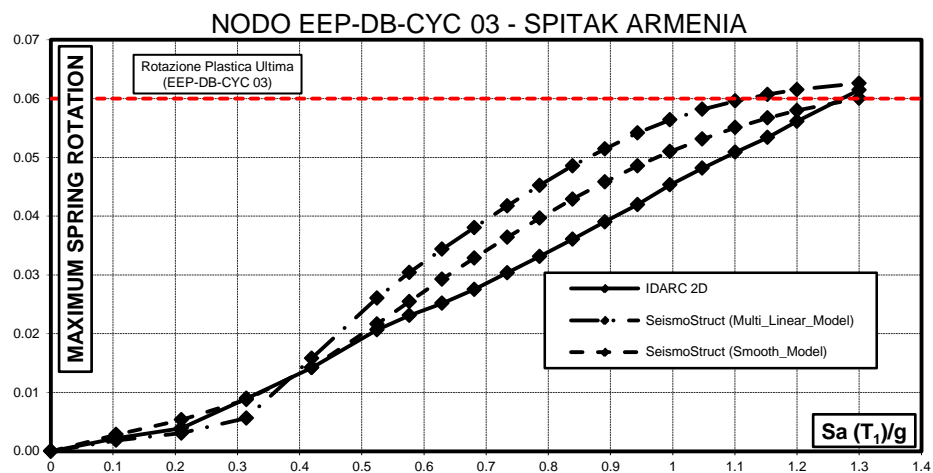


Fig. 5.42 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

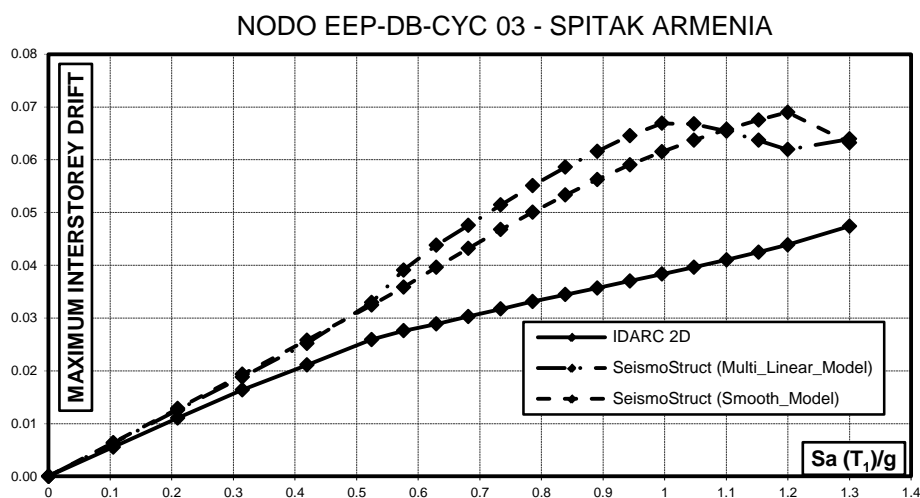


Fig. 5.43 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

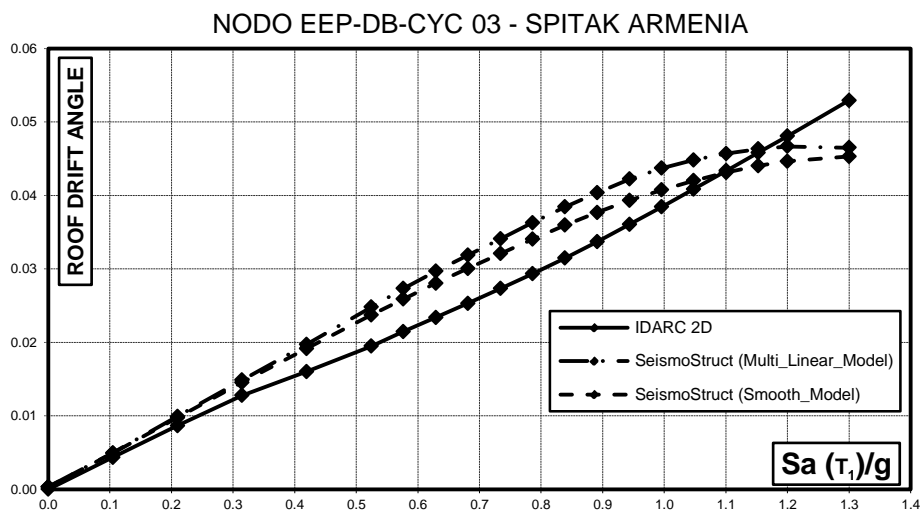


Fig. 5.44 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

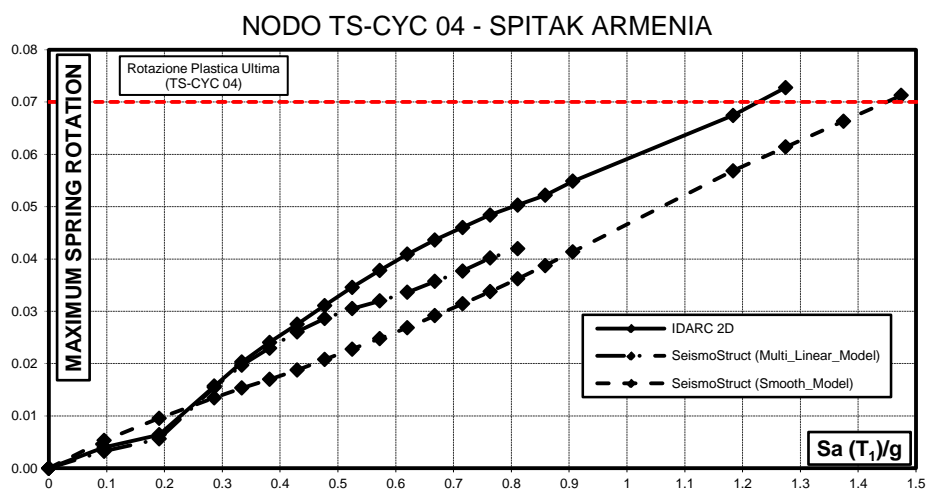


Fig. 5.45 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

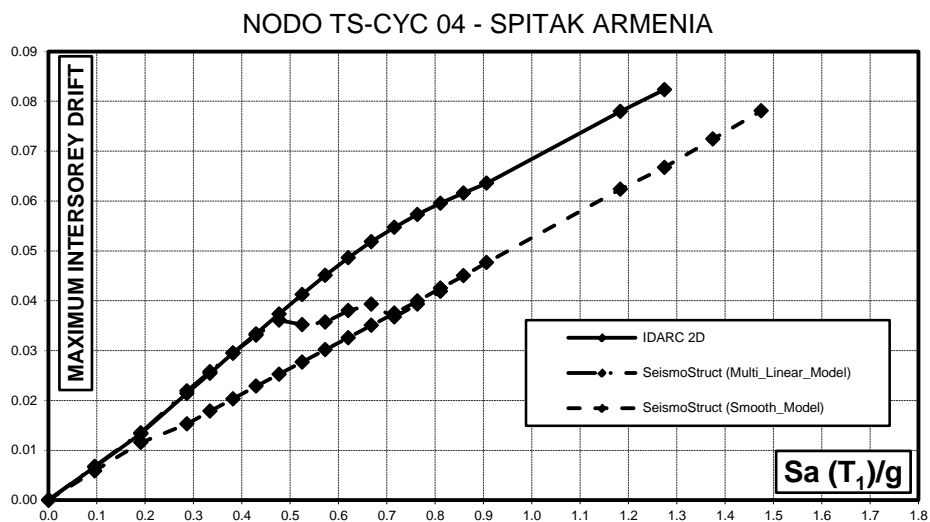


Fig. 5.46 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

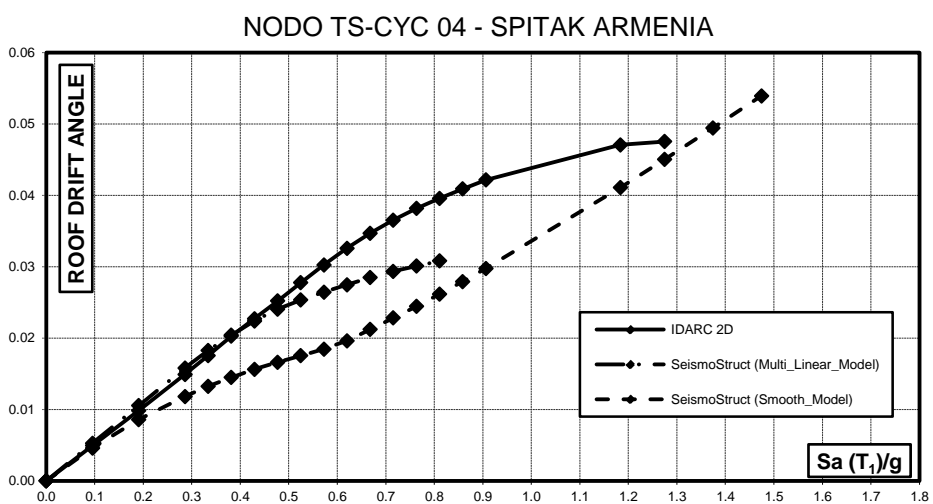


Fig. 5.47 – Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

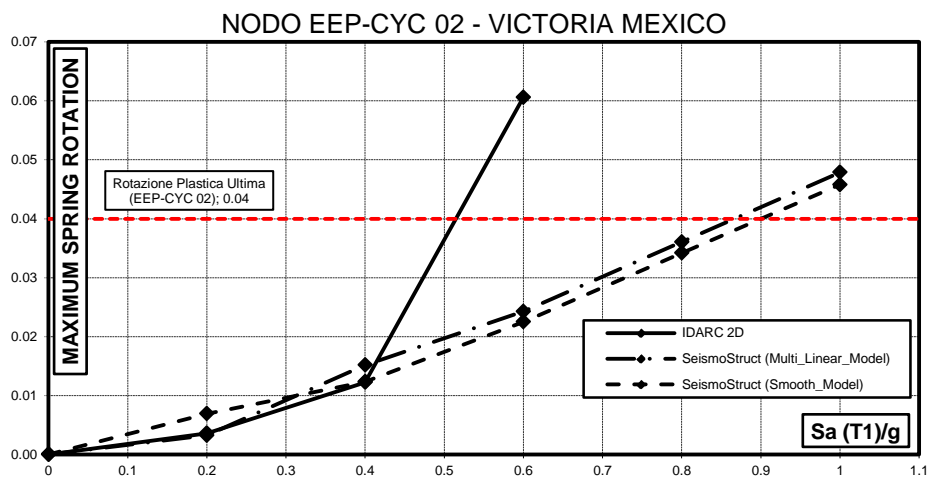


Fig. 5.48 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

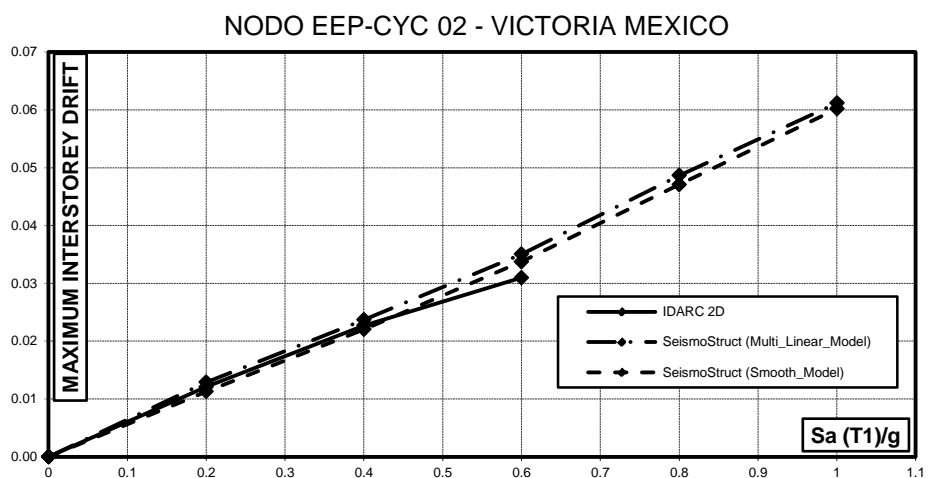


Fig. 5.49 – Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

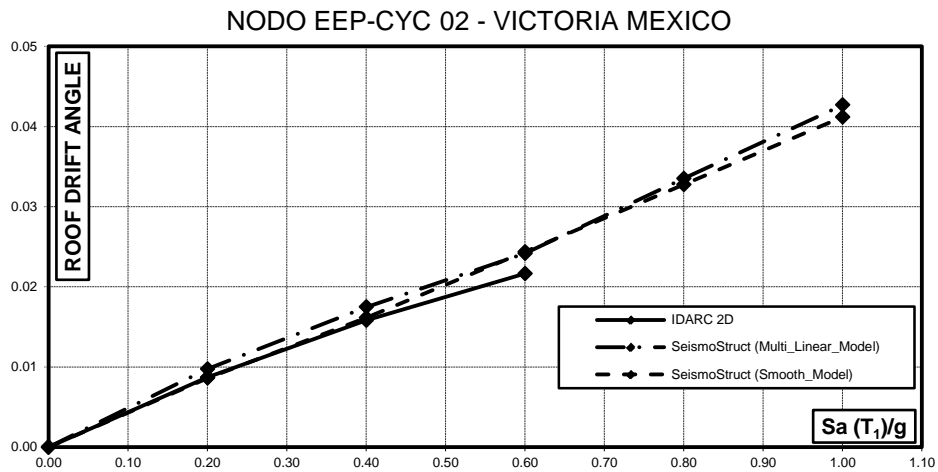


Fig. 5.50 – Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02 e per il terremoto di Coalinga

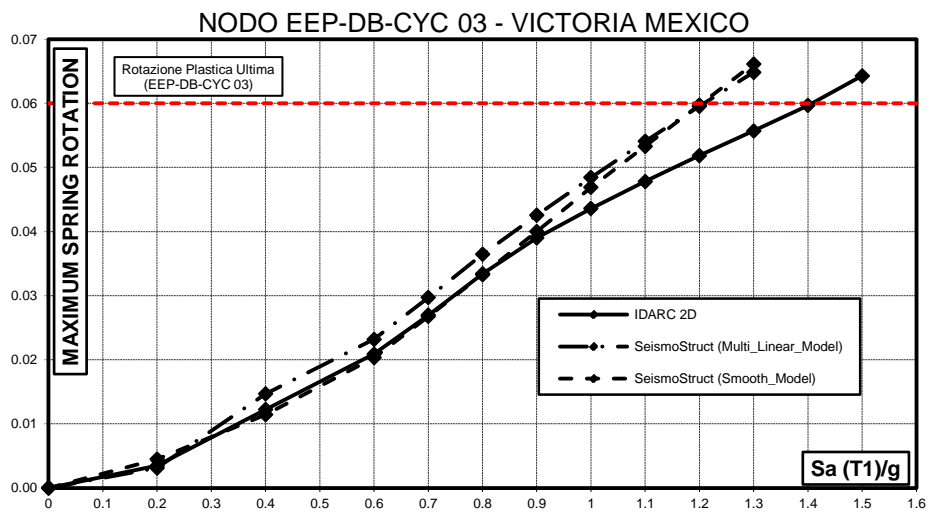


Fig. 5.51 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di “Set-Backs”

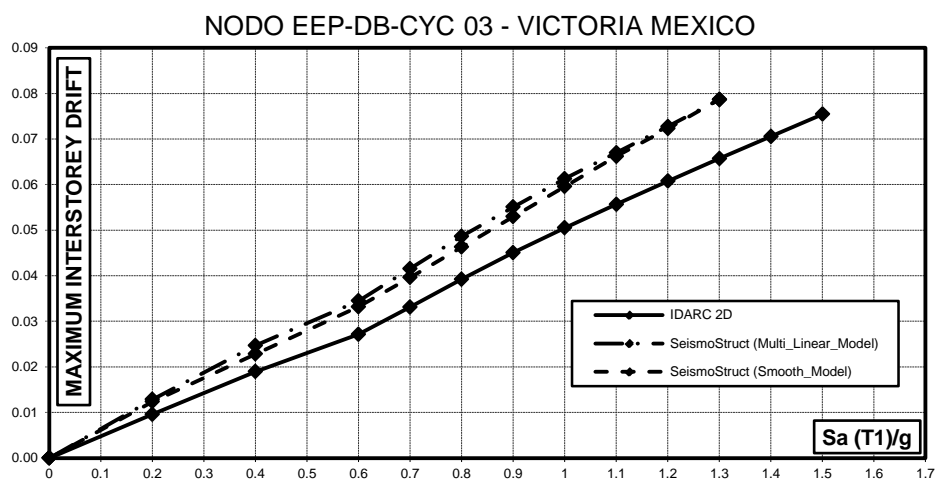


Fig. 5.52 - Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

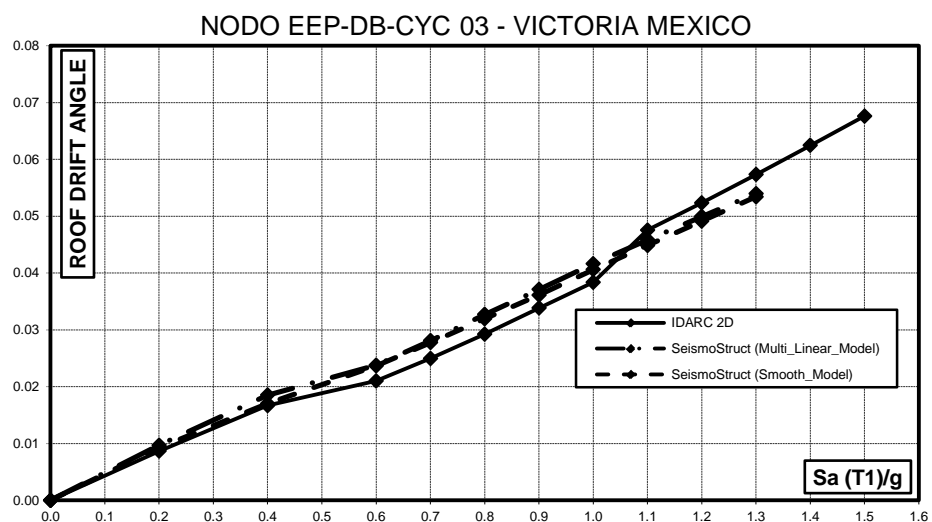


Fig. 5.53 - Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03 e per il terremoto di Coalinga

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

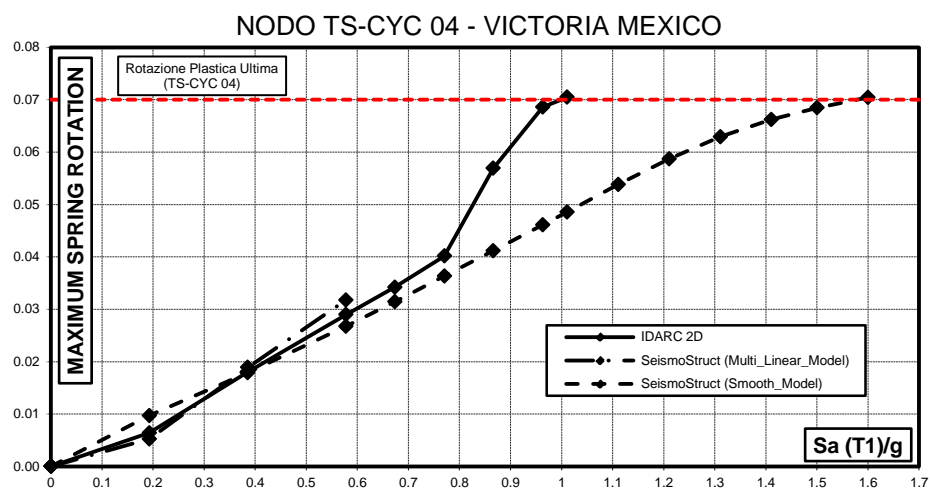


Fig. 5.54 – Curve IDA in termini di massima rotazione dell’elemento molla al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

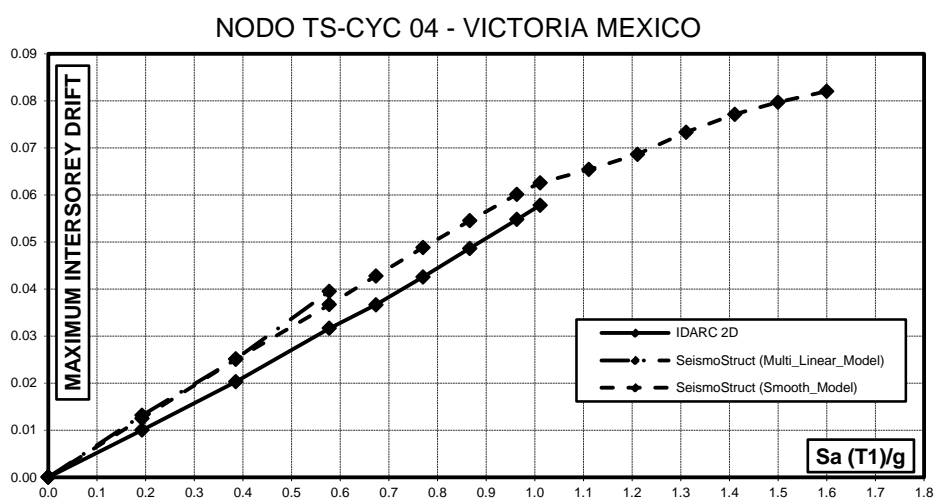


Fig. 5.55 – Curve IDA in termini di massimo spostamento iterpiano al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

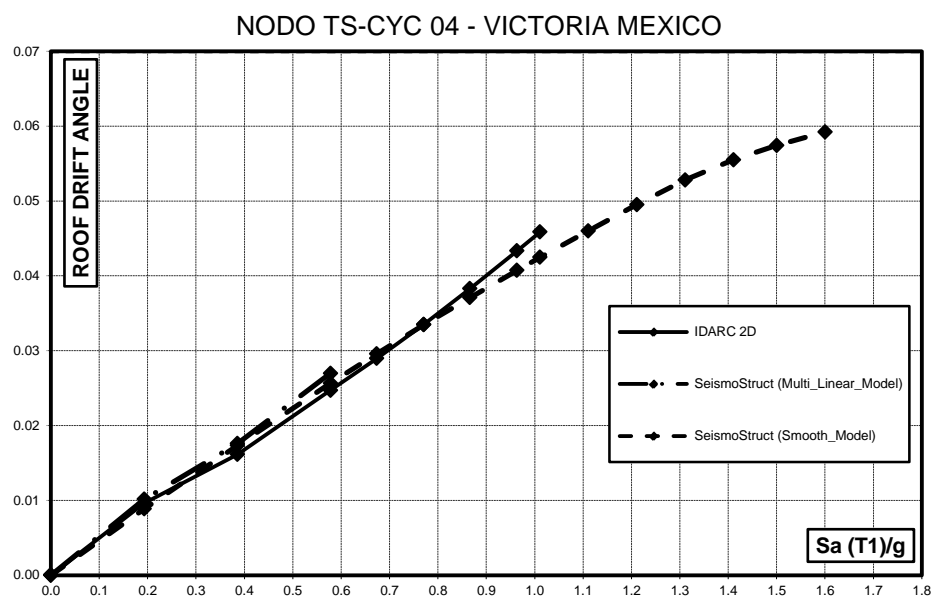


Fig. 5.56 – Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell’accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04 e per il terremoto di Coalinga

Le curve ottenute, pur presentando lo stesso andamento, mostrano la dipendenza dei risultati ottenuti dal software utilizzato. Tale dipendenza è dovuta principalmente alle differenze esistenti tra le modellazioni adottate dall’IDARC 2D e dal SeismoStruct 3.0 e da errori di convergenza numerica riscontrati in particolare per l’IDARC 2D.

Nel prosieguo tutte le analisi verranno effettuate utilizzando il programma di calcolo SeismoStruct che si è dimostrato numericamente più stabile e adottando per la modellazione dei collegamenti trave-colonna lo Smooth Hysteretic Model, come già specificato dettagliatamente nel Capitolo 4.

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti in termini di curve IDA per i quattro tipi di connessione trave-colonna con l'ausilio del programma SeismoStruct 3.0. In particolare in Fig. 5.57, Fig. 5.58, Fig. 5.59 e Fig. 5.60 sono raffigurate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per i dieci accelerogrammi considerati e la curva IDA media. In queste figure è indicata, nel caso dei collegamenti EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04, la rotazione plastica ultima dei nodi. Le analisi IDA sono state arrestate quando almeno una elemento molla ha superato la duttilità disponibile.

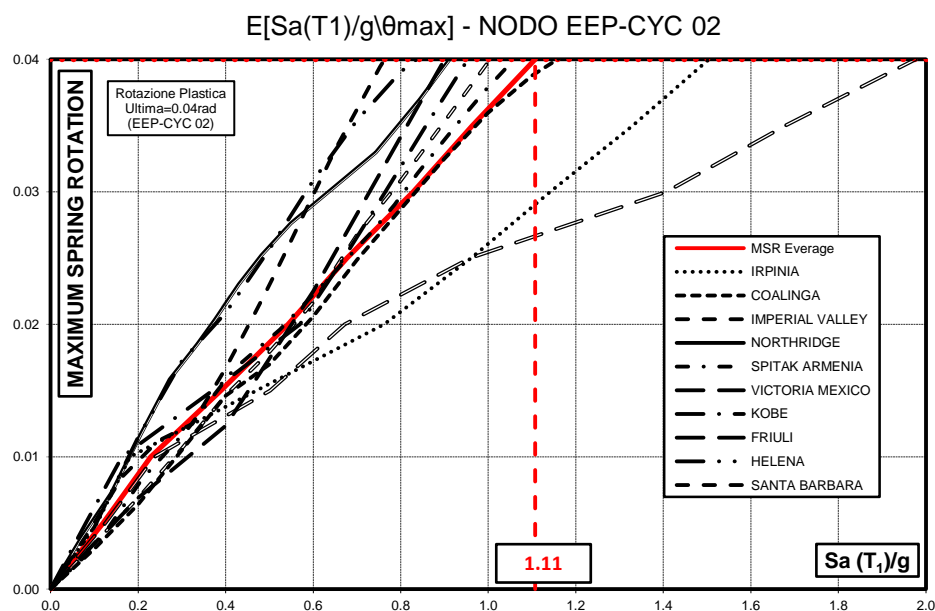


Fig. 5.57 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02

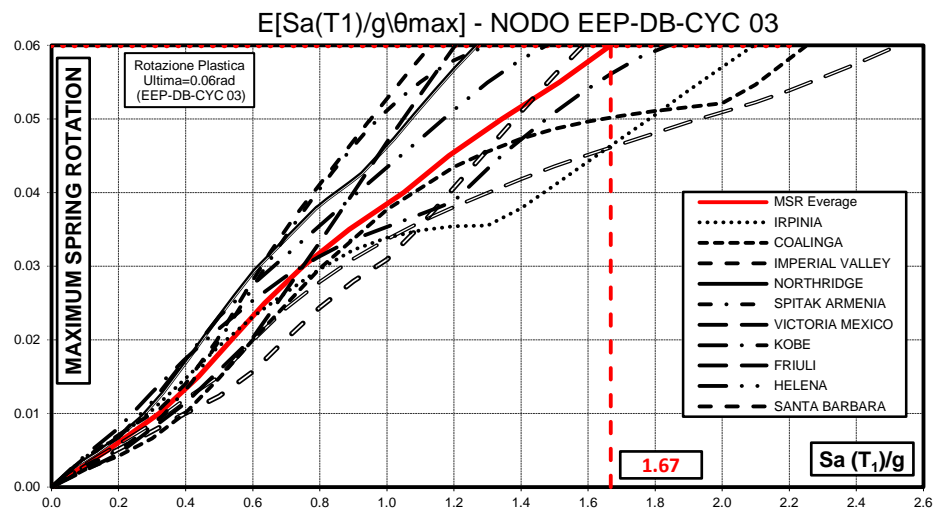


Fig. 5.58 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03

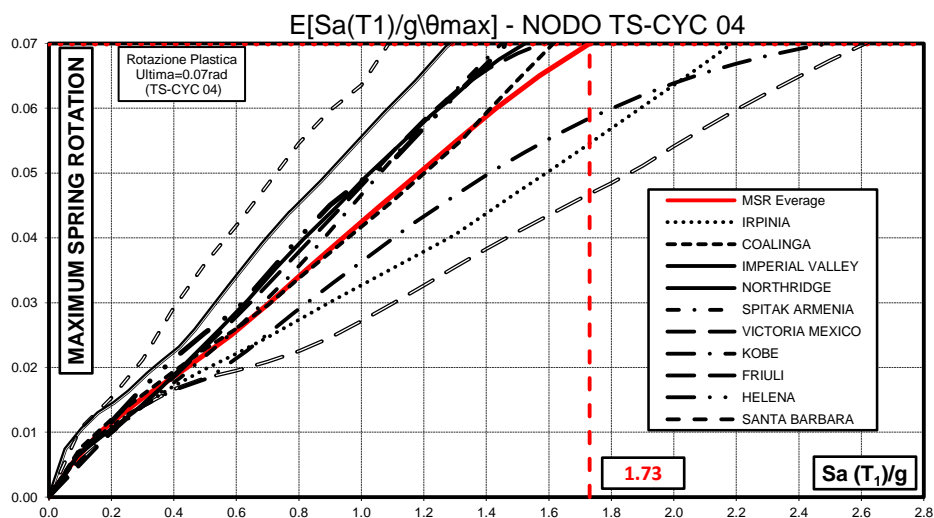


Fig. 5.59 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

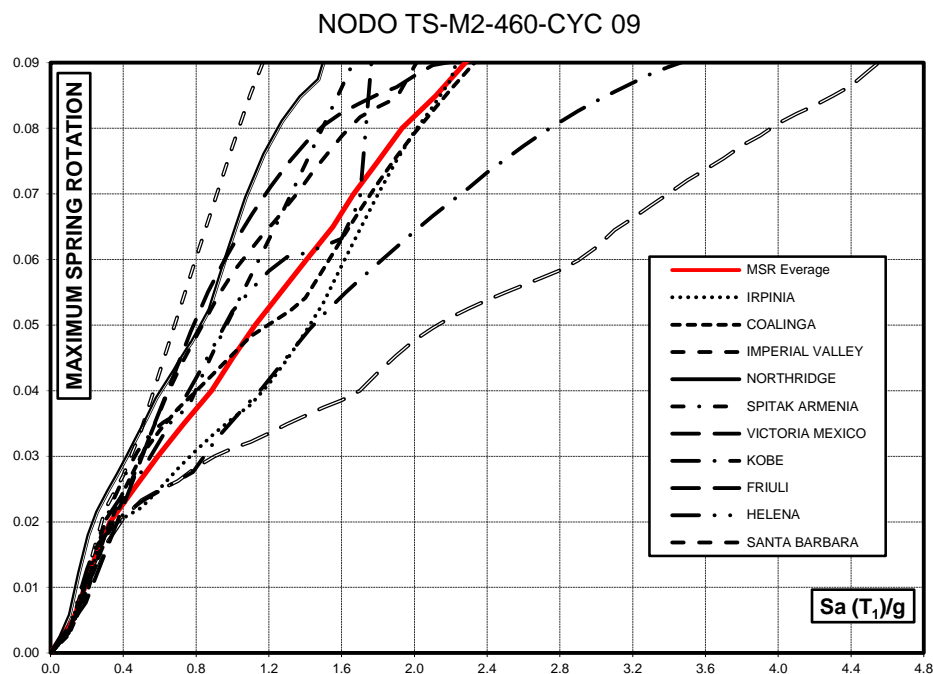


Fig. 5.60 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-M2-460-CYC 09

In Fig. 5.61, Fig. 5.62, Fig. 5.63 e Fig. 5.64 sono raffigurate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per i dieci accelerogrammi considerati e la curva IDA media. Nella figura relativa al nodo TS-M2-460-CYC 09 è indicato il valore del drift ultimo scelto per la struttura che, in accordo con i requisiti delle FEMA per lo Stato Limite *Near Collapse* [14], è assunto pari a 0.10. Per tale connessione le analisi dinamiche non lineari sono state interrotte in corrispondenza del raggiungimento di tale valore limite per il drift.

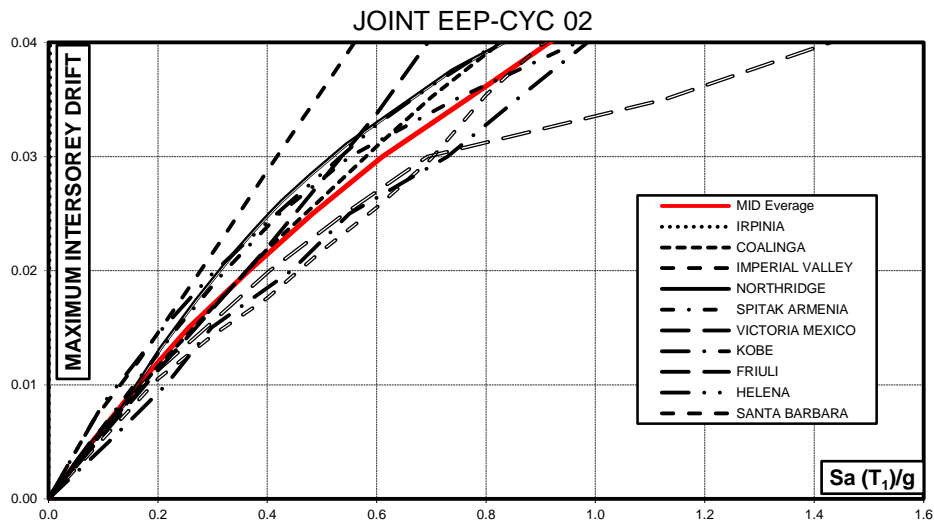


Fig. 5.61 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02

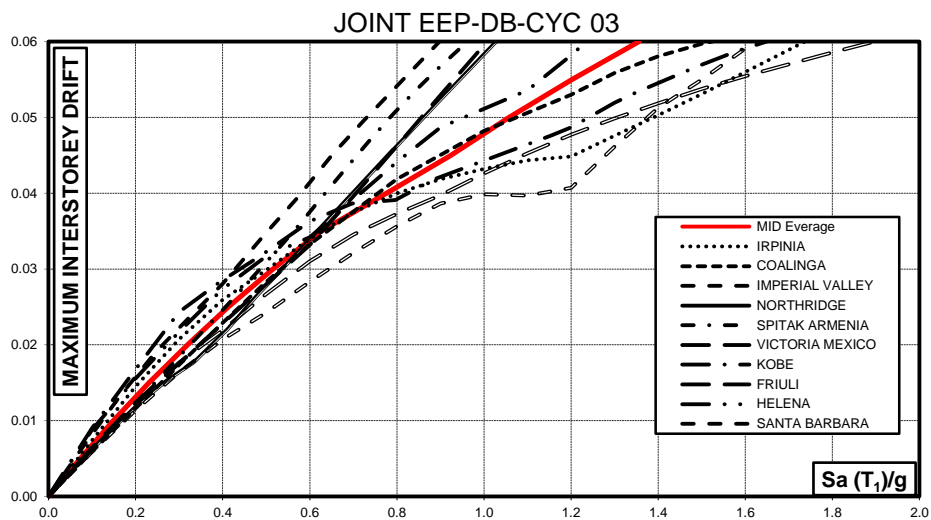


Fig. 5.62 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

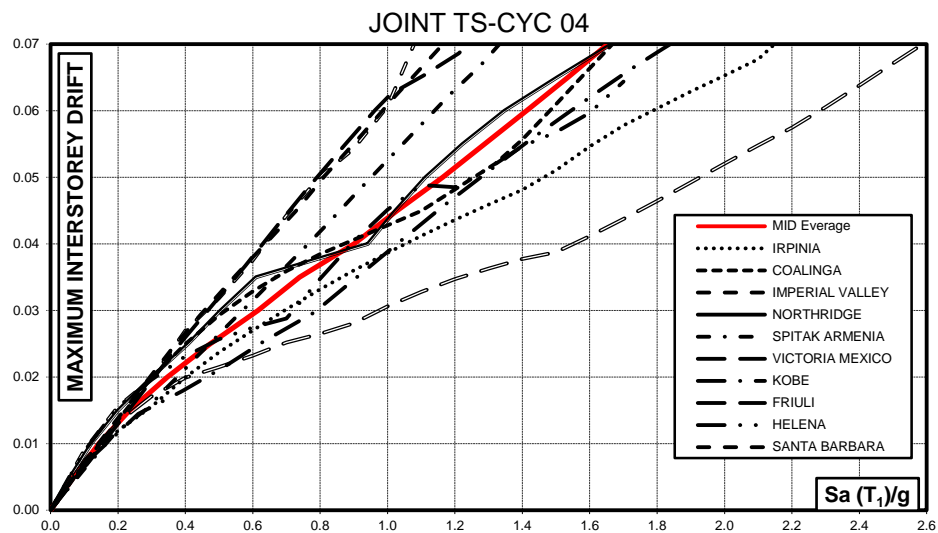


Fig. 5.63 - Curve IDA in termini di massimo drift interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04

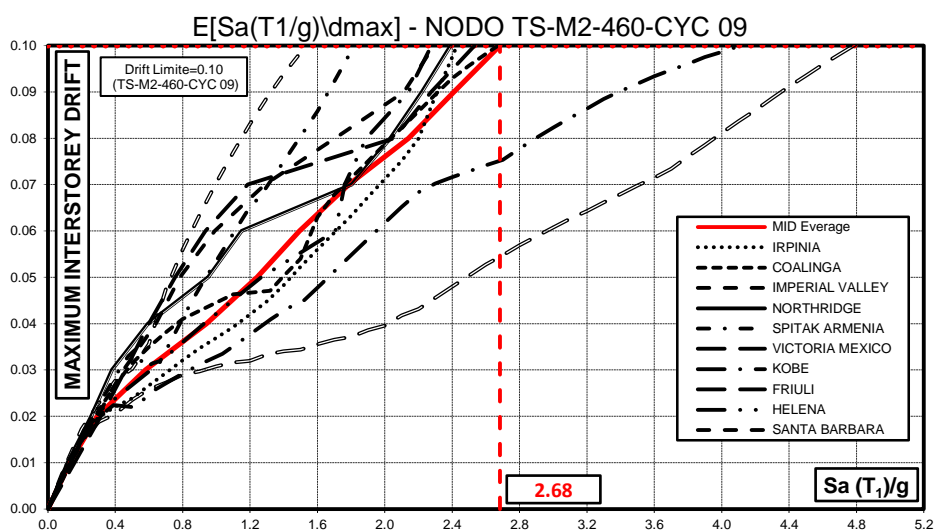


Fig. 5.64 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

In Fig. 5.65, Fig. 5.66, Fig. 5.67 e Fig. 5.68 sono riportate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per ogni accelerogramma considerato e la curva IDA media. Tali curve IDA sono state interrotte in corrispondenza del valore di accelerazione spettrale per il quale si ha il collasso della struttura al variare del criterio considerato.

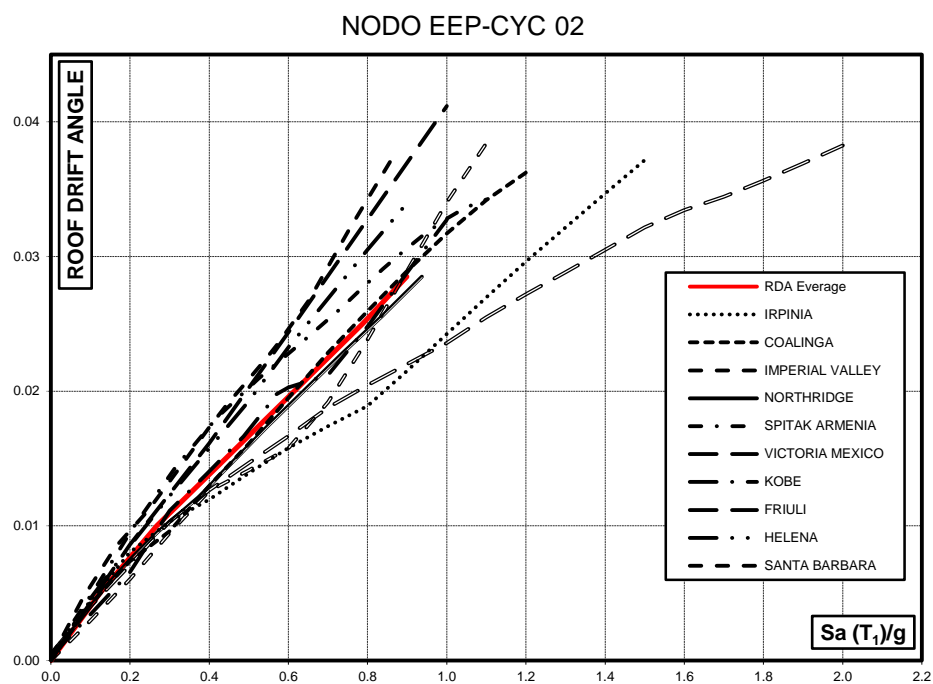


Fig. 5.65 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-CYC 02

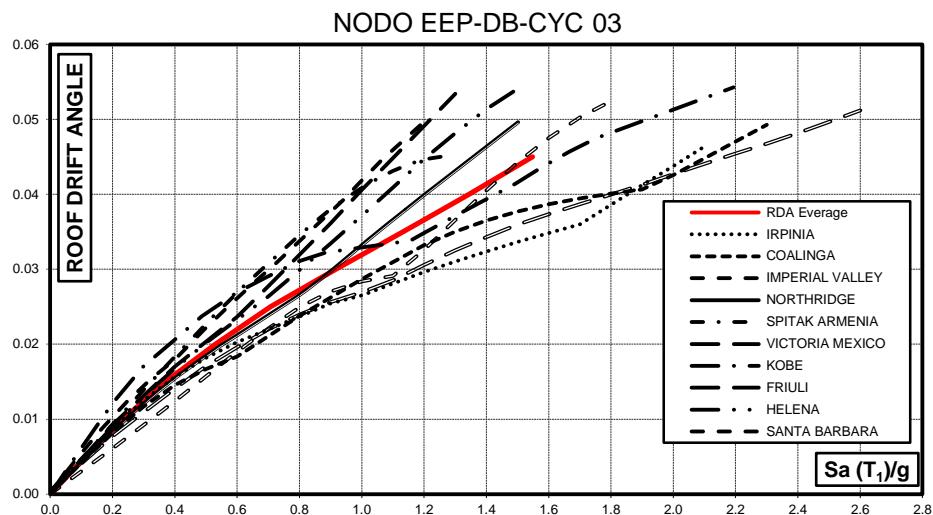


Fig. 5.66 - Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi EEP-DB-CYC 03

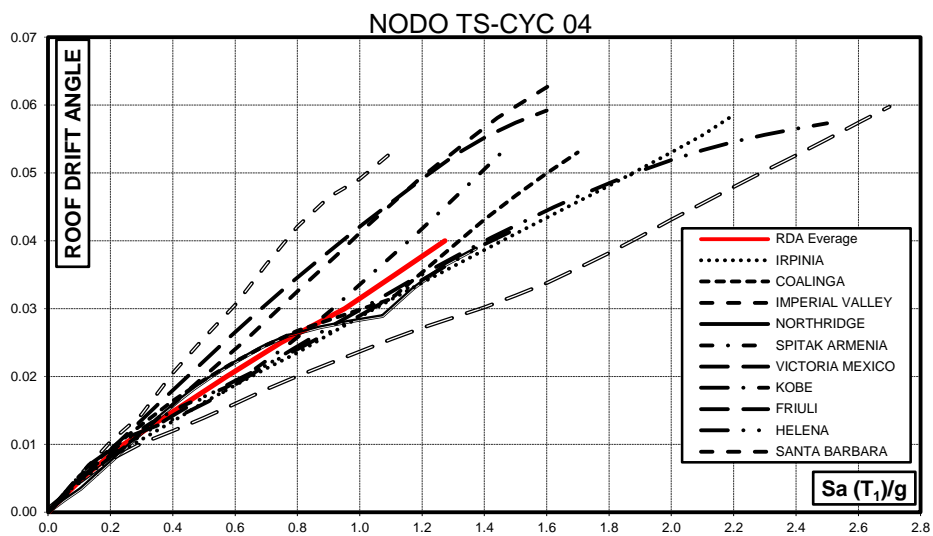


Fig. 5.67 - Curve IDA in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

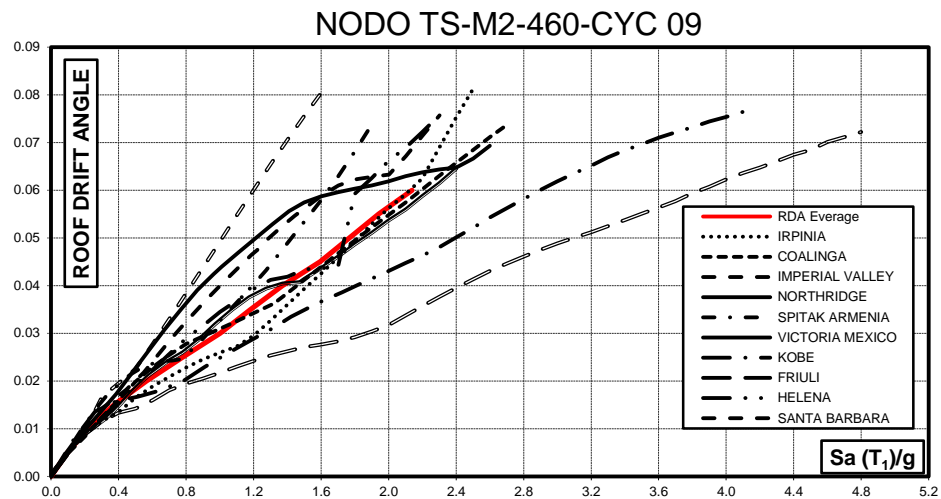


Fig. 5.68 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il telaio con nodi TS-M2-460-CYC 09

5.4 Sintesi e commenti sui risultati ottenuti

La Tabella 5.5 sintetizza le prestazioni delle strutture in termini di massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della duttilità disponibile per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e corrispondente al raggiungimento drift ultimo per le connessioni con i friction dampers, TS-M2-460-CYC 09 per le diverse registrazioni accelerometriche, nonché, i valori medi.

Tali valori corrispondono, dunque, al collasso della connessione e quindi della struttura.

Tabella 5.5- Accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della rotazione plastica ultima per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e del drift ultimo il nodo TS-M2-460-CYC 09

Terremoto	EEP-CYC 02 (g)	EEP-DB-CYC 03 (g)	TS-CYC 04 (g)	TS-M2-460-CYC 09 (g)
Coalinga	1.16	2.25	1.61	2.67
Imperial Valley	0.76	1.13	1.52	2.29
Northridge	0.91	1.27	1.29	2.39
Spitak Armenia	1.06	1.30	1.45	1.82
Victoria Mexico	0.90	1.20	1.58	2.53
Kobe	0.95	1.84	2.50	4.11
Friuli	1.98	2.53	2.61	4.78
Helena	0.84	1.48	1.47	2.28
Santa Barbara	1.00	1.59	1.09	1.54
Irpinia	1.50	2.09	2.19	2.43
E[Sa(T1/g)\Collasso]	1.11	1.67	1.73	2.68

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Di seguito sono riportati i grafici in cui è rappresentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di nodo in termini di Maximum Spring Rotation, Fig. 5.69, Maximum Intersorey Drift, Fig. 5.70 e Roof Drift Angle, Fig. 5.71, che sintetizzano i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari eseguite.

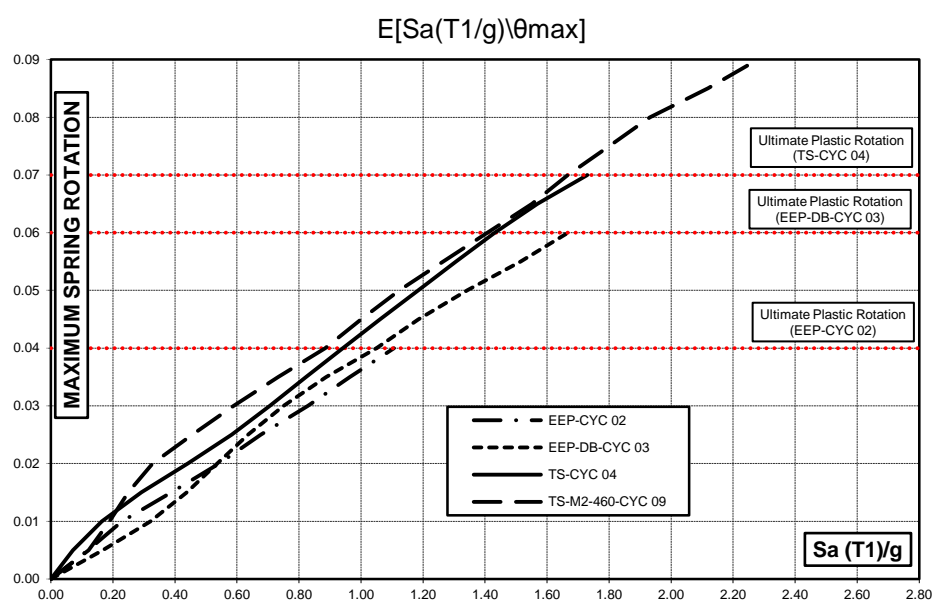


Fig. 5.69 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione della molla al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai con i collegamenti trave-colonna considerati

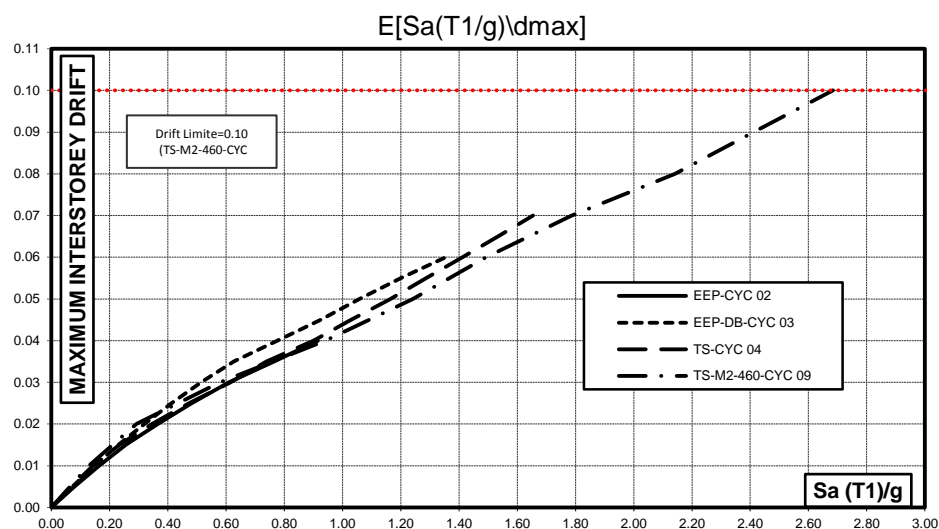


Fig. 5.70 - Confronto tra le IDA medie in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai con i collegamenti trave-colonna considerati

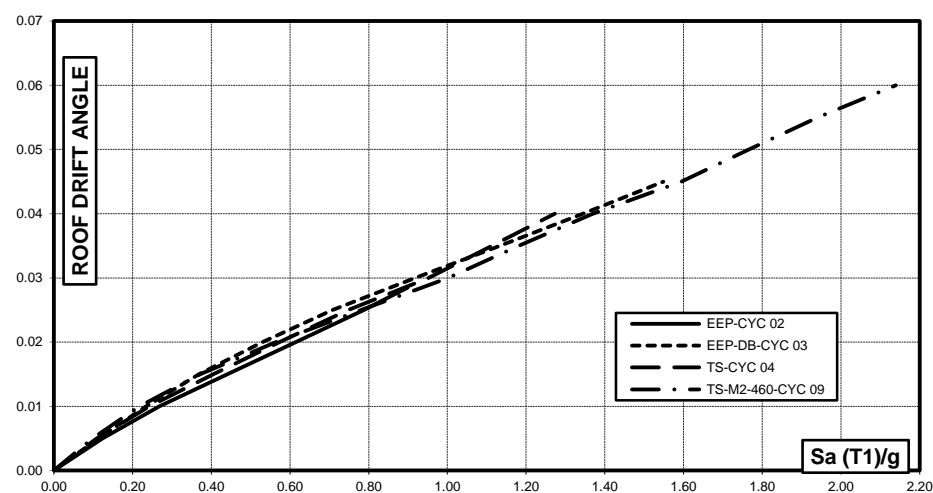


Fig. 5.71 - Confronto tra le IDA medie in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai con i collegamenti trave-colonna considerati

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Con riferimento ai primi tre nodi, i risultati delle analisi IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla, mostrano la dipendenza delle prestazioni delle strutture dal terremoto considerato ed in particolare dalla diversa rotazione ultima delle connessioni, nonché, dalla forma e dalla stabilità dei cicli d'isteresi. In generale, si può concludere che le connessioni TS-CYC 04 (double split tee connections) e EEP-DB-CYC 03 (RBS connections) conducono al miglior comportamento sismico quasi per tutti i terremoti come testimoniato dalla Fig. 5.69 in cui è presentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di collegamento. Questo risultato può essere giustificato osservando che la connessione TS-CYC 04 esibisce il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo; al contrario il collegamento EEP-DB-CYC 03 presenta una minore capacità di rotazione plastica, ma cicli d'isteresi più stabili, in quanto privi di pinching, pur mostrando un leggero degrado di resistenza dovuta al manifestarsi del fenomeno di instabilità locale in corrispondenza della zona a sezione ridotta.

I telai con i collegamenti EEP-CYC 02 presentano sempre il peggiore comportamento. Ciò è dovuto alla quantità limitata delle risorse di duttilità plastica fornite da questa connessione combinata con un comportamento ciclico caratterizzato da degrado di rigidità nel ramo di scarico e dal pinching dei cicli d'isteresi.

Con riferimento alle risorse di duttilità rotazionale plastica fornite da questa connessione, è utile ricordare che queste sono limitate dalla particolare tipologia di collasso che essa manifesta. Infatti, durante la prova sperimentale, così come l'ampiezza dello spostamento aumenta, aumenta l'impegno plastico della piastra d'estremità in corrispondenza della zona di connessione della flangia saldata con il

piatto terminale, portando alla formazione di una fessura lungo l'intera larghezza della piastra terminale a partire dalla zona termicamente alterata che progressivamente si propaga lungo lo spessore fino alla frattura completa [13]. Anche se questo modo di rottura è coerente con gli obiettivi progettuali del meccanismo di collasso di tipo-1 per la piastra terminale in flessione, esso causa una riduzione della duttilità rotazionale plastica sotto carichi ciclici.

In Tabella 5.5 sono forniti anche i valori medi delle accelerazioni spettrali a cui corrisponde il collasso del collegamento trave-colonna. Tali valori medi, confermano che la migliore prestazione sismica, con riferimento ai nodi che adottano la rotazione ultima come criterio di collasso, si ottiene nel caso del telaio sismo-resistente con collegamenti del tipo TS-CYC 04. Ad ogni modo, un comportamento soddisfacente si ottiene anche nel caso della connessione EEP-DB-CYC03.

Diversamente, il nodo EEP-CYC02 fornisce sempre il risultato peggiore che testimonia la necessità di migliorare il dettaglio costruttivo di tale connessione al fine di incrementarne la duttilità rotazionale plastica.

Le Fig. 5.61, Fig. 5.62, Fig. 5.63 e Fig. 5.64 in cui sono riportate le curve che rappresentano il massimo spostamento interpiano in funzione dell'accelerazione spettrale per le differenti registrazioni accelerometriche, mostrano un comportamento della struttura analogo a quello risultante dalle IDA della massima rotazione della molla. Ciò è dovuto, probabilmente, al criterio adottato per la progettazione del telaio sismo-resistente analizzato che, come più volte sottolineato, è finalizzato ad assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale. Questo tipo di meccanismo di collasso porta ad un danneggiamento della struttura distribuito uniformemente tra i diversi piani.

Ad ogni modo, anche se i risultati dipendono dal terremoto considerato, si riconosce che le curve IDA corrispondenti al nodo EEP-CYC02 sono generalmente posizionate, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sotto delle altre curve. Ciò è dovuto, ancora una volta, al fenomeno di degrado della capacità del nodo di dissipare l'energia sismica in ingresso causata dal pinching dei cicli d'isteresi. Diversamente, le curve IDA che corrispondono al nodo EEP-DB-CYC03 sono generalmente, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sopra delle altre curve. Ciò è da imputare alla forma dei cicli d'isteresi che presentano un degrado di resistenza dovuto al manifestarsi del fenomeno d'instabilità ma non presentano pinching.

In Fig. 5.65, Fig. 5.66, Fig. 5.67 e Fig. 5.68 è rappresentato il *Roof Drift Angle* (rapporto tra lo spostamento in testa e l'altezza dell'edificio) rispetto all'accelerazione spettrale per i terremoti considerati. I comportamenti delle tre strutture sono simili, le differenze sono dovute ancora alla diversa rotazione ultima plastica delle connessioni rispettivamente.

Con riferimento alla connessione trave-colonna equipaggiata con i dissipatori ad attrito, i risultati delle analisi IDA mostrano che le prestazioni sismiche delle strutture sono sempre migliori se confrontate a quelle relative alle altre tipologie di connessione.

Questo risultato risulta giustificato considerando che le prestazioni ultime sono in questo caso governate dal **drift limite** (Stato Limite Near Collapse)[14], in quanto la "duttilità" dei collegamenti può essere progettata, per accomodare le rotazioni "plastiche" richieste all'atto del raggiungimento del drift limite, calibrando la corrispondente corsa dei dissipatori ad attrito.

Bisogna sottolineare inoltre, che per valori dell'accelerazione spettrale superiori a quelli relativi al raggiungimento del drift limite non si ha il collasso della struttura grazie all'attivazione di nuovi meccanismi resistenti nei friction dampers. Infatti in tale caso, raggiunta la corsa massima ammissibile del dispositivo, restano i bulloni che lavorano a taglio.

5.5 Bibliografia

- [1] Elnashai, A.S., Elghazouli, A.Y. and Denesh-Ashtiani, F.A. [1998] "Response of Semirigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads", *Journal of Structural Engineering*,
- [2] Grecea, D., Dinu, F., and Dubina, D. [2004] " Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60 (2004) pp. 739- 749.
- [3] Fragiacomò, M., Amadio, C. and Macorini, L. [2004] "Seismic Response of Steel Frames under Repeated Earthquake Ground Motions", *Engineering Structures*, Vol. 26 (2004) pp. 2021-2035.
- [4] Aksoylar, N.D., Elnashai, A.S. and Mahmoud, H. [2011] "The Design and Seismic Performance of Low-Rise Long-Span Frames with Semi-Rigid Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67 (2011) pp. 114-126.
- [5] Rizzano, G. [2006] "Seismic Design of Steel Frames with Partial Strength Joints", *Journal of Earthquake Engineering*, 10 (5), 725-747.
- [6] Mazzolani, F. M. and Piluso, V. [1996] "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames" (E & FN Spon).
- [7] Mazzolani, F. M. and Piluso, V. [1997] "Plastic design of seismic resistant steel frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26, 167-191.
- [8] Faella, C., Montuori, R., Piluso, V., and Rizzano, G. [1998] "Failure mode control: economy of semi-rigid frames", *Proc. of the XI European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.
- [9] SeismoSoft [2007] SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (online), available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [10] ANSI-AISC 341-10 [2010] "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [11] PEER strong motion database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, <<http://peer.berkeley.edu/smcat>> 2006.

-
- [12] CEN [2005a] EN 1993-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, European Committee for Standardization.
- [13] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. and Rizzano G. [2011] "Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification", *Journal of Earthquake Engineering* 15, 215-244.
- [14] FEMA-350, [2000], Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

CAPITOLO 6 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI TELAI IRREGOLARI

6.1 Premessa

L'influenza della tipologia di nodo trave colonna sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio con collegamenti a parziale ripristino di resistenza è stata indagata anche con riferimento a telai in acciaio con irregolarità del tipo "set-backs".

In particolare, sono stati considerate due strutture ottenute a partire dal telaio regolare descritto nel Capitolo 5 andando ad eliminare le campate esterne ai piani superiori.

Al fine di valutare la risposta sismica dei telai in acciaio sismo-resistenti caratterizzati da irregolarità di tipo "set-backs" con collegamenti trave-colonna a parziale ripristino di resistenza a partire dalla conoscenza del comportamento rotazionale ciclico di queste ultime, è stata utilizzata la stessa modellazione adottata per il telaio regolare, con riferimento alle connessioni trave-colonna, essendo la dissipazione dell'energia sismica in ingresso ottenuta attraverso la plasticizzazione di tali elementi.

Nello specifico, i nodi trave-colonna sono stati modellati attraverso elementi molla rotazionale inelastica posizionati alle estremità delle travi la cui curva momento-

rotazione è caratterizzata da un comportamento ciclico calibrato sulla base dei risultati sperimentali (Capitolo 4).

Anche in tal caso è stata portata avanti una ricerca volta ad ottenere, a partire dal comportamento ciclico dei nodi così modellati, una previsione della risposta sismica delle strutture attraverso l'uso di analisi dinamiche al fine di investigare l'influenza del dettaglio costruttivo del nodo.

6.2 Telai irregolari analizzati e loro modellazione strutturale

I telai considerati sono due tipi di telai piani sismo-resistenti in acciaio caratterizzati da irregolarità del tipo set-backs e aventi schemi geometrici differenti, entrambi ottenuti a partire dallo schema del telaio regolare analizzato al Capitolo precedente.

In particolare, il telaio irregolare di tipo 1, rappresentato in Fig. 6.1, è un telaio piano di tre campate e sei piani caratterizzato da rientri simmetrici di una campata a partire dal terzo piano, mentre il telaio irregolare di tipo 2, Fig. 6.2, è un telaio piano a tre campate e sei piani con set-backs simmetrici a partire dal secondo piano.

Tutti e due i telai sono caratterizzati da altezza interpiano pari a 3.20 m, ad eccezione del primo piano la cui altezza è pari a 3.50 m. Le campate sono di lunghezza costante pari a 5.00 m.

Per quanto riguarda i carichi di progetto agenti sulle travi, sono stati applicati un carico permanente uniformemente distribuito (G_k) di 4.00 kN/m² e un carico accidentale uniformemente distribuito (Q_k) di 2.00 kN/m².

Per la valutazione delle masse necessarie alla definizione delle azioni laterali, si ipotizza uno sviluppo delle strutture in direzione longitudinale caratterizzato dalla presenza di un telaio uguale distanziato di una lunghezza pari a 6 m.

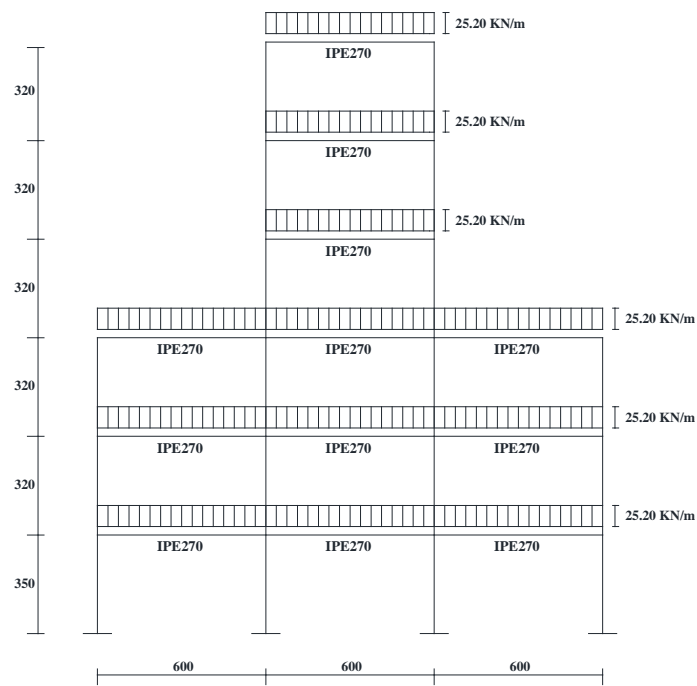


Fig. 6.1 - Telaio irregolare di tipo 1 caratterizzato da set-backs simmetrici di una campata a partire dal terzo piano

La progettazione dell'edificio viene condotta nello spirito degli stati limite ultimi secondo Eurocodice 8 [1], pertanto, nella combinazione relativa ai carichi verticali, sia i carichi permanenti che quelli accidentali dovranno essere amplificati per mezzo dei seguenti coefficienti:

- $\gamma_G=1.35$, moltiplicatore delle azioni permanenti;
- $\gamma_Q=1.50$, moltiplicatore delle azioni variabili

Il carico verticale di progetto è, dunque, pari a $q = 1.35G + 1.5Q = 25.20 \text{ kN/m}$. Le travi sono state progettate per resistere ai carichi verticali, adottando metodi semplificati.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

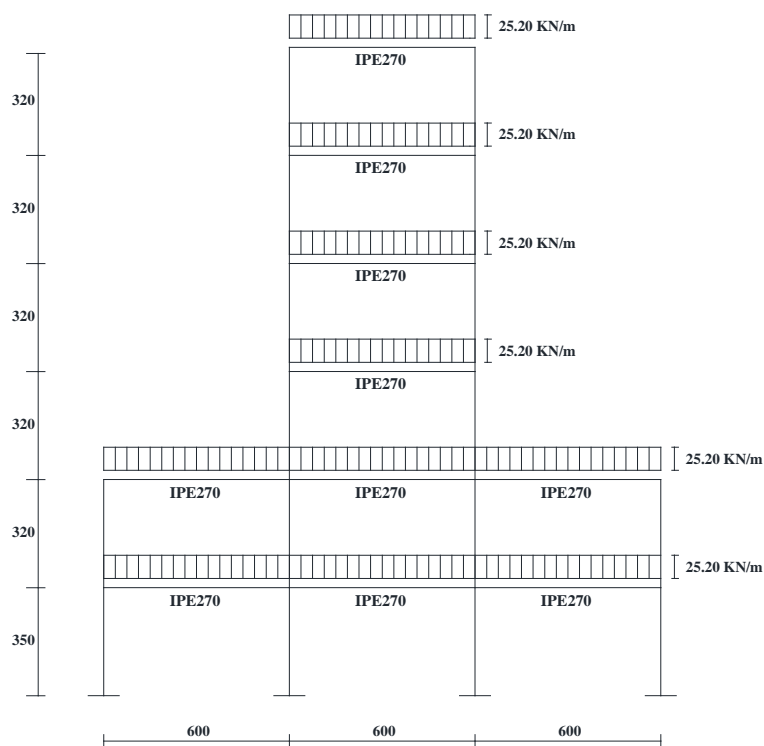


Fig. 6.2 - Telaio irregolare di tipo 2 caratterizzato da set-backs simmetrici di una campata a partire dal secondo piano

Le dimensioni delle colonne sono state selezionate adottando una rigorosa metodologia di progettazione basata sui teoremi limite del collasso plastico, descritta in dettaglio nel Capitolo 2, in grado di assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale [2][3][4] e, quindi, di scongiurare la formazione di cerniere plastiche nelle colonne. Inoltre, l'intera procedura di progettazione è stata effettuata nell'ipotesi di utilizzare acciaio da carpenteria S275, caratterizzato da una tensione di snervamento pari a $f_y=275 \text{ N/mm}^2$ e un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M_0} = 1.05$. Tuttavia, al fine di garantire una

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

risposta strutturale del telaio coerente con il comportamento rotazionale dei nodi ottenuto dai test sperimentali e modellato come descritto nel Capitolo 4, i valori delle proprietà meccaniche dei materiali delle colonne e delle travi adottati nelle analisi dinamiche non lineari sono stati assunti uguali a quelli misurati per i sub-assemblaggi dei nodi trave-colonna testati in laboratorio. Tali valori sono riportati nella Tabella 6.1.

Tabella 6.1- Proprietà meccaniche di colonne e travi

	$f_{y,f}$ [N/mm ²]	$f_{u,f}$ [N/mm ²]	$f_{y,w}$ [N/mm ²]	$f_{u,w}$ [N/mm ²]
Colonna	430	523	382.5	522
Trave	405	546	387	534

Per quanto riguarda la modellazione degli elementi trave e degli elementi colonna, analogamente al caso del telaio regolare, è stato inizialmente definito l'involuppo monotono della curva momento-curvatura che è poi stato approssimato per mezzo di una curva trilineare. Successivamente, il diagramma non-lineare momento-curvatura così definito, è stato inserito come input nel programma di calcolo SeismoStruct [5]. A tale scopo, è stato utilizzato il "modello bilineare" disponibile nella libreria del programma, caratterizzato da un comportamento isteretico senza degrado di rigidità e di resistenza e senza pinching.

Tuttavia, è ancora una volta utile sottolineare che la modellazione degli elementi trave e degli elementi colonna non è significativa in quanto l'uso di connessioni a parziale ripristino di resistenza porta ad una concentrazione della plasticizzazione unicamente nelle connessioni e, quindi, solo la modellazione di queste ultime, discussa nel Capitolo 4, è di primaria importanza.

Inoltre, avendo modellato i collegamenti trave-colonna sulla base dei risultati sperimentali i quali portano già in conto le parziali plasticizzazioni che si hanno in

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

corrispondenza delle estremità delle travi, per la modellazione questi ultimi elementi è stato adottato un materiale elastico.

In Tabella 6.2 sono riportati i parametri isteretici adottati per gli elementi strutturali.

Tabella 6.2 - Parametri isteretici adottati per modellare gli elementi strutturali nell'IDARC 2D

	Modello Isteretico	HC	HBD	HBE	HS
Colonna	PHM-Bilinear Model	200	0.01	0.01	1
Trave	PHM-Bilinear Model	200	0.01	0.01	1

Ai fini della progettazione dei telai in cui andranno inseriti i collegamenti trave-colonna a parziale ripristino di resistenza, gli effetti sismici e gli effetti delle altre azioni incluse nella situazione sismica di progetto sui telai analizzati, possono essere determinati sulla base di un comportamento strutturale di tipo elastico-lineare.

Il metodo di riferimento per la determinazione degli effetti sismici deve essere l'analisi modale con spettro di risposta e lo spettro di progetto per analisi elastica. A seconda delle caratteristiche strutturali dell'edificio si possono eseguire diversi tipi di analisi. Per semplicità, utilizzeremo nelle applicazioni il *metodo di analisi delle forze laterali*; inoltre, essendo lo studio del comportamento geometrico limitato al caso piano, non si terrà conto di effetti torsionali accidentali.

6.3 Calcolo delle forze sismiche di progetto

Il calcolo viene condotto con riferimento ad un edificio per civile abitazione sito in zona sismica di alta sismicità e fondato su suolo rigido (tipo A). Il parametro utilizzato per la zonizzazione sismica è l'accelerazione di picco al suolo a_{gR} che per la predetta zona vale 0.35 g, ovvero 0.35 volte l'accelerazione di gravità. Il calcolo del periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio T_1 viene condotto in accordo con l'espressione suggerita dall'Eurocodice 8 per edifici con altezze fino a 40 m:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (6.1)$$

in cui α , γ e δ hanno il significato, rispettivamente, di moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali, pendenza della curva di

dove:

- C_t vale 0,085 per telai spaziali di acciaio a nodi rigidi, e quindi nel caso in oggetto;
- H è l'altezza dell'edificio, espressa in metri, dalla fondazione.

Con riferimento alle strutture analizzate, e nell'ipotesi di altezze d'interpiano tutte pari a 3.20 m, ad eccezione di quella del primo piano che è pari a 3.50 m, risulta dunque:

N° piani	H [m]	T ₁ [sec]
6	19.5	0.79

Ricordando che per un suolo di tipo A la normativa prevede i seguenti valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1:

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

$$S=1;$$

$$\beta=2.5;$$

$$T_B=0.15 \text{ sec};$$

$$T_C=0.40 \text{ sec};$$

$$T_D=2.0 \text{ sec}$$

si capisce che in tutti i casi considerati risulta $T_C \leq T \leq T_D$, per cui in tutti i casi lo spettro di progetto è definito per mezzo della relazione:

$$\begin{cases} S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\ S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6.2)$$

Dove q è il coefficiente di comportamento che in base all'Eurocodice 8 per telai multipiano a più campate resistenti a flessione ed irregolari in elevazione aventi comportamento strutturale dissipativo può essere valutato come segue:

$$q = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot 0.8 \quad (6.3)$$

con α_u/α_1 pari a 1.3 come suggerito dalla normativa. Si ottiene, nel nostro caso, un coefficiente $q=5.2$.

Si riportano di seguito i valori dell'accelerazione spettrale di progetto per le due tipologie di telaio considerate:

	$S_d(T_1)$ [g]
Telaio irregolare di Tipo 1	0.085
Telaio irregolare di Tipo 2	0.085

È quindi possibile valutare la forza di taglio alla base dovuta ad azione di tipo sismico F_b , utilizzando la seguente espressione:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (6.4)$$

dove:

- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto per il periodo T_1 ;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio per un moto laterale nella direzione considerata;
- m è la massa totale dell'edificio, calcolata sulla base dei pesi che compaiono nella formula di combinazione delle azione sismiche con le altre azioni;
- λ è il coefficiente correttivo, il cui valore è uguale a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 T_C$ e l'edificio ha più di due piani, o altrimenti $\lambda = 1,0$.

Nota la F_b , forza di taglio alla base dovuta all'azione di tipo sismico, è possibile valutare per ogni telaio le forze orizzontali F_i che bisogna applicare a tutti i piani per determinare gli effetti dell'azione sismica. Tali forze vengono calcolate mediante la seguente espressione:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (6.5)$$

dove:

- z_i, z_j rappresentano le quote delle masse m_i, m_j sopra il punto di applicazione dell'azione sismica (fondazione o punto più alto di un basamento rigido).
- m_i, m_j sono le masse di piano valutate sulla base dei pesi che compaiono nella formula di combinazione delle azione sismica con le altre azioni.

Le forze così calcolate che, come detto, rappresentano gli effetti delle azioni sismiche a livello di ciascun impalcato, nella direzione in cui agisce il sisma, devono essere ripartite tra gli elementi resistenti verticali disposti nella direzione del sisma, che nel caso considerato sono due telai uguali. La ripartizione tra questi cinque telai è immediata: si può infatti assumere che ciascuno di essi assorba una forza $F_{ti} = \frac{F_i}{2}$.

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive dei valori ottenuti dal calcolo delle F_{ti} per le due tipologie considerate, indicando con W_i il peso sismico di ciascun impalcato:

Tabella 6.3 - Azioni sismiche di progetto per il Telaio Irregolare di Tipo 1

Telaio Irregolare di Tipo 1					
Impalcato	W_i [daN]	z_i [m]	$z_i W_i$ [daNm]	F_i [daN]	$F_{t,i}$ [daN]
1	49680	3.50	173880	1386	693
2	49680	6.70	332856	2653	1327

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

3	49680	9.90	491832	3920	1960
4	16560	13.10	216936	1729	865
5	16560	16.30	269928	2152	1076
6	16560	19.50	322920	2574	1287

Tabella 6.4 - Azioni sismiche di progetto per il Telaio Irregolare di Tipo 2

Telaio Irregolare di Tipo 2					
Impalcato	W_i [daN]	z_i [m]	$z_i W_i$ [daNm]	F_i [daN]	$F_{t,i}$ [daN]
1	49680	3.50	173880	1411	705
2	49680	6.70	332856	2701	1350
3	16560	9.90	163944	1330	665
4	16560	13.10	216936	1760	880
5	16560	16.30	269928	2190	1095
6	16560	19.50	322920	2620	1310

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

6.4 Progetto delle travi

Nel presente paragrafo si procederà alla determinazione delle sezioni delle travi attraverso metodi semplificati. Tale dimensionamento verrà effettuato tenendo conto dei soli carichi verticali adottando il criterio di fascia grazie al quale è possibile valutare la fascia delle sollecitazioni che agiscono sul singolo elemento, quindi, dimensionarlo di modo tale che abbia una sezione sufficiente per resistere ai carichi considerati. Per tutte le travi si considera un'area d'influenza per carichi verticali che in direzione ortogonale alle travi ha lunghezza pari alla metà della distanza tra i due telai contigui, ovvero, 3 m.

Quindi per tutte le travi deve risultare:

$$M_{\min} \leq M_d \leq M_{\max} \quad (6.6)$$

dove $M_{\min} = \frac{q_t L^2}{12}$ è il momento in mezzeria corrispondente allo schema di trave incastrata agli estremi, mentre $M_{\max} = \frac{q_t L^2}{8}$ è il momento in mezzeria corrispondente allo schema di trave incernierata agli estremi.

Noti M_{\min} e M_{\max} , è possibile calcolare i corrispondenti momenti statici entro cui deve essere compreso il momento statico di progetto:

$$S_{\min} \leq S_d \leq S_{\max} \quad (6.7)$$

essendo $S_{\min} = \frac{M_{\min}}{2f_d}$ e $S_{\max} = \frac{M_{\max}}{2f_d}$, con $f_d = f_y / \gamma_{M0} = 261.9 \text{ N/mm}^2$.

È possibile a questo punto scegliere dal sagomario la sezione IPE corrispondente. In particolare, sono stati adottati profili IPE 270 in acciaio S275.

6.5 Progetto delle colonne a collasso controllato

Nei paragrafi precedenti si è visto come si procede al calcolo delle forze sismiche equivalenti e al dimensionamento delle travi. Questi sono da considerarsi come dati di input per l'algoritmo relativo alla progettazione a collasso controllato ampiamente descritto nel Capitolo 2.

In particolare, per il dimensionamento delle colonne dei telai irregolari oggetto di studio, è stato utilizzato il secondo criterio di ripartizione della sommatoria dei momenti ridotti delle colonne di ogni piano, denominato **G2** (Global2). Come già descritto al Capitolo 2, tale criterio prevede preliminarmente il dimensionamento delle colonne esterne relative ai piani al di sopra dei quali sono presenti arretramenti che interessano almeno una campata e viene effettuato assumendo che il momento plastico ridotto relativo ad esse, $M_{c,ik}$, sia pari al momento plastico $M_{b,jk}$ della trave corrispondente:

$$M_{c,ik} = M_{b,jk} \quad (6.8)$$

Una volta definito, come visto, il momento plastico relativo a tutte le colonne esterne situate in corrispondenza dei set-backs di ciascun piano, e dopo averle dimensionate si procede sottraendo il momento resistente delle stesse dal valore dalla sommatoria dei momenti plastici ridotti delle colonne del piano corrispondente e quindi si ripartisce il valore così ottenuto in funzione dello sforzo normale presente nelle restanti colonne al momento del collasso.

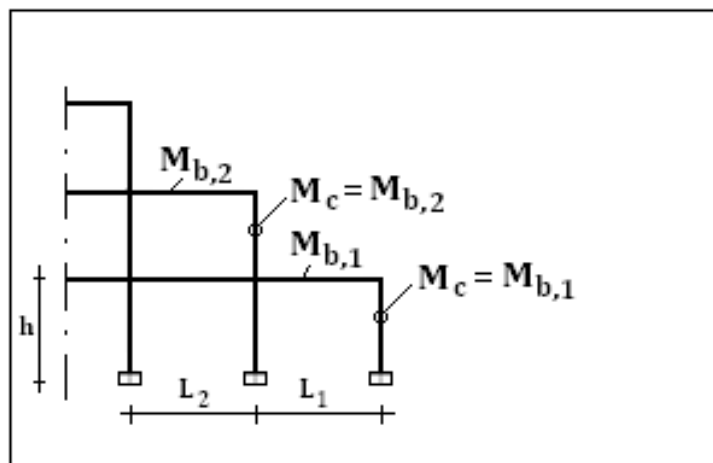


Fig. 6.3 - Criterio di dimensionamento delle colonne G2

In Tabella 6.5 e in Tabella 6.6 sono elencati rispettivamente i profili scelti per le colonne del telaio irregolare di tipo 1 e quelli scelti per il telaio irregolare di tipo 2, ottenuti come risultato del criterio di progettazione adottato.

Tabella 6.5 - Profili delle colonne scelti per il Telaio Irregolare di Tipo 1 progettato secondo il criterio di controllo del meccanismo di collasso

TELAIO IRREGOLARE TIPO 1		
PROFILI COLONNE		
PIANO	COLONNA	G2
6	2	HEB 200
	3	HEB 200
5	2	HEB 220
	3	HEB 220
4	2	HEB 220
	3	HEB 220
3	1	HEB 200
	2	HEB 240

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

	3	HEB 240
	4	HEB 200
2	1	HEB 200
	2	HEB 260
	3	HEB 260
	4	HEB 200
1	1	HEB 200
	2	HEB 280
	3	HEB 280
	4	HEB 200

Tabella 6.6 - Profili delle colonne scelti per il Telaio Irregolare di Tipo 2 progettato secondo il criterio di controllo del meccanismo di collasso

TELAIO IRREGOLARE TIPO 1		
PROFILI COLONNE		
PIANO	COLONNA	G2
6	2	HEB 200
	3	HEB 200
5	2	HEB 220
	3	HEB 220
4	2	HEB 220
	3	HEB 220
3	1	HEB 280
	2	HEB 280
2	1	HEB 200
	2	HEB 280
	3	HEB 280
	4	HEB 200
1	1	HEB 200
	2	HEB 280

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolarizzati o in Presenza di "Set-Backs"

	3	HEB 280
	4	HEB 200

In Fig. 6.4 e Fig. 6.5 sono rappresentati gli schemi strutturali del telaio irregolare di tipo 1 e del telaio irregolare di tipo 2, rispettivamente, in cui sono indicate anche le sezioni degli elemento.

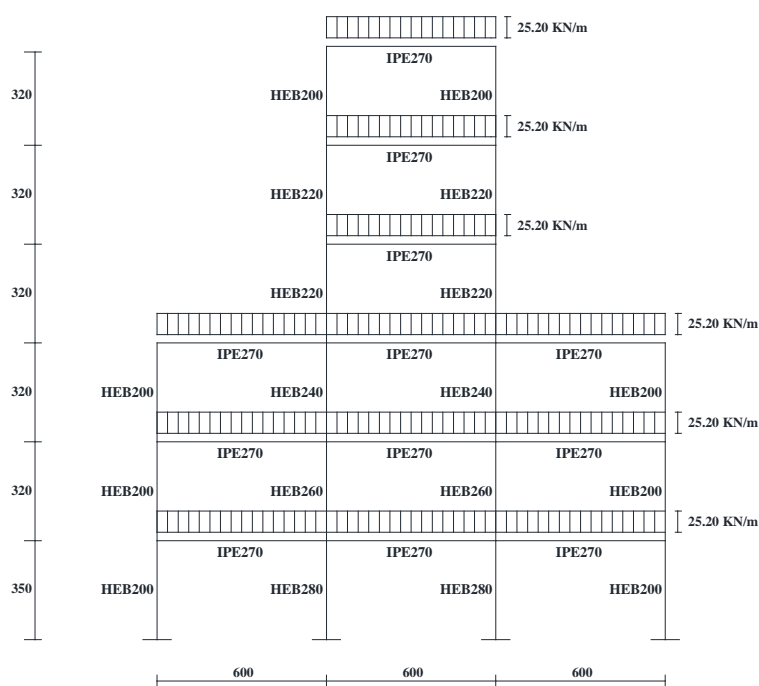


Fig. 6.4 - Schema strutturale e profili del Telaio Irregolare di Tipo 1

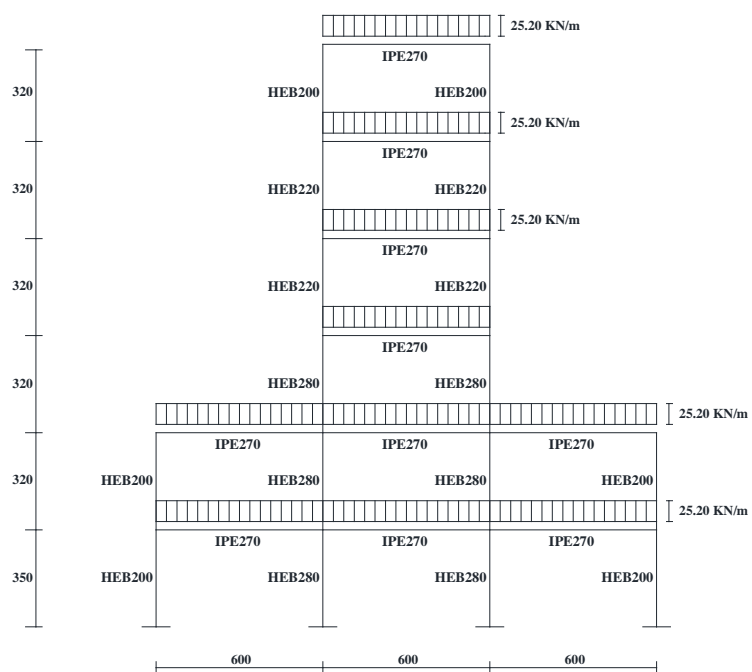


Fig. 6.5 - Schema strutturale e profili del Telaio Irregolare di Tipo 2

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

6.6 Verifica del meccanismo di collasso mediante analisi push-over

Le strutture progettate sono state, infine, sottoposte ad una serie di analisi statiche non-lineari di tipo *push-over*. Tali analisi, condotte con l'ausilio del programma di calcolo strutturale SAP2000 [6], hanno lo scopo di verificare che le strutture in esame conseguano l'obiettivo di progetto, in particolare, quello di collassare secondo un meccanismo di tipo globale.

Le membrature sono state modellate attraverso elementi "beam-column" con plasticità concentrata, nell'ipotesi di utilizzare acciaio da carpenteria S275, caratterizzato da una tensione di snervamento pari a $f_y=275$ N/mm² e un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M_0} = 1.05$. La progettazione è stata eseguita considerando le colonne del primo piano incastrate alla base e i collegamenti trave-colonna rigidi.

Per le push-over che, come raccomandato dall'Eurocodice 8, vengono eseguite sotto condizioni di carichi gravitazionali costanti e carichi orizzontali monotonamente crescenti è stata utilizzata una distribuzione di carichi orizzontali di tipo modale, quindi, proporzionale e compatibile con la distribuzione delle forze laterali determinata nell'analisi elastica.

Si sottolinea, inoltre, che le analisi statiche non-lineari sono state condotte in controllo di spostamento portando in conto sia le non-linearità geometriche che meccaniche.

Per le strutture analizzate, è stata definita la *curva di comportamento* α - δ che descrive l'evoluzione del moltiplicatore α delle forze orizzontali al variare dello spostamento δ alla sommità della struttura, dalla quale è possibile desumere il

moltiplicatore di collasso cinematicamente ammissibile corrispondente allo spostamento di progetto δ_u .

Lo spostamento di progetto che rappresenta il limite entro il quale si intende assicurare alla struttura un meccanismo di collasso di tipo globale è valutato come spostamento corrispondente ad una rotazione delle cerniere plastiche pari θ_{pu} , dove θ_{pu} è il valore ultimo della rotazione plastica delle travi o delle connessioni trave-colonna. Tale assunzione si basa sull'osservazione che il completo sviluppo della duttilità globale del telaio irregolare può essere limitato dalla duttilità locale delle travi. Nelle presenti applicazioni lo spostamento ultimo è stato definito in corrispondenza di una rotazione massima in campo plastico θ_{pu} pari a 0.04 rad ed è stato valutato come prodotto tra θ_{pu} e l'altezza dell'intero edificio H_{ns} : $\delta_u = \theta_{pu} \cdot H_{ns}$.

In Fig. 6.6 e Fig. 6.7, sono riportati rispettivamente per il telaio irregolare di tipo 1 e per il telaio irregolare di tipo 2, i confronti tra la curva di comportamento e la curva di equilibrio del meccanismo globale la quale, come previsto dal metodo, deve giacere al di sotto di quelle relative a tutti gli altri meccanismi.

I risultati delle analisi push-over mostrano che il meccanismo di dissipazione dell'energia concorda perfettamente con il meccanismo globale e che il ramo discendente della curva di push-over coincide perfettamente con la curva di equilibrio meccanismo corrispondente al meccanismo globale

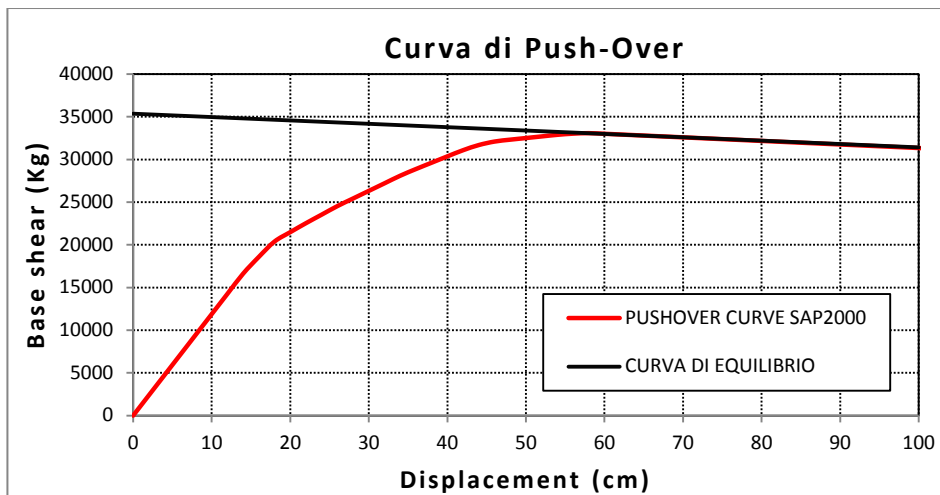


Fig. 6.6 - Confronto tra la curva di push-over e la curva di equilibrio per il Telaio Irregolare di Tipo 1

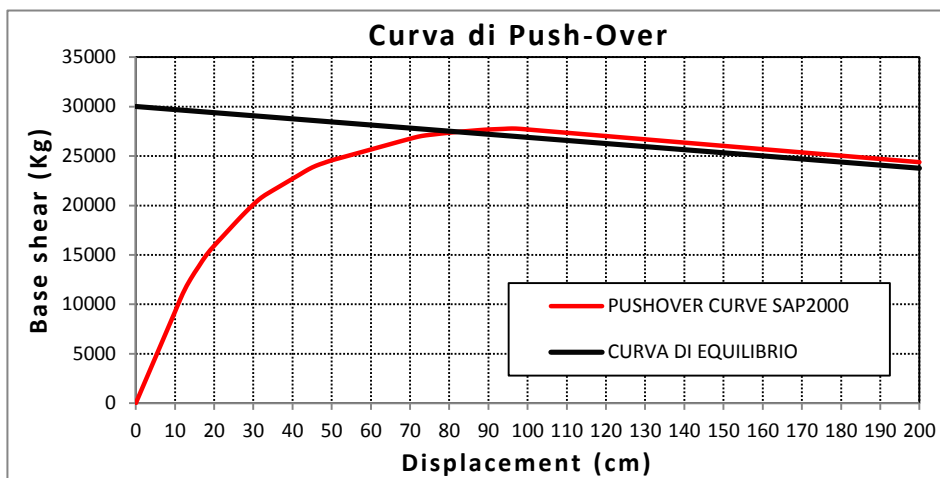


Fig. 6.7 - Confronto tra la curva di push-over e la curva di equilibrio per il Telaio Irregolare di Tipo 2

6.7 Influenza del nodo trave-colonna sulla risposta sismica

Le prestazioni sismiche dei telai sismo-resistenti caratterizzati da irregolarità di tipo “set-backs” con connessioni trave-colonna a parziale ripristino di resistenza, sono state indagate per mezzo di analisi dinamiche non lineari, effettuate con l’ausilio del programma di calcolo strutturale SeismoStruct.

Le analisi dinamiche sono state eseguite per livelli crescenti di valori di intensità sismica. Nei risultati ottenuti, si è tenuto conto della variabilità del tipo “record-to-record” eseguendo una serie di analisi dinamiche non lineari ipotizzando uno smorzamento del 3% e considerando un set di 10 registrazioni accelerometriche selezionate dal database del PEER [7]. La scelta del set di accelerogrammi non è casuale, in quanto, sono stati considerati solo gli eventi sismici il cui spettro medio avesse una forma spettrale compatibile con quella dello spettro di progetto fornito dall’Eurocodice 8 per suolo tipo A [1][8]. In Fig. 6.8 sono riportati gli spettri elastici dei terremoti analizzati, lo spettro di norma e quello medio tra tutti gli spettri considerati, tutti scalati allo stesso valore dell’accelerazione spettrale in corrispondenza di un periodo pari a 1.6 sec.. Se la risposta strutturale fosse governata solo dal primo modo di vibrare, la variabilità legata alla sola risposta sismica sarebbe nulla in quanto la struttura, per ciascun accelerogramma, sarebbe soggetta proprio all’accelerazione spettrale corrispondente al periodo di vibrazione principale. Al contrario, poiché i modi superiori al primo influenzano la risposta strutturale e poiché per valori crescenti di accelerazione spettrale la struttura è maggiormente deformata e quindi, meno rigida, il periodo di vibrazione si sposta verso valori più alti dove l’ordinata spettrale non è più comune a tutti gli spettri considerati. Questi sono i fattori

principali che governano la variabilità della risposta strutturale legata alla *record-to-record variability*.

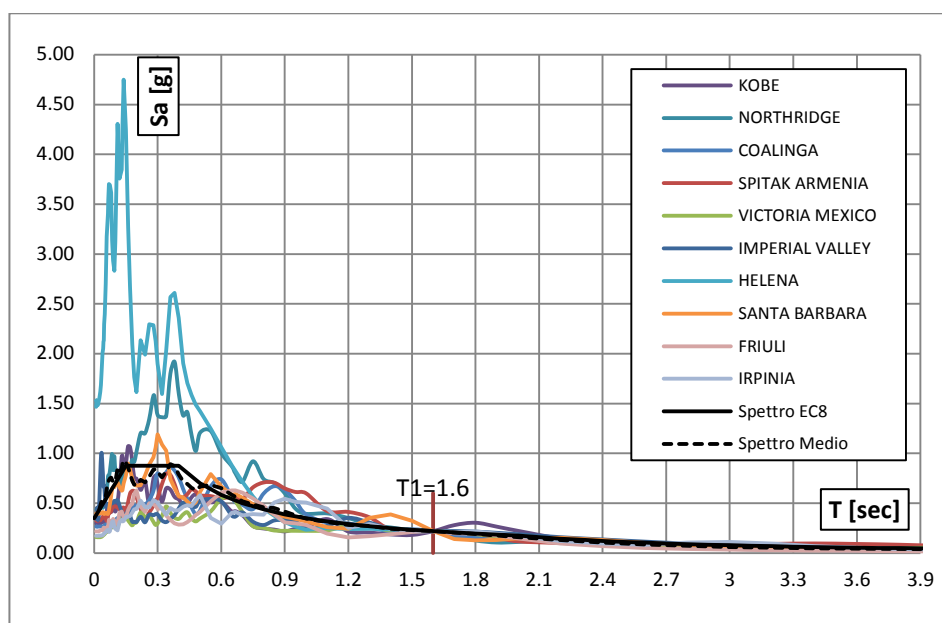


Fig. 6.8 - Spettri scalati allo stesso valore dell'accelerazione spettrale corrispondente ad un periodo fondamentale di vibrazione pari a 1.6 sec.

I dati principali degli accelerogrammi considerati (nome del terremoto, data, componente, PGA e lunghezza) sono riportati nella Tabella 6.7.

Tabella 6.7 - Dati principali dei terremoti considerati

Terremoto	Data		PGA (g)	Lunghezza (sec)
Northridge	17/01/1994	N-S	0.252	39.99
Imperial Valley	15/10/1979	N-S	0.370	28.35
Kobe	16/01/1995	N-S	0.251	40.95
Coalinga	02/05/1983	N-S	0.166	29.99

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Victoria Mexico	09/06/1980	N-S	0.150	26.91
Spitak Armenia	12/07/1988	N-S	0.199	19.89
Helena	31/10/1935	N-S	0.150	39.99
Santa Barbara	08/13/1978	N-S	0.102	12.57
Friuli	15/09/1976	N-S	0.110	26.39
Irpinia	23/11/1980	N-S	0.132	35.80

Allo scopo di eseguire un'analisi dinamica incrementale non lineare, tutti gli accelerogrammi sono stati opportunamente scalati in modo da fornire valori crescenti dell'accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale di vibrazione della struttura.

In Tabella 6.8 sono riportati i valori dei periodi fondamentali di vibrazione delli due telai irregolari considerati al variare del collegamento trave-colonna considerato.

Tabella 6.8 - Periodi fondamentali di vibrazione del Telaio Irregolare di Tipo 1 e del Telaio Irregolare di Tipo 2 per le diverse tipologie di collegamento trave-colonna

NODO	T ₁ [sec]	
	Telaio Irregolare di Tipo 1	Telaio Irregolare di Tipo 2
EEP-CYC 02	1.3	1.3
EEP-DB-CYC 03	1.3	1.3
TS-CYC 04	1.4	1.4
TS-M2-460-CYC 09	1.3	1.4

In Tabella 6.9 sono riportati i valori delle accelerazione spettrali corrispondenti ai periodi fondamentale di vibrazione dei telai irregolari con i collegamenti a parziale ripristino di resistenza considerati.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Tabella 6.9 - Accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale di vibrazione dei telai irregolari considerati

Terremoto	Sa	Sa
	(T1=1.3 sec)	(T1= 1.4 sec)
	(g)	(g)
Northridge	0.172	0.159
Imperial Valley	0.367	0.269
Kobe	0.207	0.185
Coalinga	0.171	0.157
Victoria Mexico	0.288	0.237
Spitak Armenia	0.265	0.136
Helena	0.028	0.028
Santa Barbara	0.104	0.117
Friuli	0.093	0.103
Irpinia	0.298	0.212

Le analisi sono state ripetute aumentando il valore della $S_a(T_1)/g$ fino al raggiungimento del valore ultimo sperimentale della duttilità rotazionale plastica, per le prime tre tipologie di connessioni. Per la connessione equipaggiata con i friction dampers, il valore della $S_a(T_1)/g$ per il quale sono state interrotte le analisi è quello corrispondente al raggiungimento del drift limite scelto per la struttura. Scalare le registrazioni con lo stesso valore di S_a dà la possibilità di ridurre la variabilità della risposta sismica strutturale.

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

6.8 Telaio Irregolare di Tipo 1

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti in termini di curve IDA per i quattro tipi di connessione trave-colonna con l'ausilio del programma SeismoStruct 3.0. In particolare in Fig. 6.9, Fig. 6.10, Fig. 6.11 E Fig. 6.12 sono raffigurate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per i dieci accelerogrammi considerati e la curva IDA media. In queste figure è indicata, nel caso dei collegamenti EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04, la rotazione plastica ultima del collegamento trave-colonna che è pari a 0.04 rad. per il nodo EEP-CYC 02, 0.06 rad. per il nodo EEP-DB-CYC 03 e 0.07 rad. per il nodo TS-CYC 04 (Tabella 6.10).

Tabella 6.10 - Rotazione Plastica Ultima dei collegamenti trave-colonna analizzati

NODO	ROTAZIONE PLASTICA ULTIMA
	[rad]
EEP-CYC 02	0.04
EEP-DB-CYC 03	0.06
TS-CYC 04	0.07

Le analisi IDA sono state arrestate quando almeno un elemento molla ha superato la duttilità disponibile.

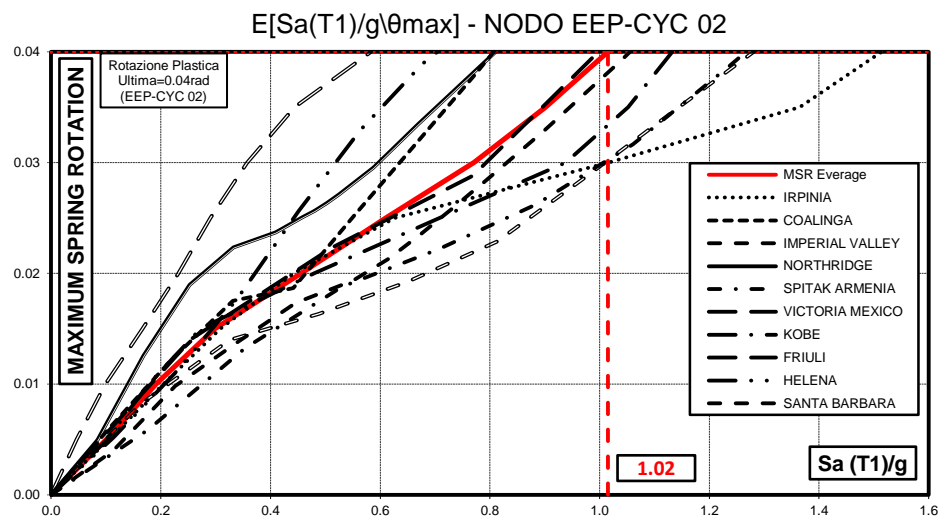


Fig. 6.9 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi EEP-CYC 02

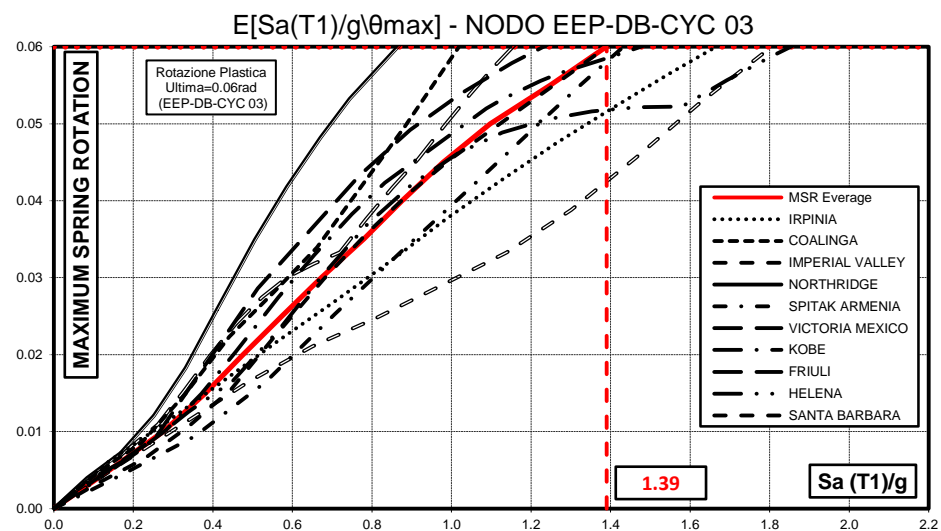


Fig. 6.10 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

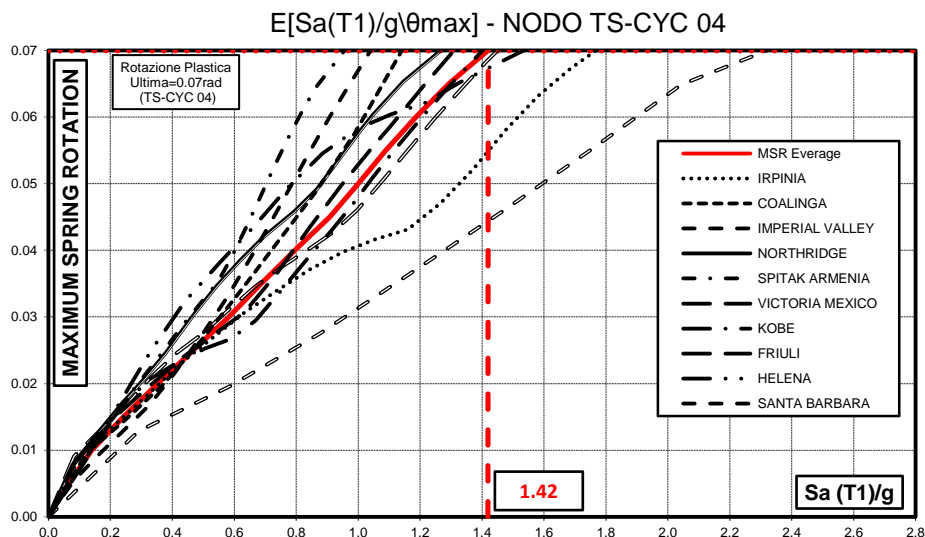


Fig. 6.11 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi TS-CYC 04

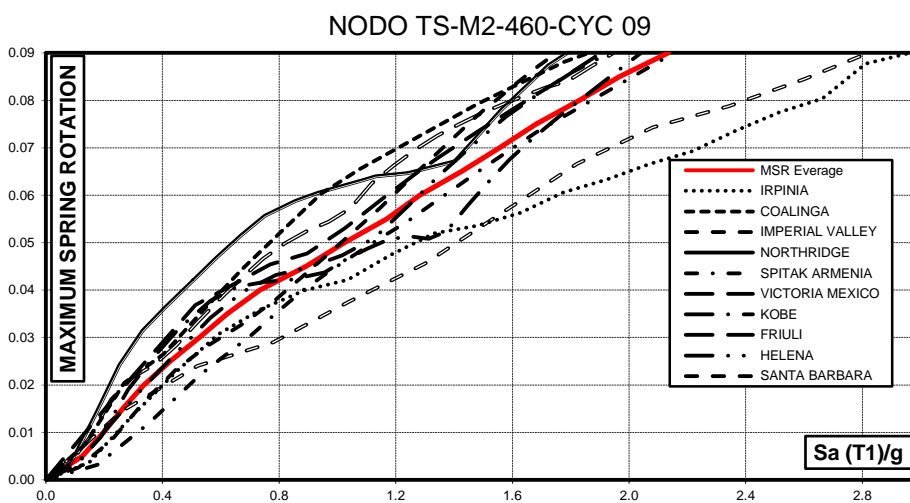


Fig. 6.12 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

In Fig. 6.13, Fig. 6.14, Fig. 6.15 E Fig. 6.16 sono raffigurate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per i dieci accelerogrammi considerati e la curva IDA media. Nella figura relativa al nodo TS-M2-460-CYC 09 è indicato il valore del drift ultimo scelto per la struttura. Per tale connessione le analisi dinamiche non lineari state interrotte in corrispondenza del raggiungimento di tale valore limite per il drift.

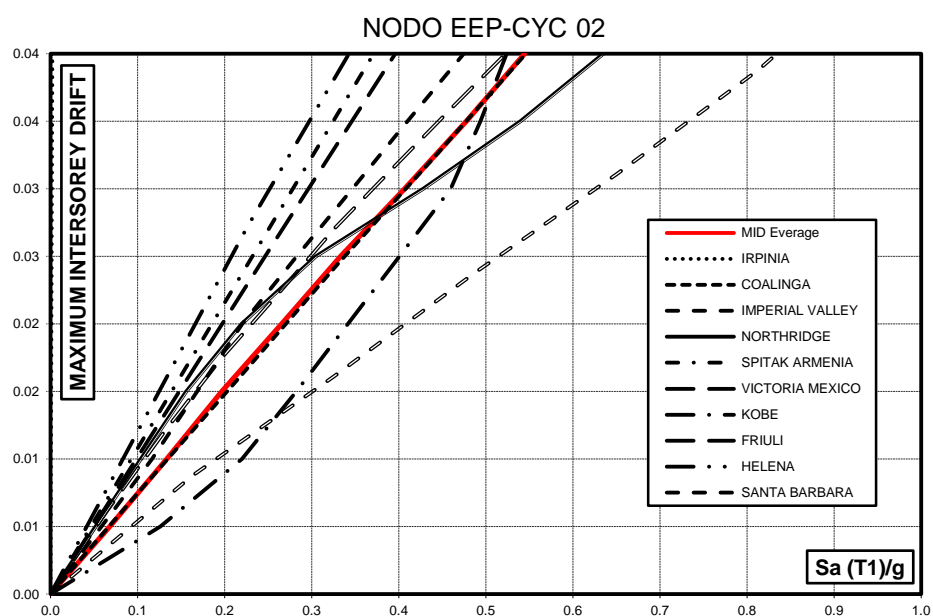


Fig. 6.13- Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi EEP-CYC 02

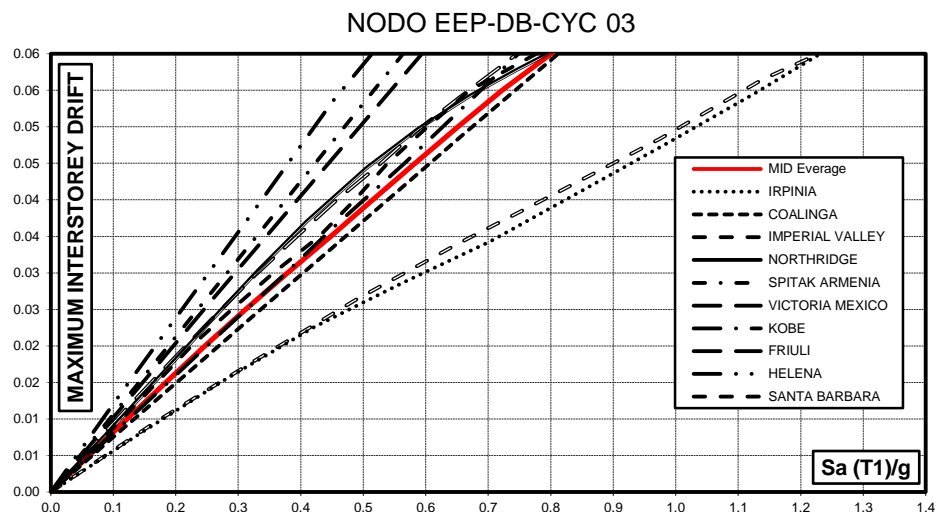


Fig. 6.14- Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi EEP-DB-CYC 03

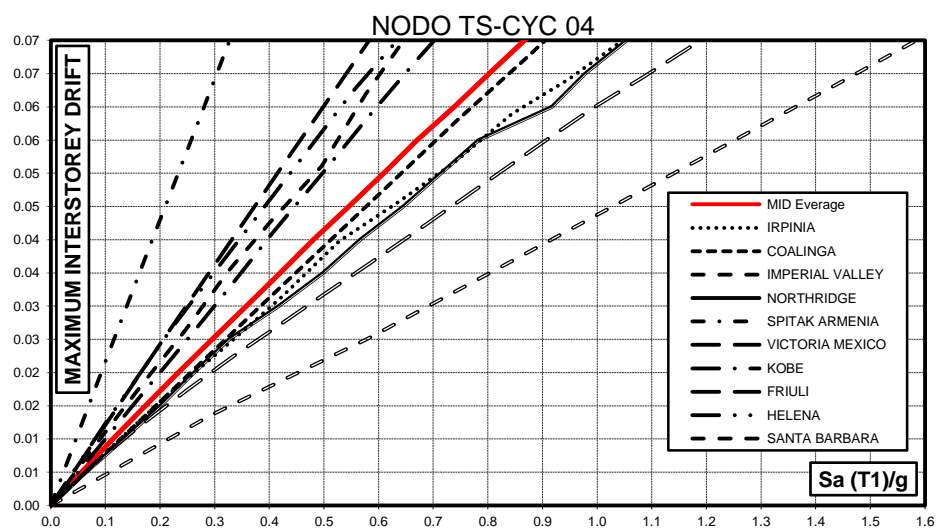


Fig. 6.15- Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

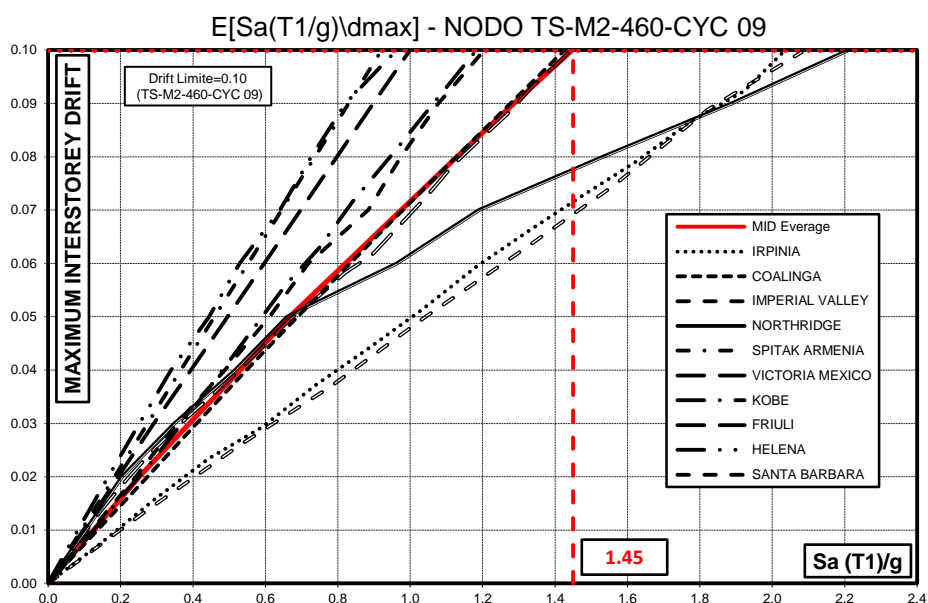


Fig. 6.16- Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi TS-M2-460-CYC 09

In Fig. 6.17, Fig. 6.18, Fig. 6.19 E Fig. 6.20 sono riportate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* (RDA), ovvero, di massimo rapporto tra lo spostamento in testa e l'altezza dell'edificio al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per ogni accelerogramma considerato e la curva IDA media. Tali curve IDA sono state interrotte in corrispondenza del valore di accelerazione spettrale per il quale si ha il collasso della struttura al variare del criterio considerato.

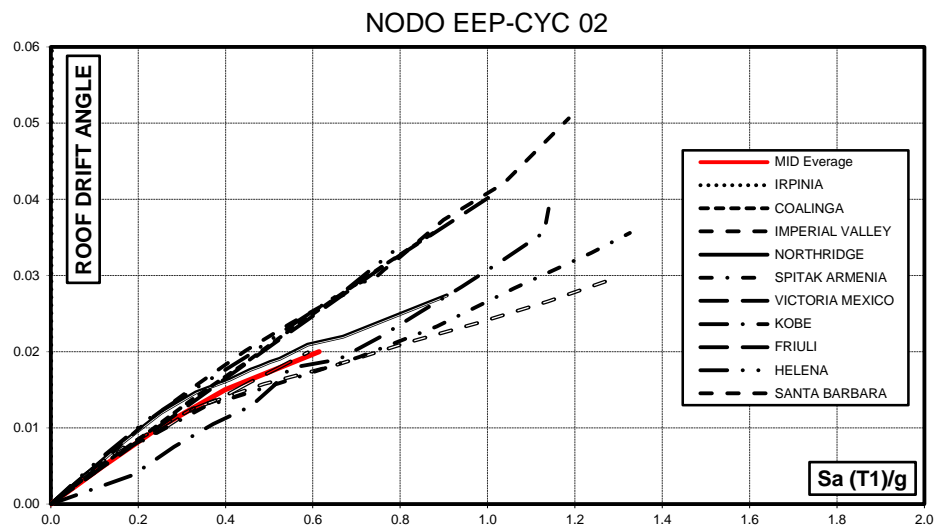


Fig. 6.17- Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi EEP-CYC 02

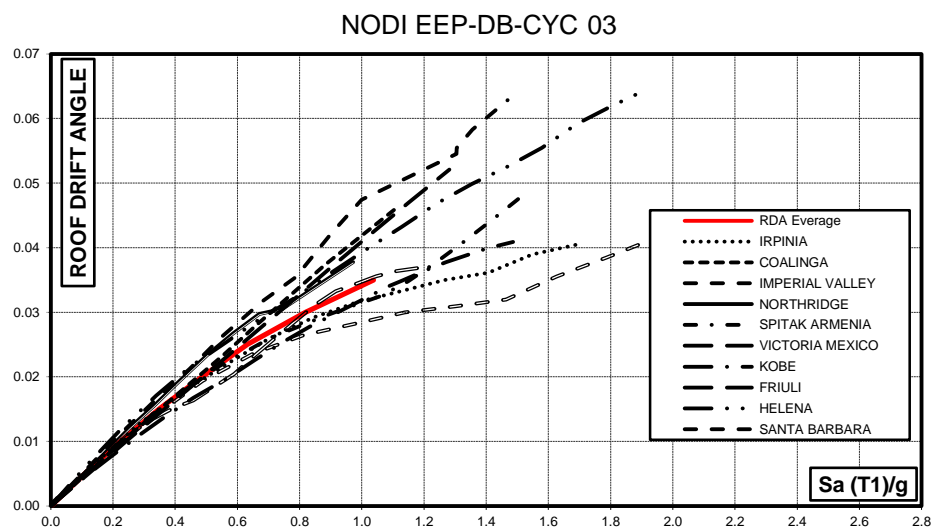


Fig. 6.18- Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

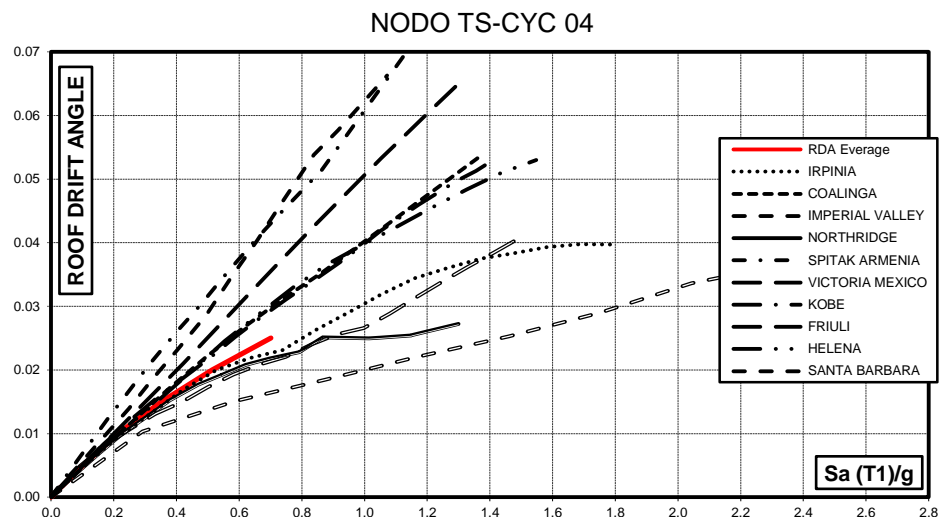


Fig. 6.19- Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi TS-CYC 04

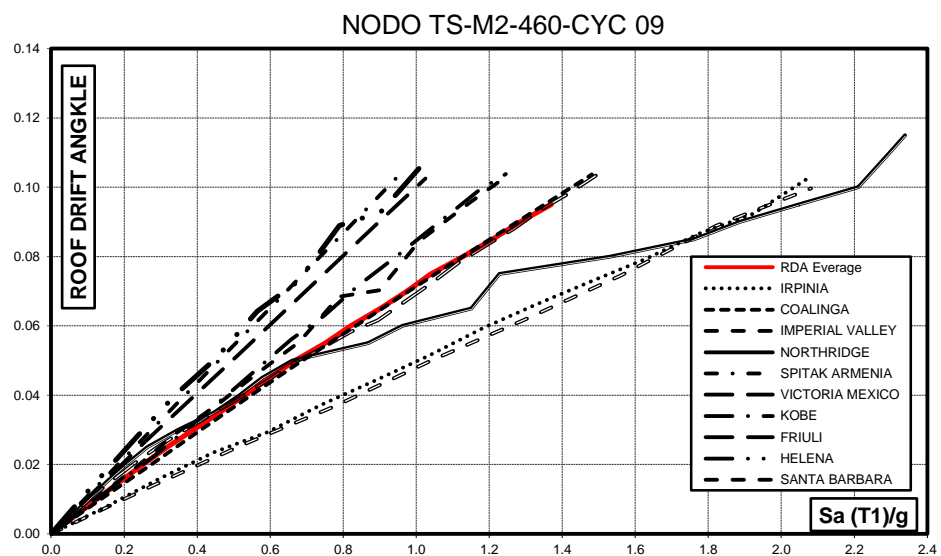


Fig. 6.20- Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 1 con nodi TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

6.9 Sintesi e commenti sui risultati ottenuti per il telaio irregolare di tipo 1

La Tabella 6.11 sintetizza le prestazioni delle strutture in termini di massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della duttilità disponibile per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e corrispondente al raggiungimento drift ultimo per le connessioni con i friction dampers, TS-M2-460-CYC 09 per le diverse registrazioni accelerometriche, nonché, i valori medi. Tali valori corrispondono, dunque, al collasso della connessione e quindi della struttura.

Tabella 6.11 - Massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della rotazione plastica ultima per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e del drift ultimo il nodo TS-M2-460-CYC 09 per il Telaio Irregolare di Tipo 1

Terremoto	EEP-CYC 02 (g)	EEP-DB-CYC 03 (g)	TS-CYC 04 (g)	TS-M2-460-CYC 09 (g)
Coalinga	0.81	1.02	1.14	1.43
Imperial Valley	1.06	1.39	1.04	1.21
Northridge	0.81	0.87	1.27	2.21
Spitak Armenia	1.27	1.43	0.96	0.92
Victoria Mexico	1.00	1.23	1.31	1.00
Kobe	1.13	1.48	1.40	1.19
Friuli	0.58	1.15	1.45	1.44
Helena	0.70	1.85	1.54	0.96
Santa Barbara	1.28	1.81	2.32	2.09
Irpinia	1.51	1.67	1.77	2.04
E[Sa(T1/g)\Collasso]	1.02	1.39	1.42	1.45

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Di seguito sono riportati i grafici in cui è rappresentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di nodo in termini di Maximum Spring Rotation, Fig. 6.21, Maximum Intersorey Drift, Fig. 6.22 e Roof Drift Angle, Fig. 6.23, che sintetizzano i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari eseguite.

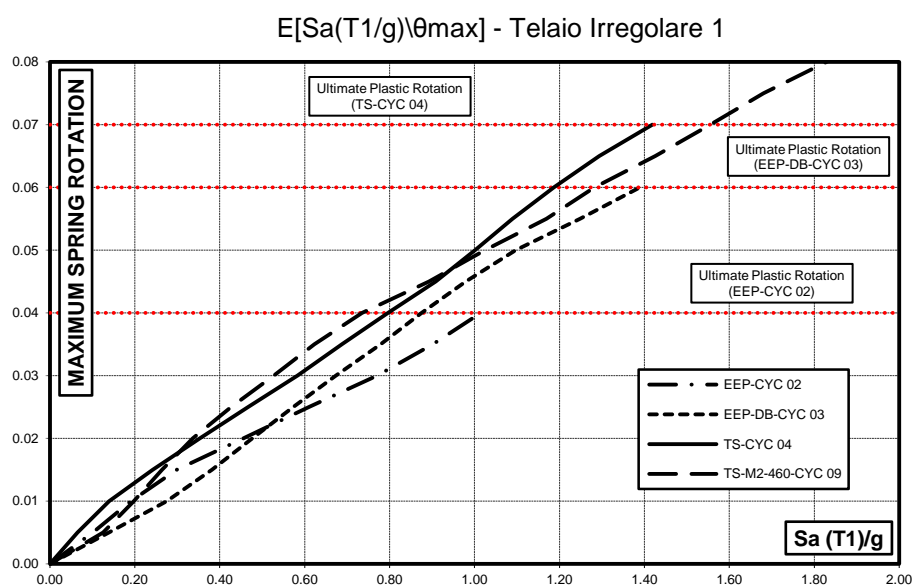


Fig. 6.21 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione della molla al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i Telai Irregolari di Tipo 1 con i collegamenti trave-colonna considerati

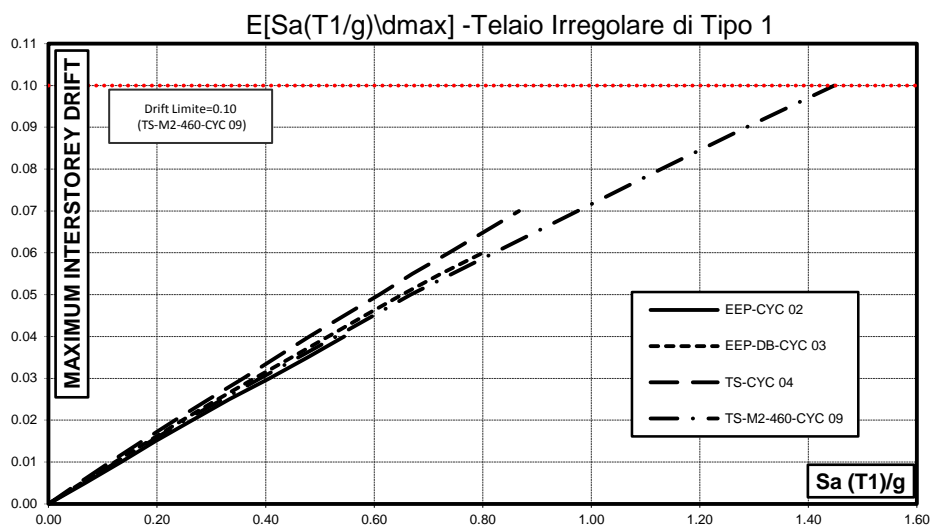


Fig. 6.22- Confronto tra le IDA medie in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i Telai Irregolari di Tipo 1 con i collegamenti trave-colonna considerati

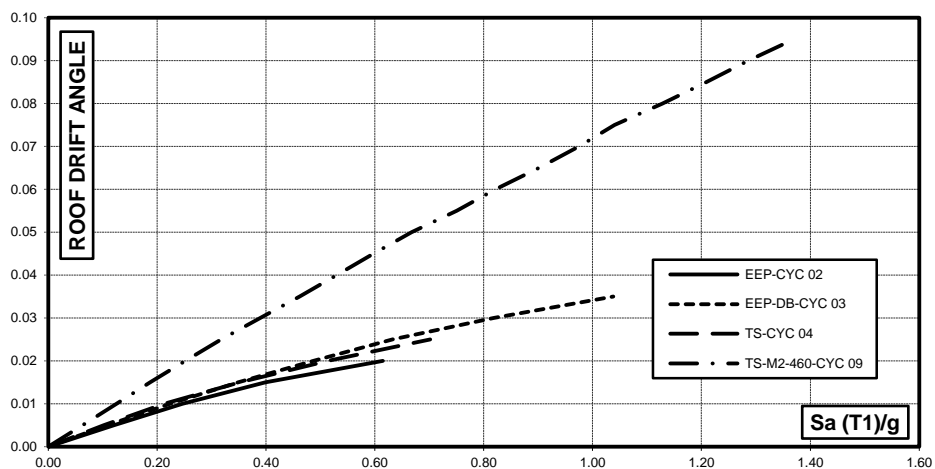


Fig. 6.23- Confronto tra le IDA medie in termini di Roof Drift Angle al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i Telai Irregolari di Tipo 1 con i collegamenti trave-colonna considerati

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Con riferimento ai primi tre nodi, i risultati delle analisi IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla, mostrano la dipendenza delle prestazioni delle strutture dal terremoto considerato ed in particolare dalla diversa rotazione ultima delle connessioni, nonché, dalla forma e dalla stabilità dei cicli d'isteresi. In generale, si può concludere che le connessioni TS-CYC 04 (double split tee connections) e EEP-DB-CYC 03 (RBS connections) conducono al miglior comportamento sismico quasi per tutti i terremoti come testimoniato dalla Fig. 6.21 in cui è presentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di collegamento. Questo risultato può essere giustificato osservando che la connessione TS-CYC 04 esibisce il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo; al contrario il collegamento EEP-DB-CYC 03 presenta una minore capacità di rotazione plastica, ma cicli d'isteresi più stabili, in quanto privi di pinching, pur mostrando un leggero degrado di resistenza dovuta al manifestarsi del fenomeno di instabilità locale in corrispondenza della zona a sezione ridotta.

I telai con i collegamenti EEP-CYC 02 presentano sempre il peggiore comportamento. Ciò è dovuto alla quantità limitata delle risorse di duttilità plastica fornite da questa connessione combinata con un comportamento ciclico caratterizzato da degrado di rigidezza nel ramo di scarico e dal pinching dei cicli d'isteresi.

Con riferimento alle risorse di duttilità rotazionale plastica fornite da questa connessione, è utile ricordare che queste sono limitate dalla particolare tipologia di collasso che essa manifesta. Infatti, durante la prova sperimentale, così come l'ampiezza dello spostamento aumenta, aumenta l'impegno plastico della piastra d'estremità in corrispondenza della zona di connessione della flangia saldata con il piatto terminale, portando alla formazione di una fessura lungo l'intera larghezza

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

della piastra terminale a partire dalla zona termicamente alterata che progressivamente si propaga lungo lo spessore fino alla frattura completa [9]. Anche se questo modo di rottura è coerente con gli obiettivi progettuali del meccanismo di collasso di tipo-1 per la piastra terminale in flessione, esso causa una riduzione della duttilità rotazionale plastica sotto carichi ciclici.

In Tabella 6.11 sono forniti anche i valori medi delle accelerazioni spettrali a cui corrisponde il collasso del collegamento trave-colonna. Tali valori medi, confermano che la migliore prestazione sismica, con riferimento ai nodi che adottano la rotazione ultima come criterio di collasso, si ottiene nel caso del telaio sismo-resistente con collegamenti del tipo TS-CYC 04. Ad ogni modo, un comportamento soddisfacente si ottiene anche nel caso della connessione EEP-DB-CYC03.

Diversamente, il nodo EEP-CYC02 fornisce sempre il risultato peggiore che testimonia la necessità di migliorare il dettaglio costruttivo di tale connessione al fine di incrementarne la duttilità rotazionale plastica.

Le Fig. 6.13, Fig. 6.14, Fig. 6.15, Fig. 6.16, in cui sono riportate le curve che rappresentano il massimo spostamento interpiano in funzione dell'accelerazione spettrale per le differenti registrazioni accelerometriche, mostrano un comportamento della struttura analogo a quello risultante dalle IDA della massima rotazione della molla. Ciò è dovuto, probabilmente, al criterio adottato per la progettazione del telaio sismo-resistente analizzato che, come più volte sottolineato, è finalizzato ad assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale. Questo tipo di meccanismo di collasso porta ad un danneggiamento della struttura distribuito uniformemente tra i diversi piani.

Ad ogni modo, anche se i risultati dipendono dal terremoto considerato, si riconosce che le curve IDA corrispondenti al nodo EEP-CYC02 sono generalmente posizionate, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sotto delle altre curve. Ciò è dovuto, ancora una volta, al fenomeno di degrado della capacità del nodo di dissipare l'energia sismica in ingresso causata dal pinching dei cicli d'isteresi. Diversamente, le curve IDA che corrispondono al nodo TS-CYC 04 sono generalmente, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sopra delle altre curve. Ciò è da imputare al fatto che tale nodo esibisce il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo.

In Fig. 6.17, Fig. 6.18, Fig. 6.19, Fig. 6.20 è rappresentato il *Roof Drift Angle* (rapporto tra lo spostamento in testa e l'altezza dell'edificio) rispetto all'accelerazione spettrale per i terremoti considerati. I comportamenti delle tre strutture sono simili, le differenze sono dovute ancora alla diversa rotazione ultima plastica delle connessioni rispettivamente.

Con riferimento alla connessione trave-colonna equipaggiata con i dissipatori ad attrito, i risultati delle analisi IDA mostrano che le prestazioni sismiche delle strutture sono sempre migliori se confrontate a quelle relative alle altre tipologie di connessione.

Questo risultato risulta giustificato considerando che le prestazioni ultime sono in questo caso governate dal **drift limite** (Stato Limite Near Collapse)[8], in quanto la "duttilità" dei collegamenti può essere progettata, per accomodare le rotazioni "plastiche" richieste all'atto del raggiungimento del drift limite, calibrando la corrispondente corsa dei dissipatori ad attrito.

Bisogna sottolineare inoltre, che per valori dell'accelerazione spettrale superiori a quelli relativi al raggiungimento del drift limite non si ha il collasso della struttura grazie all'attivazione di nuovi meccanismi resistenti nei friction dampers. Infatti in tale caso, raggiunta la corsa massima ammissibile del dispositivo, restano i bulloni che lavorano a taglio.

6.10 Telaio Irregolare di Tipo 2

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti in termini di curve IDA per i quattro tipi di connessione trave-colonna con l'ausilio del programma SeismoStruct 3.0. In particolare in Fig. 6.24, Fig. 6.25, Fig. 6.26 E Fig. 6.27 sono raffigurate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla (MSR) al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per i dieci accelerogrammi considerati e la curva IDA media. In queste figure è indicata, nel caso dei collegamenti EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04, la rotazione plastica ultima del collegamento trave-colonna che è pari a 0.04 rad. per il nodo EEP-CYC 02, 0.06 rad. per il nodo EEP-DB-CYC 03 e 0.07 rad. per il nodo TS-CYC 04 (Tabella 6.12).

Tabella 6.12 - Rotazione Plastica Ultima dei collegamenti trave-colonna analizzati

NODO	ROTAZIONE PLASTICA ULTIMA
	[rad]
EEP-CYC 02	0.04
EEP-DB-CYC 03	0.06
TS-CYC 04	0.07

Le analisi IDA sono state arrestate quando almeno un elemento molla ha superato la duttilità disponibile.

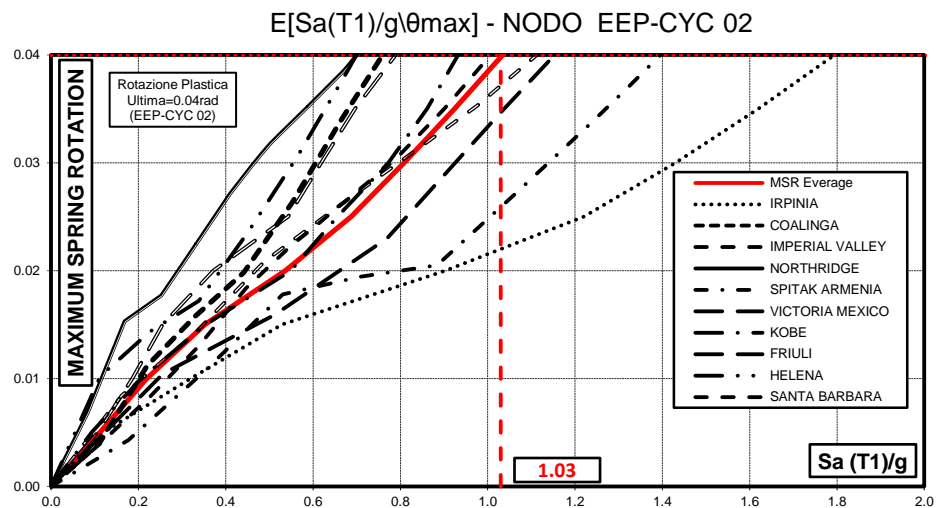


Fig. 6.24 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi EEP-CYC 02

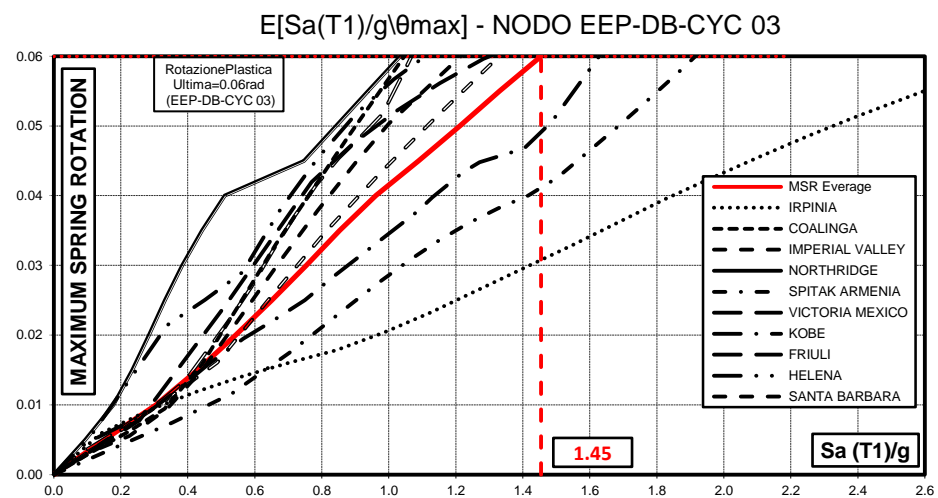


Fig. 6.25 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

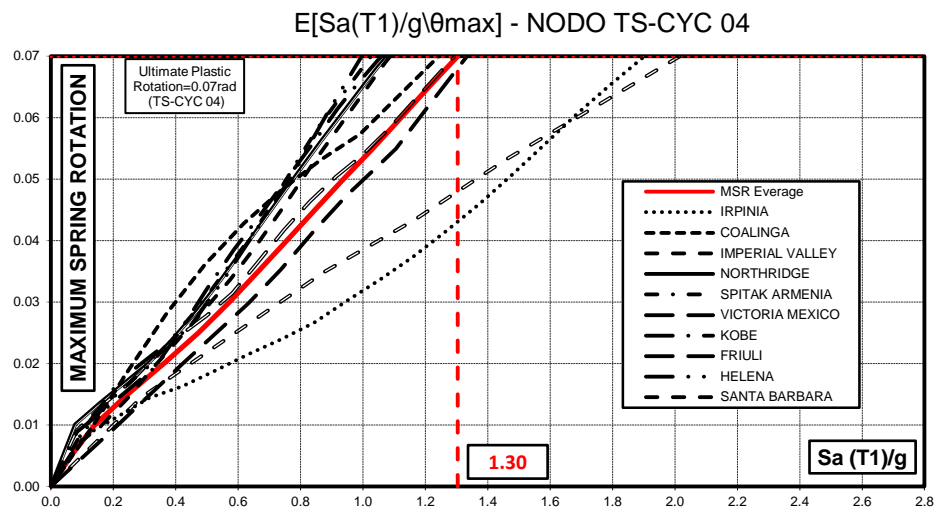


Fig. 6.26 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi TS-CYC 04

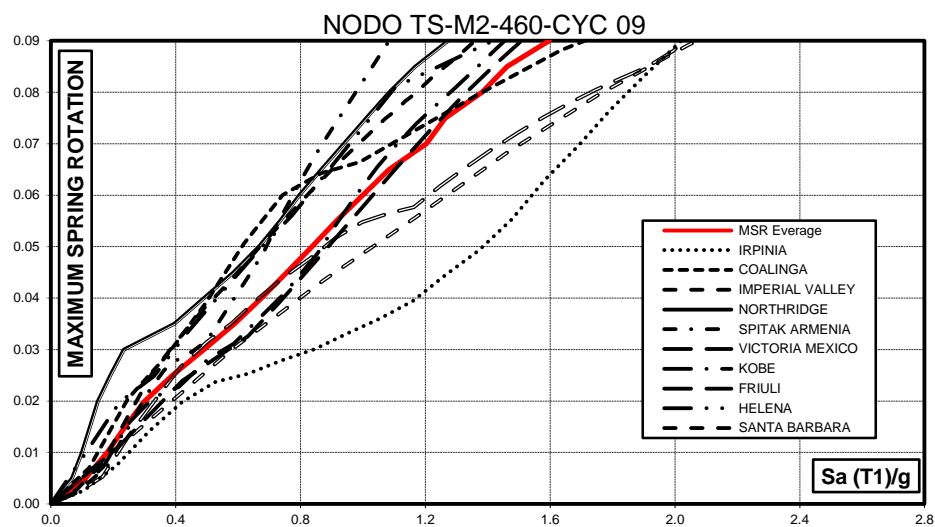


Fig. 6.27 - Curve IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

In Fig. 6.28, Fig. 6.29, Fig. 6.30 e Fig. 6.31 sono raffigurate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano (MID) al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per i dieci accelerogrammi considerati e la curva IDA media. Nella figura relativa al nodo TS-M2-460-CYC 09 è indicato il valore del drift ultimo scelto per la struttura. Per tale connessione le analisi dinamiche non lineari state interrotte in corrispondenza del raggiungimento di tale valore limite per il drift.

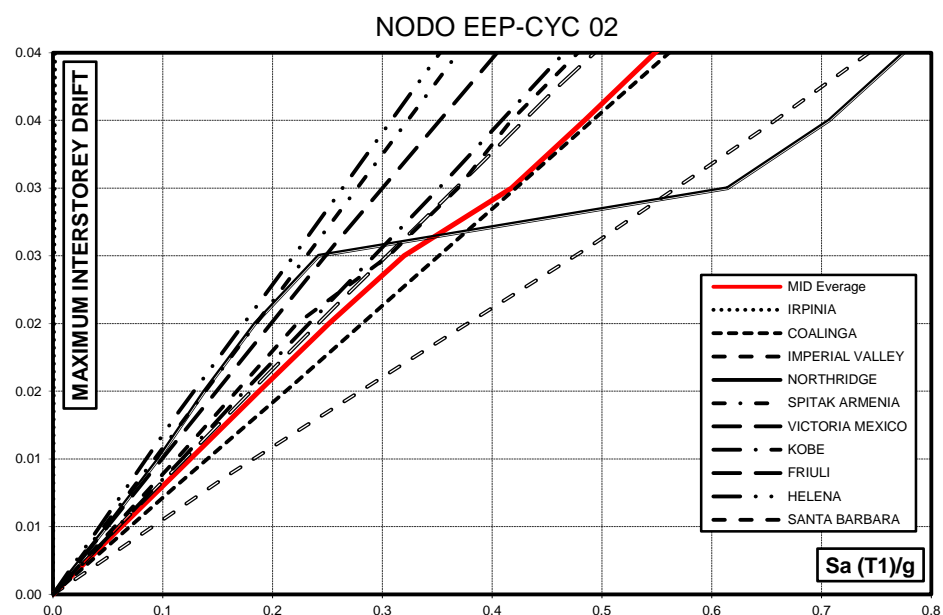


Fig. 6.28 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi EEP-CYC 02

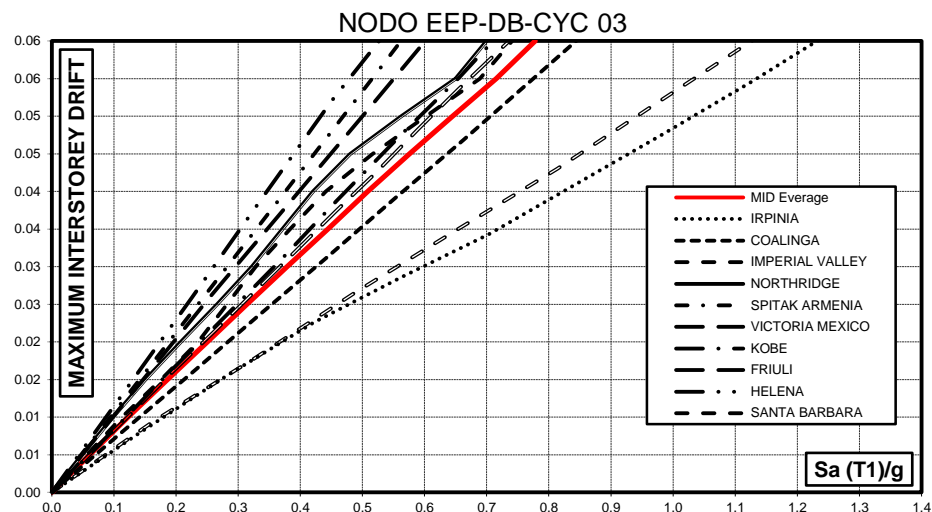


Fig. 6.29 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi EEP-DB-CYC 03

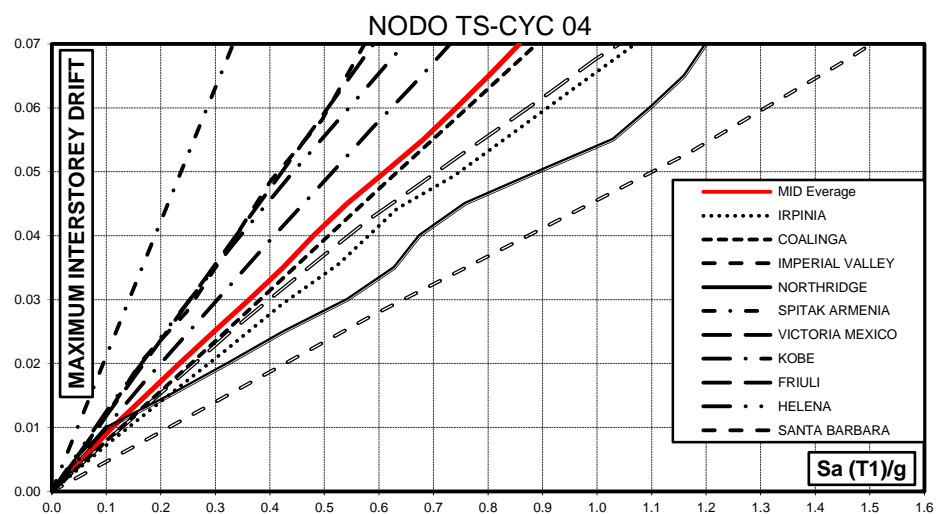


Fig. 6.30 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi TS-CYC 04

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

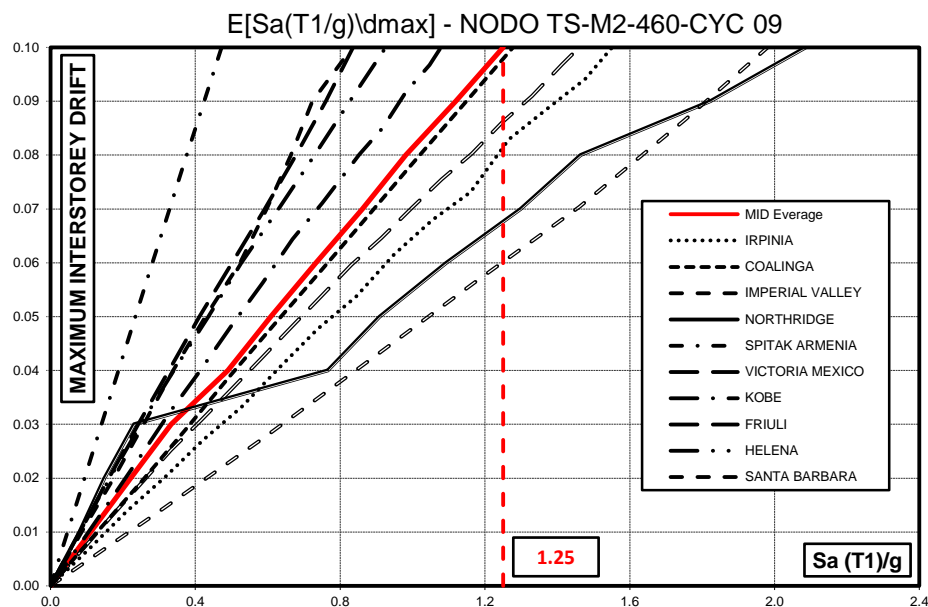


Fig. 6.31 - Curve IDA in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi TS-M2-460-CYC 09

In Fig. 6.32, Fig. 6.33, Fig. 6.34 e Fig. 6.35 sono riportate, per ogni nodo, le curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* (RDA), ovvero, di massimo rapporto tra lo spostamento in testa e l'altezza dell'edificio al variare dell'accelerazione spettrale ottenute per ogni accelerogramma considerato e la curva IDA media. Tali curve IDA sono state interrotte in corrispondenza del valore di accelerazione spettrale per il quale si ha il collasso della struttura al variare del criterio considerato.

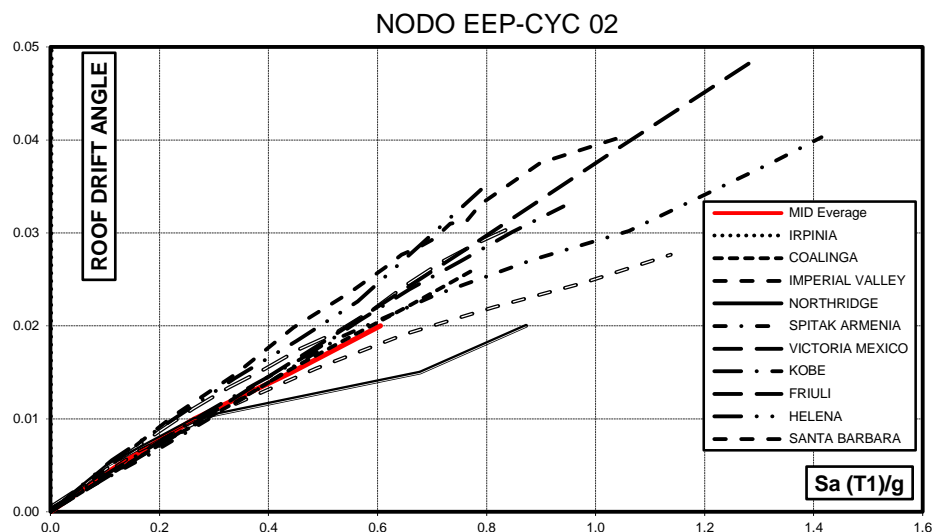


Fig. 6.32 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi EEP-CYC 02

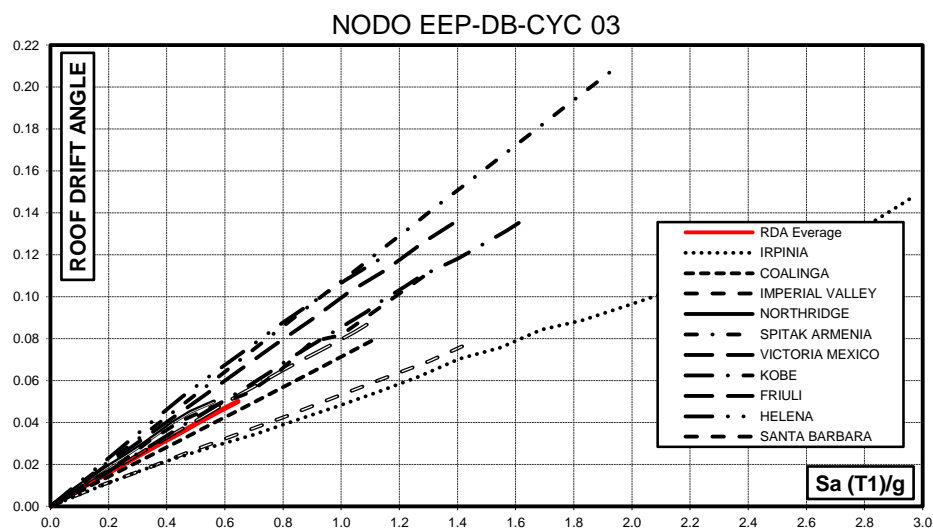


Fig. 6.33 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

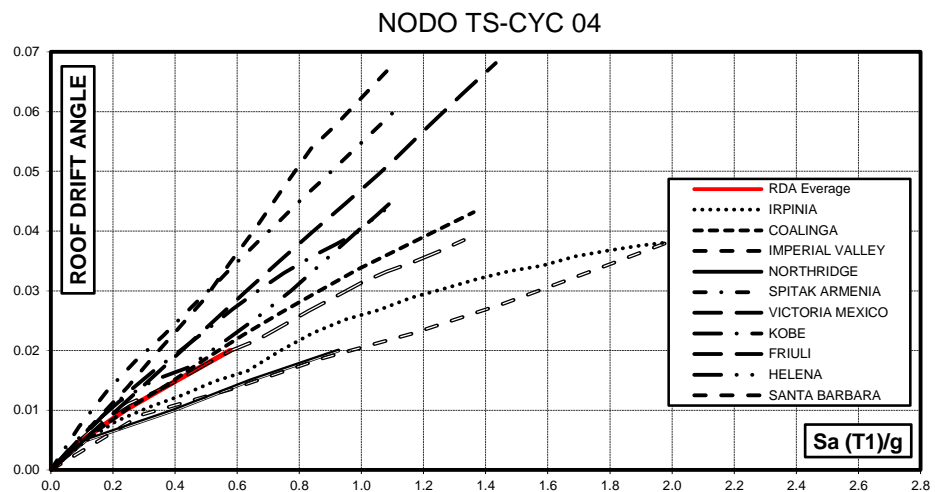


Fig. 6.34 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi TS-CYC 04

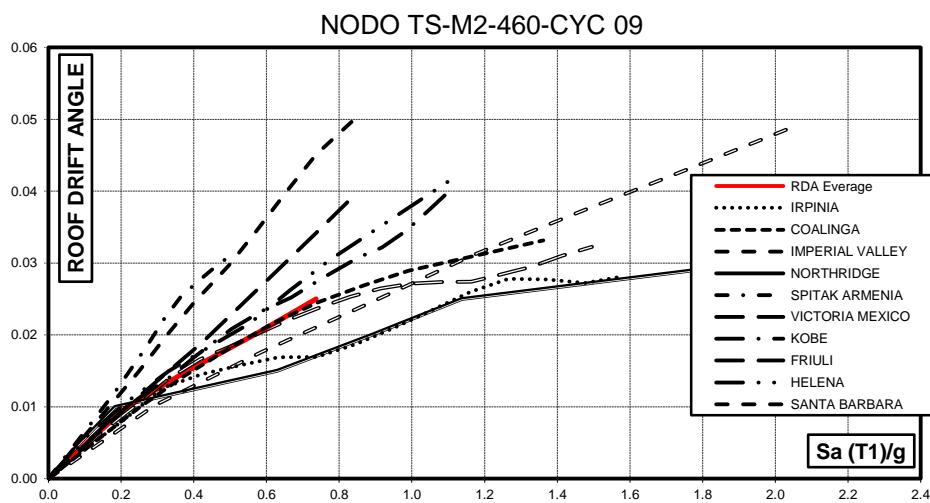


Fig. 6.35 - Curve IDA in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale per il Telaio Irregolare di Tipo 2 con nodi TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

6.11 Sintesi e commenti sui risultati ottenuti per il telaio irregolare di tipo 2

La Tabella 6.13 sintetizza le prestazioni delle strutture in termini di massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della duttilità disponibile per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e corrispondente al raggiungimento drift ultimo per le connessioni con i friction dampers, TS-M2-460-CYC 09 per le diverse registrazioni accelerometriche, nonché, i valori medi. Tali valori corrispondono, dunque, al collasso della connessione e quindi della struttura.

Tabella 6.13 - Massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della rotazione plastica ultima per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e del drift ultimo il nodo TS-M2-460-CYC 09 e per il Telaio Irregolare di Tipo 2

Terremoto	EEP-CYC 02 (g)	EEP-DB-CYC 03 (g)	TS-CYC 04 (g)	TS-M2-460-CYC 09 (g)
Coalinga	0.76	1.05	1.24	1.28
Imperial Valley	1.01	1.21	1.09	0.83
Northridge	0.70	1.03	1.08	2.09
Spitak Armenia	1.40	1.92	1.03	0.47
Victoria Mexico	1.15	1.30	1.33	0.84
Kobe	0.93	1.63	1.06	1.08
Friuli	0.79	1.07	1.29	1.46
Helena	0.70	1.11	1.00	0.93
Santa Barbara	1.11	1.33	2.02	1.98
Irpinia	1.79	2.90	1.90	1.55
E[Sa(T1/g)\Collasso]	1.03	1.45	1.30	1.25

Di seguito sono riportati i grafici in cui è rappresentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di nodo in termini di Maximum Spring

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Rotation, Fig. 6.36, Maximum Intersorey Drift, Fig. 6.37 e Roof Drift Angle, Fig. 6.38, che sintetizzano i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari eseguite.

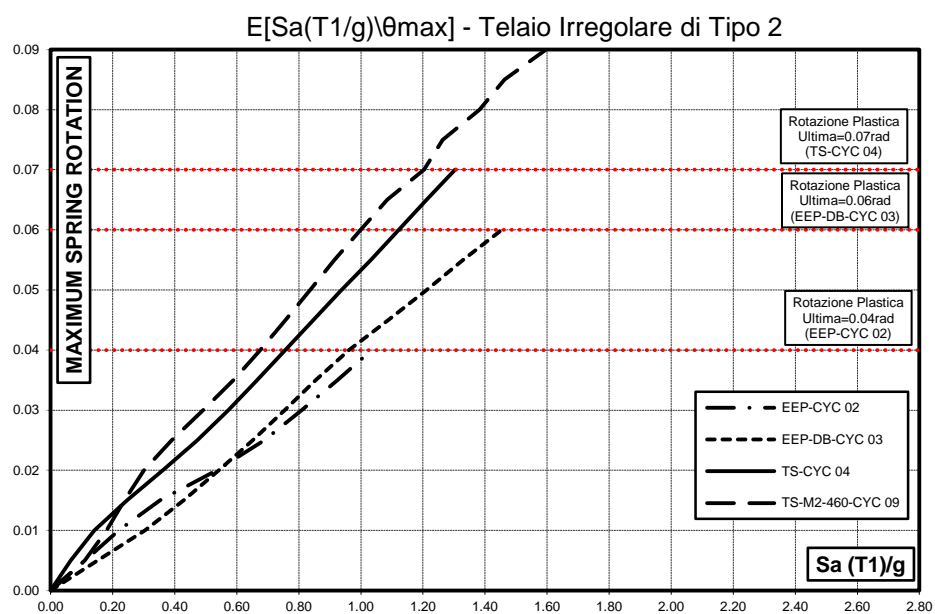


Fig. 6.36 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione della molla al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai irregolari di tipo 2 con i collegamenti trave-colonna considerati

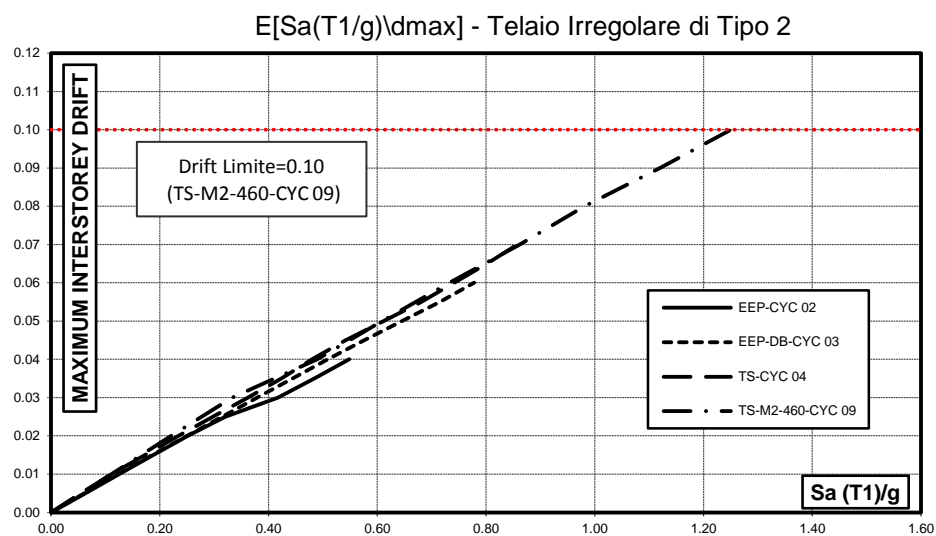


Fig. 6.37- Confronto tra le IDA medie in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai irregolari di tipo 2 con i collegamenti trave-colonna considerati

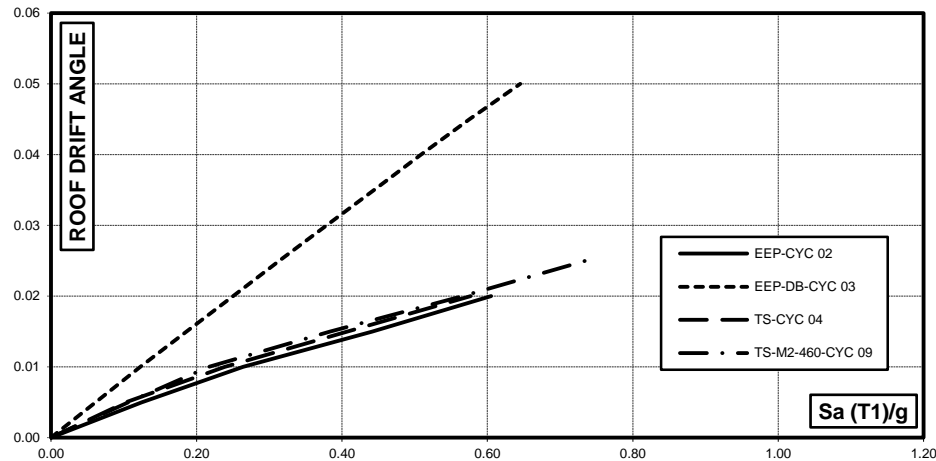


Fig. 6.38- Confronto tra le IDA medie in termini di *Roof Drift Angle* al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i Telai Irregolari di Tipo 2 con i collegamenti trave-colonna considerati

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

Con riferimento ai primi tre nodi, i risultati delle analisi IDA in termini di massima rotazione dell'elemento molla, mostrano la dipendenza delle prestazioni delle strutture dal terremoto considerato ed in particolare dalla diversa rotazione ultima delle connessioni, nonché, dalla forma e dalla stabilità dei cicli d'isteresi. In generale, si può concludere che le connessioni EEP-DB-CYC 03 (RBS connections) conducono al miglior comportamento sismico quasi per tutti i terremoti come testimoniato dalla Fig. 6.36 in cui è presentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di collegamento. Un buon comportamento è esibito anche dal nodo TS-CYC 04 (double split tee connections) che possiede il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica ma presenta un degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo. Diversamente, il collegamento EEP-DB-CYC 03 pur presentando una minore capacità di rotazione plastica rispetto al nodo TS-CYC 04, esibisce cicli d'isteresi più stabili, in quanto privi di pinching, pur mostrando un leggero degrado di resistenza dovuta al manifestarsi del fenomeno di instabilità locale in corrispondenza della zona a sezione ridotta. La particolare forma dei cicli d'isteresi di tale connessione è in grado di compensarne la minore duttilità.

I telai con i collegamenti EEP-CYC 02 presentano sempre il peggiore comportamento. Ciò è dovuto alla quantità limitata delle risorse di duttilità plastica fornite da questa connessione combinata con un comportamento ciclico caratterizzato da degrado di rigidità nel ramo di scarico e dal pinching dei cicli d'isteresi.

Con riferimento alle risorse di duttilità rotazionale plastica fornite da questa connessione, è utile ricordare che queste sono limitate dalla particolare tipologia di collasso che essa manifesta. Infatti, durante la prova sperimentale, così come l'ampiezza dello spostamento aumenta, aumenta l'impegno plastico della piastra

d'estremità in corrispondenza della zona di connessione della flangia saldata con il piatto terminale, portando alla formazione di una fessura lungo l'intera larghezza della piastra terminale a partire dalla zona termicamente alterata che progressivamente si propaga lungo lo spessore fino alla frattura completa [9]. Anche se questo modo di rottura è coerente con gli obiettivi progettuali del meccanismo di collasso di tipo-1 per la piastra terminale in flessione, esso causa una riduzione della duttilità rotazionale plastica sotto carichi ciclici.

In Tabella 6.13 sono forniti anche i valori medi delle accelerazioni spettrali a cui corrisponde il collasso del collegamento trave-colonna. Tali valori medi, confermano che la migliore prestazione sismica, con riferimento ai nodi che adottano la rotazione ultima come criterio di collasso, si ottiene nel caso del telaio sismo-resistente con collegamenti del tipo EEP-DB-CYC 03. Ad ogni modo, un comportamento soddisfacente si ottiene anche nel caso della connessione TS-CYC 04.

Diversamente, il nodo EEP-CYC 02 fornisce sempre il risultato peggiore che testimonia la necessità di migliorare il dettaglio costruttivo di tale connessione al fine di incrementarne la duttilità rotazionale plastica.

Le Fig. 6.28, Fig. 6.29, Fig. 6.30, Fig. 6.31, in cui sono riportate le curve che rappresentano il massimo spostamento interpiano in funzione dell'accelerazione spettrale per le differenti registrazioni accelerometriche, mostrano un comportamento della struttura analogo a quello risultante dalle IDA della massima rotazione della molla. Ciò è dovuto, probabilmente, al criterio adottato per la progettazione del telaio sismo-resistente analizzato che, come più volte sottolineato, è finalizzato ad assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale. Questo tipo di meccanismo di collasso porta ad un danneggiamento della struttura distribuito uniformemente tra i diversi piani.

Ad ogni modo, anche se i risultati dipendono dal terremoto considerato, si riconosce che le curve IDA corrispondenti al nodo EEP-CYC02 sono generalmente posizionate, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sotto delle altre curve. Ciò è dovuto, ancora una volta, al fenomeno di degrado della capacità del nodo di dissipare l'energia sismica in ingresso causata dal pinching dei cicli d'isteresi. Diversamente, le curve IDA che corrispondono al nodo TS-CYC 04 sono generalmente, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sopra delle altre curve. Ciò è da imputare al fatto che tale nodo esibisce il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo.

In Fig. 6.32, Fig. 6.33, Fig. 6.34, Fig. 6.35 è rappresentato il *Roof Drift Angle* (rapporto tra lo spostamento in testa e l'altezza dell'edificio) rispetto all'accelerazione spettrale per i terremoti considerati. I comportamenti delle tre strutture sono simili, le differenze sono dovute ancora alla diversa rotazione ultima plastica delle connessioni rispettivamente.

Con riferimento alla connessione trave-colonna equipaggiata con i dissipatori ad attrito, i risultati delle analisi IDA mostrano che le prestazioni sismiche delle strutture sono sempre migliori se confrontate a quelle relative alle altre tipologie di connessione.

Questo risultato risulta giustificato considerando che le prestazioni ultime sono in questo caso governate dal **drift limite** (Stato Limite Near Collapse)[8], in quanto la "duttilità" dei collegamenti può essere progettata, per accomodare le rotazioni "plastiche" richieste all'atto del raggiungimento del drift limite, calibrando la corrispondente corsa dei dissipatori ad attrito.

Bisogna sottolineare inoltre, che per valori dell'accelerazione spettrale superiori a quelli relativi al raggiungimento del drift limite non si ha il collasso della struttura grazie all'attivazione di nuovi meccanismi resistenti nei friction dampers. Infatti in tale caso, raggiunta la corsa massima ammissibile del dispositivo, restano i bulloni che lavorano a taglio.

6.12 Bibliografia

- [1] CEN [2005a] EN 1993-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, European Committee for Standardization.
- [2] Mazzolani, F. M. and Piluso, V. [1996] "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames" (E & FN Spon).
- [3] Mazzolani, F. M. and Piluso, V. [1997] "Plastic design of seismic resistant steel frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 26, 167-191.
- [4] Faella, C., Montuori, R., Piluso, V., and Rizzano, G. [1998] "Failure mode control: economy of semi-rigid frames", Proc. of the XI European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- [5] SeismoSoft [2007] SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (online), available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [6] CSI 2007. SAP 2000: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference. Computer and Structure Inc. University of California, Berkeley.
- [7] PEER strong motion database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, <<http://peer.berkeley.edu/smcat>> 2006.
- [8] FEMA-350, [2000], Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [9] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. and Rizzano G. [2011] "Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification", *Journal of Earthquake Engineering* 15, 215-244.

CAPITOLO 7 CONCLUSIONI

7.1 Premessa

Il lavoro presentato si è proposto di indagare sull'influenza della tipologia di nodo trave-colonna sulla risposta sismica di telai sismo-resistenti in acciaio regolari o in presenza di irregolarità di tipo "set-backs" a partire dalla conoscenza del loro comportamento rotazionale ciclico, al fine di sviluppare metodologie più accurate per la valutazione della prestazione sismica di strutture con collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

Le tipologie di connessione considerate sono quattro nodi a parziale ripristino di resistenza caratterizzati da dettagli costruttivi differenti e progettati in modo da avere la stessa resistenza flessionale di progetto.

Il comportamento ciclico di ogni nodo è stato modellato mediante l'elemento molla disponibile all'interno del programma di calcolo IDARC 2D e del SeismoStruct, attraverso diversi modelli isteretici, disponibili nella libreria dei programmi, a seconda della forma dei cicli di isteresi, i cui parametri sono stati tarati sulla base di prove sperimentali disponibili ottenendo un buon accordo tra comportamento sperimentale e modellato.

L'influenza del dettaglio costruttivo dei nodi viene indagato con riferimento a tre telai piani sismo-resistenti in acciaio raffigurati in Fig. 7.1, Fig. 7.2 e Fig. 7.3, i cui elementi sono stati selezionati adottando una rigorosa metodologia di

progettazione basata sui teoremi limite del collasso plastico in grado di assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale.

Le prestazioni sismiche dei telai sismo-resistenti esaminati caratterizzati dalle connessioni trave-colonna a parziale ripristino di resistenza, sono state indagate per mezzo di analisi dinamiche non lineari, effettuate con l'ausilio del programma di calcolo strutturale SeismoStruct, per livelli crescenti di valori di intensità sismica considerando un set di 10 registrazioni accelerometriche spettrocompatibili selezionate dal database del PEER.

Le analisi sono state ripetute aumentando il valore della $S_a(T_1)/g$ fino al raggiungimento del valore ultimo sperimentale della duttilità rotazionale plastica, per le prime tre tipologie di connessioni e del drift limite scelto per la struttura nel caso della connessione equipaggiata con i friction dampers Tabella 7.1.

Tabella 7.1 - Valore della duttilità rotazionale plastica dei nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03, TS-CYC 04 e del drift ultimo per il nodo TS-M2-460-CYC 09

ROTAZIONE PLASTICA ULTIMA	
[rad]	
EEP-CYC 02	0.04
EEP-DB-CYC 03	0.06
TS-CYC 04	0.07
DRIFT ULTIMO	
TS-M2-460-CYC 09	0.10

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

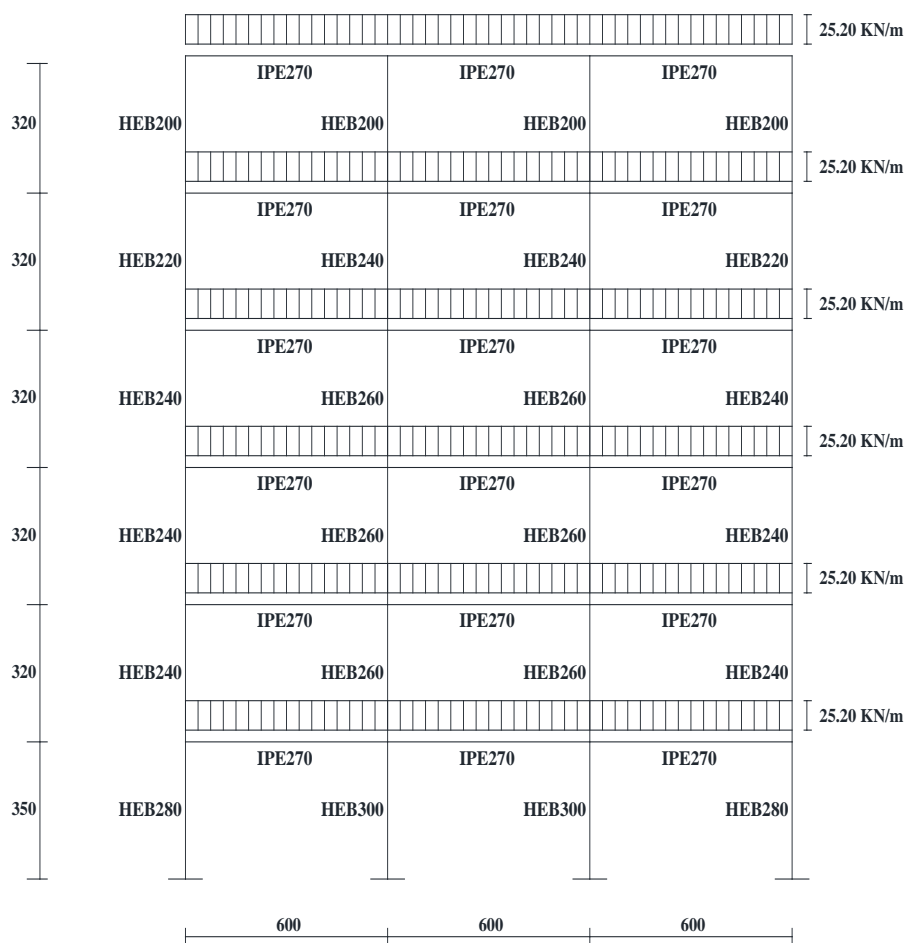


Fig. 7.1 - Schema strutturale e profili del Telaio Regolare

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

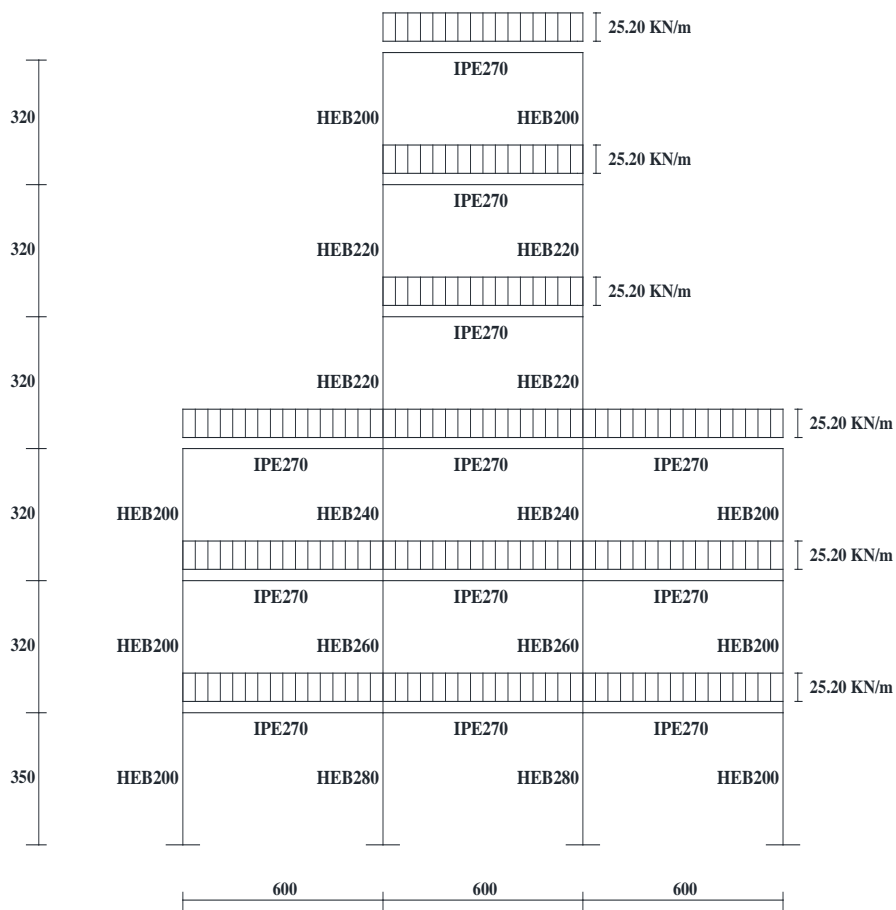


Fig. 7.2 - Schema strutturale e profili del Telaio Irregolare di Tipo 1

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

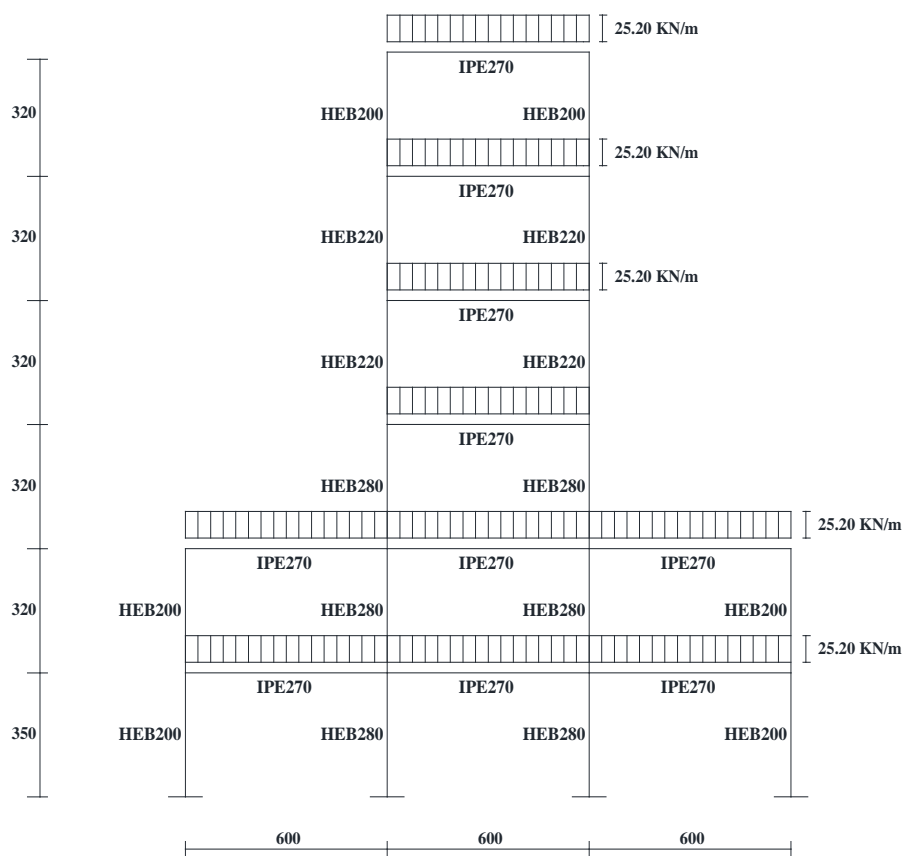


Fig. 7.3 - Schema strutturale e profili del Telaio Irregolare di Tipo 2

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

7.2 Influenza della tipologia di collegamento trave-colonna

La Tabella 7.2 sintetizza le prestazioni delle strutture in termini di massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento della duttilità disponibile per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e corrispondente al raggiungimento drift ultimo per le connessioni con i friction dampers, TS-M2-460-CYC 09 per i tre telai sismo-resistenti considerati. Tali valori corrispondono, dunque, al collasso della connessione e quindi della struttura.

Tabella 7.2- Accelerazione spettrale media corrispondente al raggiungimento della rotazione plastica ultima per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e del drift ultimo il nodo TS-M2-460-CYC 09 per i tre telai considerati

Telaio	E[Sa(T1/g)\Collasso]			
	EEP-CYC 02 (g)	EEP-DB-CYC 03 (g)	TS-CYC 04 (g)	TS-M2-460-CYC 09 (g)
REGOLARE	1.11	1.67	1.73	2.68
IRREGOLARE TIPO 1	1.02	1.39	1.42	1.45
IRREGOLARE TIPO 2	1.03	1.45	1.30	1.25

In Tabella 7.3 sono riportati i valori dell'accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento del drift ultimo assunto pari a 0.04 per il telaio con il nodo EEP-CYC 02, 0.06 per il telaio con il nodo EEP-DB-CYC 03, 0.07 per il telaio con il nodo TS-CYC 04 e 0.10 per il telaio con il nodo TS-M2-460-CYC 09.

Tabella 7.3 - Accelerazione spettrale media corrispondente al raggiungimento del drift ultimo pari a 0.04 per il telaio con il nodo EEP-CYC 02, 0.06 per il telaio con il nodo EEP-DB-CYC 03, 0.07 per il telaio con il nodo TS-CYC 04 e 0.10 per il telaio con il nodo TS-M2-460-CYC 09

	E[Sa(T1/g)\dmax]			
	EEP-CYC 02	EEP-DB-CYC 03	TS-CYC 04	TS-M2-460-CYC 09
	DriftUltimo=0.04	DriftUltimo=0.06	DriftUltimo=0.07	DriftUltimo=0.10
	(g)	(g)	(g)	(g)
REGOLARE	0.92	1.36	1.65	2.68
IRREGOLARE TIPO 1	0.54	0.80	0.87	1.45
IRREGOLARE TIPO 2	0.55	0.78	0.86	1.25

Di seguito sono riportati i grafici in cui è rappresentato il confronto tra le curve IDA medie ottenute per le diverse tipologie di nodo in termini di Maximum Spring Rotation e Maximum Intersorey Drift rispettivamente per il telaio regolare (Fig. 7.4, Fig. 7.5), il telaio irregolare di tipo 1 (Fig. 7.6, Fig. 7.7) e il telaio irregolare di tipo 2 (Fig. 7.8, Fig. 7.9), che sintetizzano i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari eseguite.

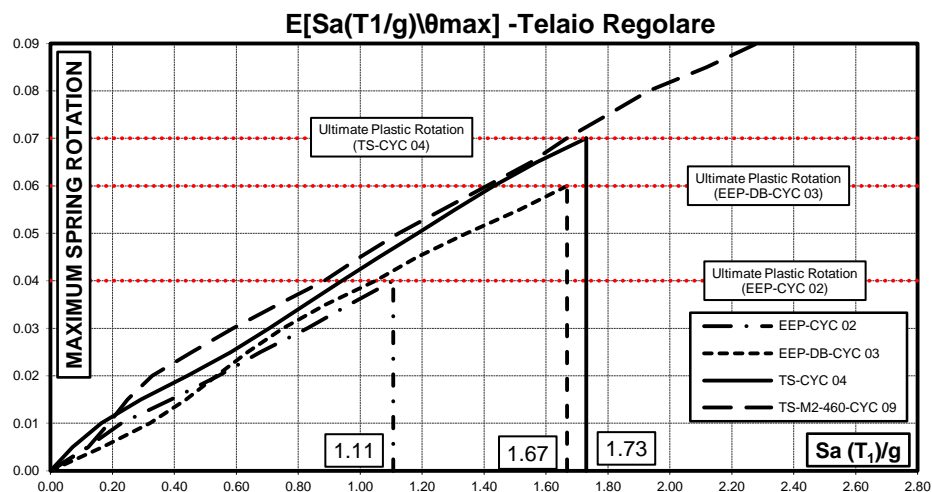


Fig. 7.4 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione della molla al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai con i collegamenti trave-colonna considerati

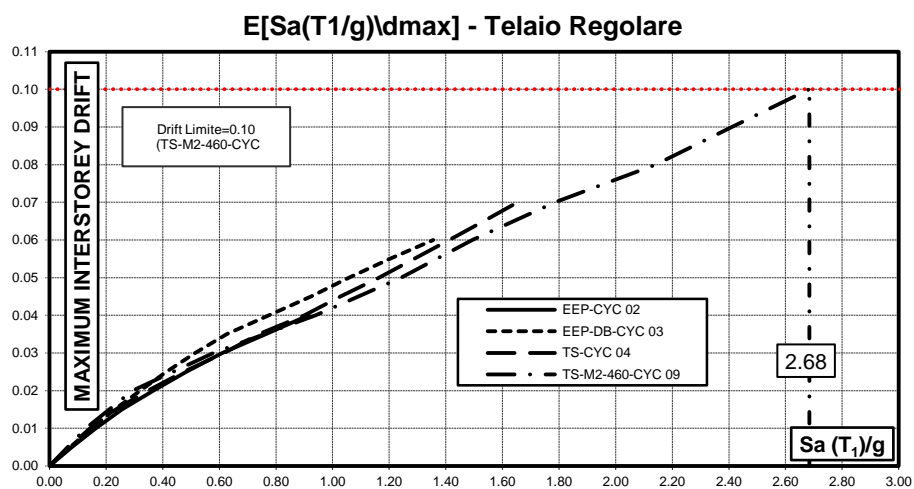


Fig. 7.5 - Confronto tra le IDA medie in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai con i collegamenti trave-colonna considerati

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

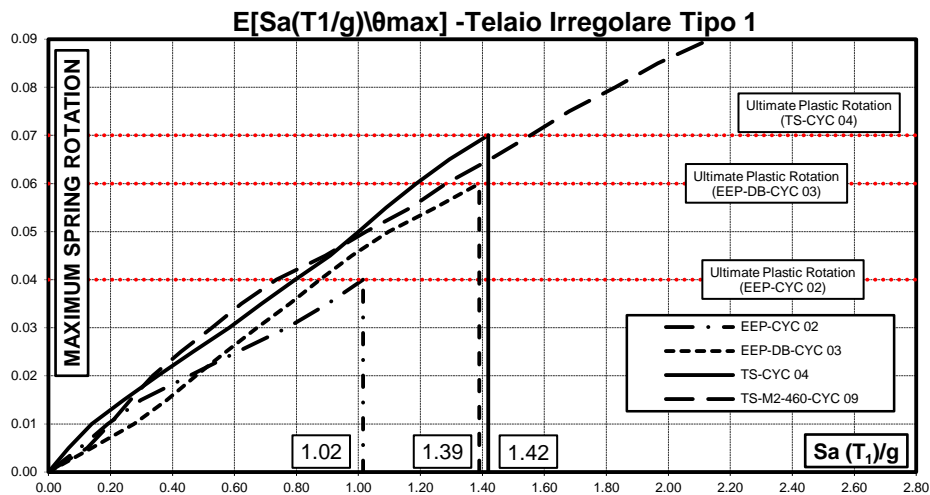


Fig. 7.6 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione della molla al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i Telai Irregolari di Tipo 1 con i collegamenti trave-colonna considerati

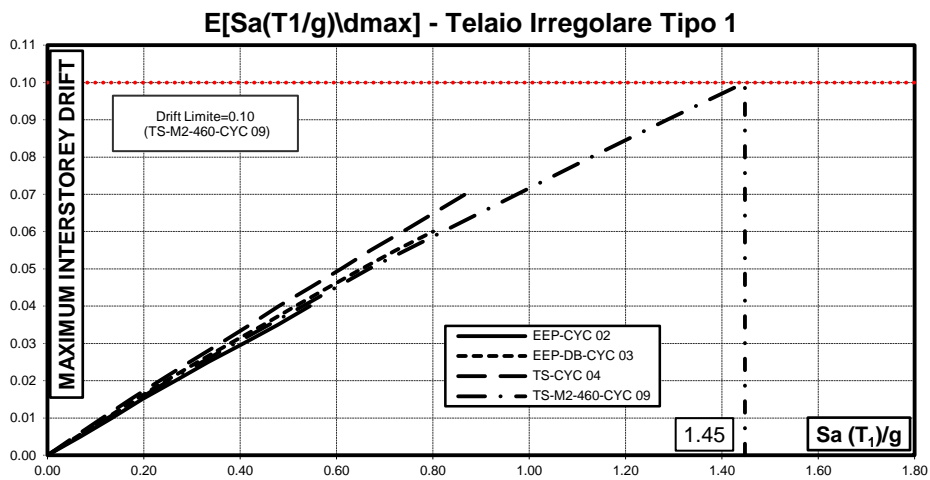


Fig. 7.7 - Confronto tra le IDA medie in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i Telai Irregolari di Tipo 1 con i collegamenti trave-colonna considerati

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

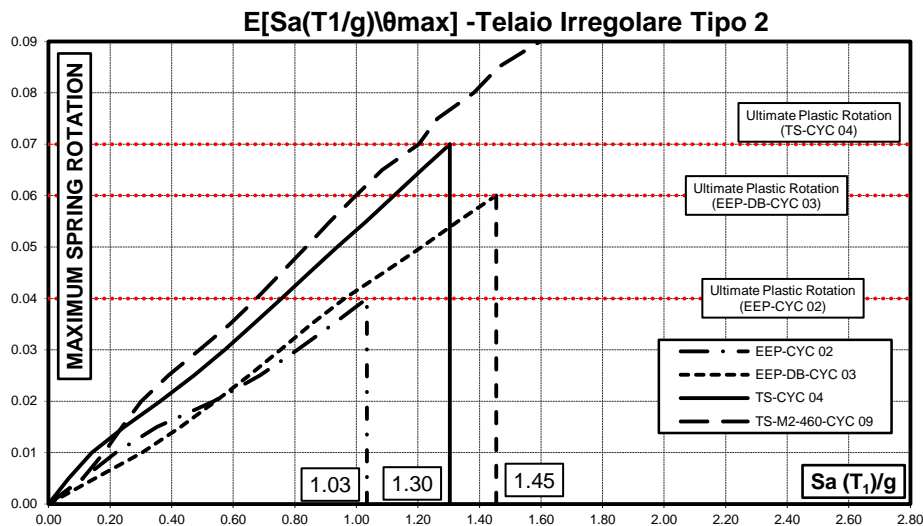


Fig. 7.8 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione della molla al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai irregolari di tipo 2 con i collegamenti trave-colonna considerati

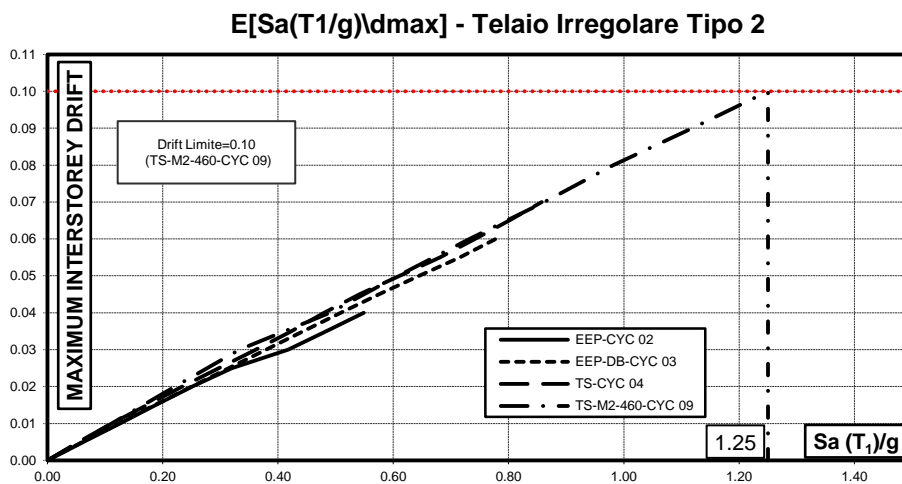


Fig. 7.9 - Confronto tra le IDA medie in termini di massimo spostamento interpiano al variare dell'accelerazione spettrale, ottenute per i telai irregolari di tipo 2 con i collegamenti trave-colonna considerati

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

L'osservazione dei risultati ottenuti dalle analisi IDA mostra che l'influenza del dettaglio costruttivo dei collegamenti trave-colonna a parziale ripristino di resistenza considerati sulle prestazioni sismiche di telai sismo-resistenti in acciaio regolari e con irregolarità di tipo "set-backs", è coerente per tutti e tre gli schemi di telaio considerati.

Infatti, per tutte e tre i telai considerati, con riferimento alle tipologie nodali tradizionali, ossia i nodi flangiati, con o senza dog-bone, e i nodi con t-stubs, i risultati delle analisi dinamiche non-lineari in termini di IDA medie della massima rotazione dell'elemento molla (Fig. 7.4, Fig. 7.6, Fig. 7.8, Fig. 7.10), mostrano la dipendenza delle prestazioni delle strutture dalla diversa rotazione ultima delle connessioni, nonché, dalla forma e dalla stabilità dei cicli d'isteresi che esse esibiscono.

In generale, si può concludere che le connessioni TS-CYC 04 (double split tee connections) e EEP-DB-CYC 03 (RBS connections) conducono al miglior comportamento sismico per tutte le strutture.

Questo risultato può essere giustificato osservando che la connessione TS-CYC 04 esibisce il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo; al contrario il collegamento EEP-DB-CYC 03 presenta una minore capacità di rotazione plastica, ma cicli d'isteresi più stabili, in quanto privi di pinching, pur mostrando un leggero degrado di resistenza dovuta al manifestarsi del fenomeno di instabilità locale in corrispondenza della zona a sezione ridotta.

I telai con i collegamenti EEP-CYC 02 presentano sempre il peggiore comportamento. Ciò è dovuto alla quantità limitata delle risorse di duttilità plastica fornite da questa connessione combinata con un comportamento ciclico caratterizzato da degrado di rigidità nel ramo di scarico e dal pinching dei cicli d'isteresi.

Con riferimento alle risorse di duttilità rotazionale plastica fornita da questa connessione, è utile ricordare che queste sono limitate dalla particolare tipologia di collasso che essa manifesta. Infatti, durante la prova sperimentale, così come l'ampiezza dello spostamento aumenta, aumenta l'impegno plastico della piastra d'estremità in corrispondenza della zona di connessione della flangia saldata con il piatto terminale, portando alla formazione di una fessura lungo l'intera larghezza della piastra terminale a partire dalla zona termicamente alterata che progressivamente si propaga lungo lo spessore fino alla frattura completa. Anche se questo modo di rottura è coerente con gli obiettivi progettuali del meccanismo di collasso di tipo-1 per la piastra terminale in flessione, esso causa una riduzione della duttilità rotazionale plastica sotto carichi ciclici.

I valori medi delle accelerazioni spettrali a cui corrisponde il collasso dei collegamenti trave-colonna (Tabella 7.2), confermano che la migliore prestazione sismica, con riferimento ai nodi che adottano la rotazione ultima come criterio di collasso, si ottiene nel caso dei telai sismo-resistenti con collegamenti del tipo TS-CYC 04, per il telaio regolare e il telaio irregolare di tipo 1 e con collegamenti del tipo EEP-DB-CYC03 per il telaio irregolare di tipo 2.

Ad ogni modo si osserva che le IDA medie in termini di massima rotazione dell'elemento molla relative al nodo TS-CYC 04 sono generalmente posizionate, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, sempre al di sopra delle curve relative

ai nodi EEP-CYC02 e EEP-DB-CYC03, per tutti e tre i telai sismo-resistenti considerati. Ciò è da imputare al fatto che tale nodo esibisce il valore più elevato di duttilità rotazionale plastica la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo.

Diversamente, il nodo EEP-CYC02 fornisce sempre il risultato peggiore che testimonia la necessità di migliorare il dettaglio costruttivo di tale connessione al fine di incrementarne la duttilità rotazionale plastica.

I risultati in termini di IDA medie del massimo spostamento interpiano in funzione dell'accelerazione spettrale (Fig. 7.5, Fig. 7.7, Fig. 7.9), mostrano un comportamento della struttura analogo a quello risultante dalle IDA medie della massima rotazione della molla.

Ciò è dovuto, probabilmente, al criterio adottato per la progettazione del telaio sismo-resistente analizzato che, come più volte sottolineato, è finalizzato ad assicurare lo sviluppo di un meccanismo di collasso di tipo globale. Questo tipo di meccanismo di collasso porta ad un danneggiamento della struttura distribuito uniformemente tra i diversi piani.

Si riconosce che le curve IDA medie del drift corrispondenti al nodo EEP-CYC02 sono generalmente posizionate, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sotto delle altre curve, per tutti e tre i telai. Ciò è dovuto, ancora una volta, al fenomeno di degrado della capacità del nodo di dissipare l'energia sismica in ingresso causata dal pinching dei cicli d'isteresi.

Diversamente, nel caso del telaio regolare, le curve IDA che corrispondono al nodo EEP-DB-CYC03 sono, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sopra delle altre curve. Ciò è da imputare alla forma dei cicli d'isteresi che non

presentano pinching fatto che, nel caso del telaio regolare, è in grado di compensare il degrado di resistenza dovuto al manifestarsi del fenomeno d'instabilità.

Nel caso dei telai irregolari, le curve IDA medie del drift che corrispondono al nodo TS-CYC 04 sono generalmente, per un dato valore dell'accelerazione spettrale, al di sopra delle altre curve.

Ciò è dovuto alla maggiore duttilità rotazionale plastica esibita da tale collegamento la quale è in grado di compensare il degrado della capacità dissipativa dovuta a cicli d'isteresi con pinching significativo.

Per tutti e tre i telai sismo-resistenti in acciaio considerati, con riferimento alle prime tre tipologie di nodo, la connessione TS-CYC 04 conduce alla miglior comportamento sismico in termini di massimo spostamento interpiano.

Con riferimento alla connessione trave-colonna equipaggiata con i dissipatori ad attrito, i risultati delle analisi IDA mostrano che le prestazioni sismiche delle strutture sono sempre migliori se confrontate a quelle relative alle altre tipologie di connessione (Tabella 7.2).

Questo risultato risulta giustificato considerando che le prestazioni ultime sono in questo caso governate dal **drift limite** (Stato Limite Near Collapse), in quanto la "duttilità" dei collegamenti può essere progettata, per accomodare le rotazioni "plastiche" richieste all'atto del raggiungimento del drift limite, calibrando la corrispondente corsa dei dissipatori ad attrito.

Bisogna sottolineare inoltre, che per valori dell'accelerazione spettrale superiori a quelli relativi al raggiungimento del drift limite non si ha il collasso della struttura

grazie all'attivazione di nuovi meccanismi resistenti nei friction dampers. Infatti in tale caso, raggiunta la corsa massima ammissibile del dispositivo, restano i bulloni che lavorano a taglio.

7.3 Confronto tra i telai regolari e irregolari

In Fig. 7.10, Fig. 7.11 e Fig. 7.12 sono rappresentati i confronti tra le IDA medie in termini di massima rotazione dell'elemento molla dei tre schemi di telaio per il nodo EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04; mentre in Fig. 7.13 è riportato il confronto tra le IDA medie in termini di massima spostamento interpiano dei tre schemi di telaio per il nodo TS-M2-460-CYC 09.

Tabella 7.4 - Accelerazione spettrale media corrispondente al raggiungimento della rotazione plastica ultima per i nodi EEP-CYC 02, EEP-DB-CYC 03 e TS-CYC 04 e del drift ultimo il nodo TS-M2-460-CYC 09 per le tre tipologie di telaio

E[Sa(T1/g)\Collasso]			
(g)			
	REGOLARE	IRREGOLARE TIPO 1	IRREGOLARE TIPO 2
EEP-CYC 02	1.11	1.02	1.03
EEP-DB-CYC 03	1.67	1.39	1.45
TS-CYC 04	1.73	1.42	1.30
TS-M2-460-CYC 09	2.68	1.45	1.25

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

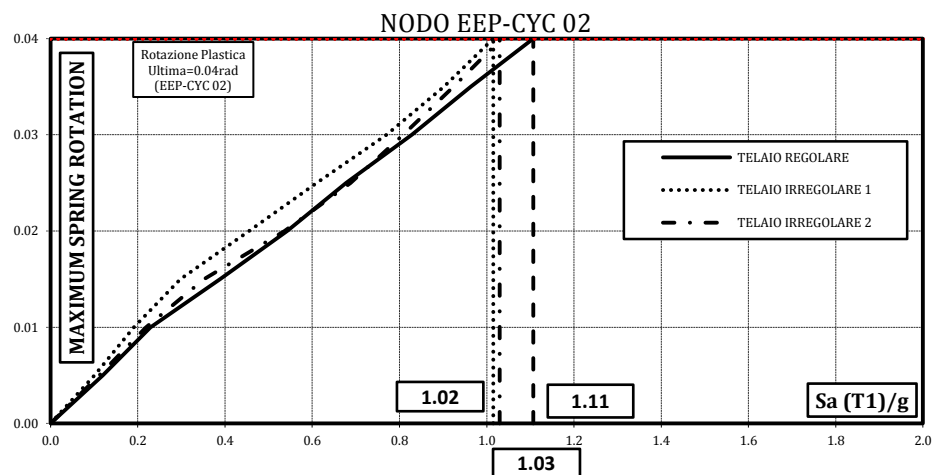


Fig. 7.10 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione dell'elemento molla dei tre schemi di telaio per il nodo EEP-CYC 02

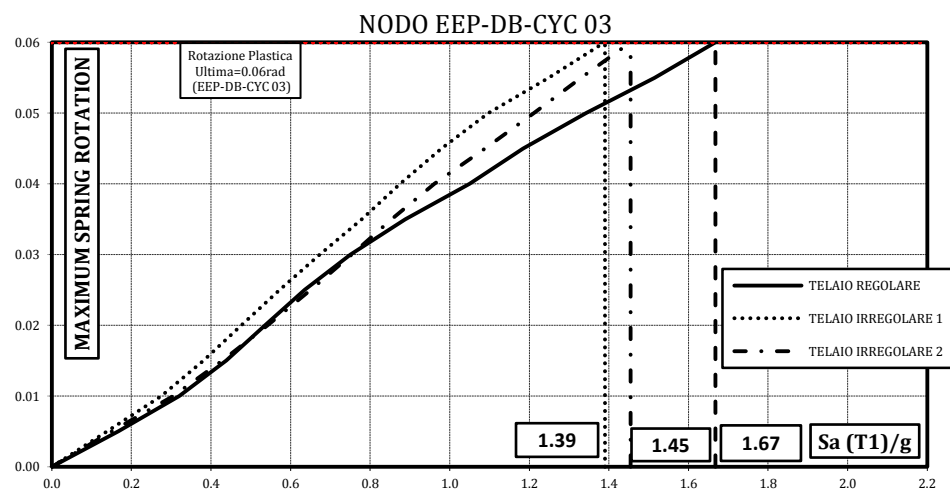


Fig. 7.11 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione dell'elemento molla dei tre schemi di telaio per il nodo EEP-DB-CYC 03

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

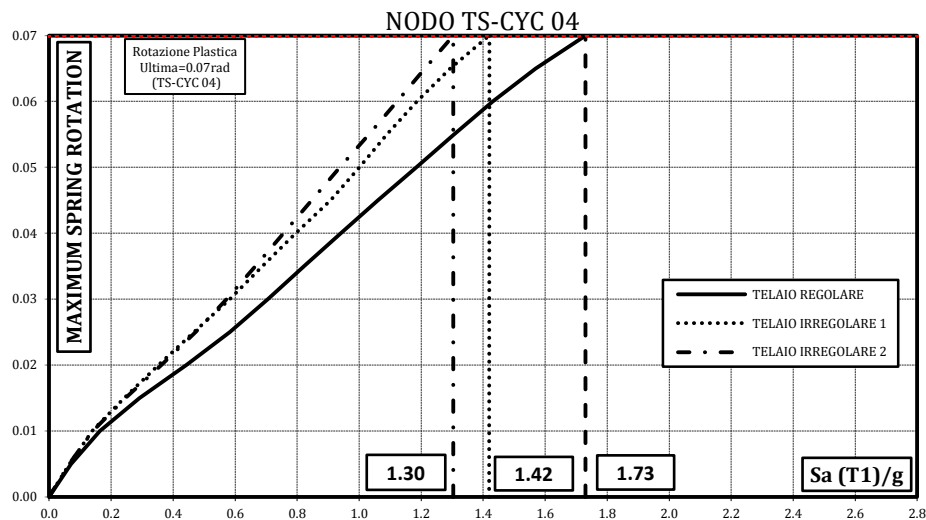


Fig. 7.12 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima rotazione dell'elemento molla dei tre schemi di telaio per il nodo TS-CYC 04

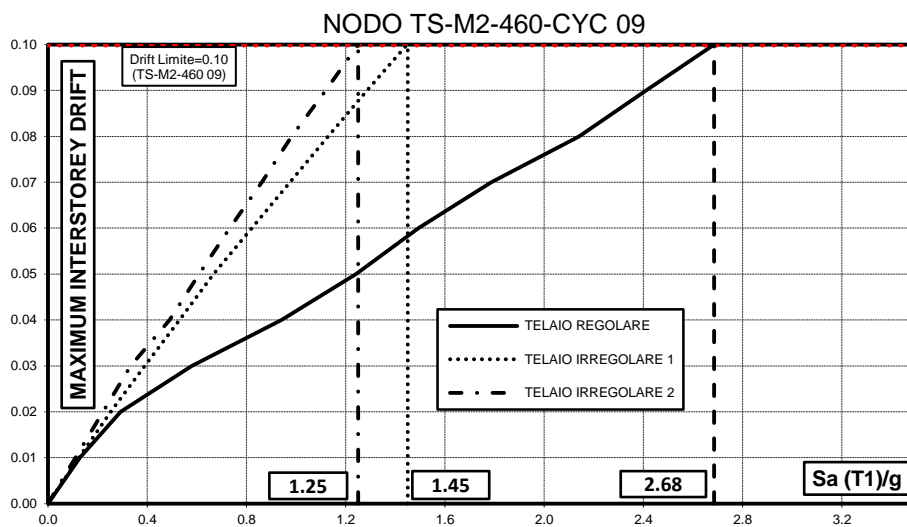


Fig. 7.13 - Confronto tra le IDA medie in termini di massima spostamento interpiano dei tre schemi di telaio per il nodo TS-M2-460-CYC 09

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

L'estensione dell'analisi ai telai sismo-resistenti in acciaio con irregolarità di tipo "set-backs" ha mostrato che la prestazione sismica di tali tipologie strutturali sono regolate da una domanda di duttilità maggiore rispetto a quella del telaio regolare.

I risultati ottenuti dalle analisi IDA in termini di confronto tra le prestazioni sismiche dei telai con schemi geometrici differenti a parità di tipologia di collegamento considerata, mostrano che il telaio sismo-resistente in acciaio di tipo regolare esibisce sempre il miglior comportamento sotto azioni di tipo sismico.

Le prestazioni sismiche dei telai irregolari con collegamenti a parziale ripristino di resistenza, pur essendo sempre peggiori rispetto a quelle del telaio regolare corrispondente, sono analoghe per il caso del telaio irregolare di tipo 1 e del telaio irregolare di tipo due, come evidenziato in Tabella 7.4.

Tabella 7.5 - Rapporto tra la massima accelerazione spettrale corrispondente al raggiungimento del criterio di collasso dei telai irregolari di tipo 1 e 2 e quella del telaio regolare

	$S_{a,Collasso,Irr1} /$ $S_{a,Collasso,Reg}$	$S_{a,Collasso,Irr2} /$ $S_{a,Collasso,Reg}$
EEP-CYC 02	0.92	0.93
EEP-DB-CYC 03	0.83	0.87
TS-CYC 04	0.82	0.75
TS-M2-460-CYC 09	0.54	0.47
	0.78	0.75

Sebbene i telai sismo-resistenti oggetto di studio siano stati progettati secondo una metodologia basata sul controllo del meccanismo di collasso, il confronto tra i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non-lineari eseguite sui telai regolari e irregolari (Tabella 7.5), porta a concludere che le prestazioni sismiche dei telai

Influenza del Comportamento Ciclico dei Collegamenti Trave-Colonna sulla Risposta Sismica di Telai in Acciaio Regolari o in Presenza di "Set-Backs"

irregolari siano inferiori del 20-25% rispetto a quelle del corrispondente telaio regolare. Tale risultato giustifica la riduzione del 20% apportata al coefficiente di struttura nel passaggio da telaio regolare a telaio irregolare suggerita dalla normativa sismica.

L'originalità del lavoro di tesi è dovuta, da un lato, all'analisi della risposta sismica di strutture intelaiate in acciaio, progettate mediante la teoria del controllo del meccanismo plastico, sulla base dell'effettivo comportamento ciclico riscontrato mediante delle specifiche prove sperimentali condotte su dettagli costruttivi concepiti in maniera tale da sviluppare il medesimo livello di resistenza flessionale pur esibendo componenti dissipative diverse e, dall'altro, alla estensione di tale analisi ai telai irregolari per la presenza di "set-backs".

Si può concludere che al giorno d'oggi i collegamenti semi-rigidi a parziale ripristino di resistenza, se ben progettati, possono possedere risorse di duttilità e capacità di dissipazione in grado di soddisfare la domanda sismica sia nel caso di telai regolari che nel caso di telai con irregolarità di tipo set-backs.

