

ECCS

Equaljoints PLUS
Volume informativo sui 4 nodi pre-qualificati
per le applicazioni sismiche

1st Edition, 2018

Raffaele Landolfo
Mario D'Aniello
Silvia Costanzo
Roberto Tartaglia
Jean-François Demonceau
Jean-Pierre Jaspart
Aurel Stratan
Dominiq Jakab
Dan Dubina,
Ahmed Elghazouli
Dan Bompa

ECCS
CECM
E K S



Volume Informativo sui 4 nodi pre-qualificati per le applicazioni sismiche

N°XXX, I Edizione, 2008

Pubblicato da:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork
publications@steelconstruct.com
www.eccspublications.eu

Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta, memorizzata in un sistema di recupero o trasmessa in qualsiasi forma o con qualsiasi mezzo, elettronico, meccanico, fotocopia, o altro, senza previa autorizzazione del proprietario del copyright

ECCS non si assume alcuna responsabilità in merito a qualsiasi impiego del materiale e delle informazioni contenute in questa pubblicazione.

Copyright © 2008 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: XX-XXXX-XXX-XX

**Stampato a
Copertina
Deposito Legale**

INTRODUZIONE

Il presente documento è stato redatto nell'ambito del progetto europeo RFCS Equaljoints PLUS (754048 — EQUALJOINTS-PLUS — RFCS-2016/RFCS-2016). Si tratta di un progetto di 24 mesi, il cui obiettivo è quello di valorizzare e promuovere le conoscenze acquisite e i prodotti della ricerca svolta nel precedente progetto di ricerca europeo RFCS EQUALJOINTS (RFSR-CT-2013-00021), della durata di 36 mesi, rivolto alla prequalificazione sismica europea di un gruppo di nodi trave-colonna in acciaio.

Equaljoints PLUS nasce dalla volontà di valorizzare, promuovere ed estendere i criteri di pre-qualificazione sismica, favorendone l'applicazione e la diffusione verso un ampio pubblico (i.e. istituzioni accademiche, progettisti, industria delle costruzioni e produttori di carpenteria metallica).

I principali obiettivi del progetto possono essere riassunti come segue:

- Redigere e organizzare materiale informativo sulle quattro tipologie di nodi prequalificati in 12 lingue diverse (Inglese, spagnola, francese, tedesca, italiana, olandese, portoghese, ceca, bulgara, rumena, greca, slovena).
- Redigere line-guida prenormative per il progetto sismico dei nodi prequalificati in 12 lingue.
- Redigere line-guida per il progetto di telai in acciaio considerando l'influenza del comportamento momento-rotazionale nei nodi trave-colonna.
- Sviluppare un software e un'applicazione per la predizione del comportamento non lineare dei nodi.
- Organizzare seminari e workshop europei ed internazionali per promuovere i risultati conseguiti.
- Creare un sito web per promuovere i risultati conseguiti.
- Creare un canale You-Tube per condividere i video delle prove sperimentali condotte.

Il progetto Equaljoints PLUS è coordinato dall'Università degli Studi di Napoli Federico II (responsabile Prof. Ing. R. Landolfo). Il Consorzio è costituito da 15 partner, 7 dei quali precedentemente coinvolti nel progetto di ricerca Equaljoints. I partners del progetto sono elencati nella seguente tabella:

Equaljoints PLUS - Consorzio

Coordinatore	Università degli Studi di Napoli Federico II (UNINA)	
	Arcelormittal Belval & Differdange SA (AM)	
	Universite de Liege (Ulg)	
	Universitatea Politehnica Timisoara (UPT)	
	Universidade de Coimbra (UC)	
	Convention Europeenne de la Construction Metallique (ECCS)	
	Universita degli Studi di Salerno (UNISA)	
	Imperial College of Science Technology and Medicine (IC)	
	Partners	Centre Technique Industriel de la Construction Metallique (CTICM)
		National Technical University of Athens (NTUA)
Ceske Vysoke Ucenı Technıcke V Praze (CVUT)		
Technische Universiteit Delft (TUD)		
Univerza V Ljubljani (UL)		
Universitet Po Arhitektura Stroitelstvo I Geodezija (UASG)		
Universitat Politecnica de Catalunya (UPC)		
Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen (RWTHA)		

INDICE

1. STATO DELL'ARTE	1
1.1 Nodi flangiati con costolatura d'ala inferiore	2
1.2 Nodi flangiati irrigiditi	4
1.3 Nodi flangiati non irrigiditi	6
1.4 Nodi dog-bone	7
2. DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI CARATTERISTICHE DEI NODI TESTATI	11
2.1 Nodi flangiati con costolatura d'ala inferiore	13
2.1.1 Descrizione della tipologia	14
2.1.2 Sistemi strutturali per cui quali i nodi sono prequalificati	16
2.1.3 Limiti di applicazione	16
2.2 Nodi flangiati irrigiditi	18
2.2.1 Descrizione della tipologia	19
2.2.2 Sistemi strutturali per cui quali i nodi sono prequalificati	21
2.2.3 Limiti di applicazione	22
2.3 Nodi flangiati non irrigiditi	23
2.3.1 Descrizione della tipologia	24
2.3.2 Limiti di applicazione	25
2.4 Nodi dog-bone	27
3. SETUP DI PROVA E STRUMENTI DI MISURA	28
3.1 Setup di prova	28
3.2 Procedura di carico	29
3.2.1 Velocità di carico	31
3.2.2 Precarico	31
3.2.2 Applicazione del carico monotono	31
3.2.4 Protocollo di carico ciclico	32
4. PROCEDURA DI PROGETTO PER I NODI PREQUALIFICATI	34
4.1 Livelli prestazionali	34
4.2 Progetto della zona di connessione	39
4.2.1 File di bulloni attive a trazione	39

	4.2.2 Centro di compressione e braccio di leva	40
	4.2.3 Influenza degli irrigidimenti	40
4.3	Progetto del pannello nodale	42
4.4	Requisiti tecnologici	44
5	RISPOSTA NONLINEARE MOMENTO-ROTAZIONE IN ACCORDO ALL'EN 1993: 1-8	46
5.1	Generalità	46
5.2	Curve momento-rotazione per i nodi flangiati con costolatura d'ala	49
5.3	Curve momento-rotazione per i nodi flangiati irrigiditi	53
5.4	Curve momento-rotazione per i nodi flangiati non irrigiditi	59
5.5	Curve momento-rotazione per i nodi dog-bone	66
6	PARAMETRI DI RISPOSTA DEI NODI PREQUALIFICATI	68
6.1	Nodi flangiati con costolatura d'ala inferiore	69
	6.1.1 Parametri di risposta dei nodi testati	72
	6.1.2 Influenza della dimensione della trave	76
	6.1.3 Influenza della dimensione della costola	77
	6.1.4 Influenza del protocollo di carico	79
	6.1.5 Influenza della sovra-resistenza della trave	82
	6.1.6 Contributo delle component alla rotazione plastica	83
	6.1.7 Considerazioni generali sui nodi flangiati con costola d'ala	87
6.2	Nodi flangiati irrigiditi	87
	6.2.1 Parametri di risposta dei nodi testati	90
	6.2.2 Meccanismi di collasso	91
	6.2.3 Influenza della dimensione della trave	93
	6.2.4 Influenza della pallinatura	93
	6.2.5 Influenza del protocollo di carico	94
	6.2.6 Contributo delle componenti alla rotazione plastica	95
	6.2.7 Considerazioni generali sui nodi flangiati irrigiditi	96
6.3	Nodi flangiati non irrigiditi	96
	6.3.1 Parametri di risposta dei nodi testati	99
	6.3.2 Meccanismi di collasso	100
	6.3.4 Influenza della pallinatura	101
	6.3.5 Influenza del protocollo di carico	102

	6.3.6 Contributo delle component alla rotazione plastica	103
	6.3.7 Considerazioni generali sui nodi flangiati non irrigiditi	104
6.4	Nodi dog-bone	104
	6.4.1 Realizzazione	105
	6.4.2 Risultati sperimentali per il provino SP2	105
	6.4.3 Risultati sperimentali per il provino SP4	108
	6.4.4 Contributo delle componenti	109
	6.4.5 Influenza della dimensione degli elementi	112
	6.4.6 Influenza del progetto del pannello nodale	114
	6.4.7 Influenza del progetto della RBS	116
	6.4.8 Strategie di modellazione semplificate	116
	6.4.9 Considerazioni generali sui nodi dogbone	118
	BIBLIOGRAFIA	120

1. STATO DELL'ARTE

In Europa non sono presenti attualmente procedure di progetto codificate per nodi trave-colonna in acciaio. L'Eurocodice 8 prevede la possibilità di impiegare connessioni dissipative in sistemi sismo-resistenti soltanto qualora il progetto delle stesse sia supportato da attività sperimentale, soluzione che nella maggior parte dei casi si rivela incompatibile con tempi e i limiti di costo imposti dalla pratica professionale. Sebbene il vuoto normativo riguardi principalmente le connessioni dissipative, modelli di predizione adeguati sono necessari anche per i nodi non dissipativi: a causa dell'aleatorietà del materiale la connessione spesso non dispone di adeguata sovra-resistenza (i.e. $\min 1.1 \times 1.25 M_{b,rd}$, dove $M_{b,rd}$ è la capacità flessionale della trave, tale da garantire un comportamento a completo ripristino). In tal caso la capacità rotazionale del nodo va caratterizzata attraverso procedure validate sperimentalmente e numericamente.

Al contrario di quanto previsto dalla metodologia progettuale nel quadro europeo, l'approccio utilizzato in altri paesi ad elevato rischio sismico è basato su procedure codificate di semplice impiego. In particolare, in seguito agli ingenti danni provocati dai terremoti di Northridge e Kobe, gli sforzi della ricerca e della pratica in Nord America sono stati diretti alla pre-qualificazione di nodi standardizzati specifici per le applicazioni in zona sismica. Nel 1995, la US FEMA e il SAC joint venture hanno inaugurato un programma della durata di 6 anni, denominato programma FEMA/SAC, rivolto a sviluppare e validare delle linee guida per l'ispezione, la valutazione, la riparazione, la riabilitazione di telai a nodi rigidi in acciaio. Tale lavoro è confluito successivamente nella redazione di una normativa specifica (ANSI/AISC 358-05, 2005) riguardante il progetto, i requisiti tecnologici, la fabbricazione e i criteri di accettazione di un set di tipologie di connessione che ricorrono comunemente nella pratica professionale negli Stati Uniti, pre-qualificate per l'impiego nelle due tipologie di telai "Special moment frames" (SMF) and e "Intermediate moment frames" (IMF). Analogamente, il Giappone si è dotato di un Gruppo di nodi prequalificati. Sfortunatamente le tipologie di connessione impiegate nella pratica americana e giapponese differiscono significativamente da quelle impiegate in campo europeo, per la tipologia di sezioni, proprietà dei materiali, bulloneria, ecc, rendendo le procedure di pre-qualificazione sviluppate in contesto extra-europeo difficilmente estendibili alla pratica europea. Un altro importante aspetto che ne limita l'applicazione diretta è legato ai protocolli di carico utilizzati per le prove sperimentali: il tipo di azione sismica, da cui dipende la domanda di duttilità sui nodi e sugli elementi connessi, differisce a seconda dei paesi.

In risposta a tutte queste considerazioni, il progetto di ricerca europeo recentemente concluso "Equaljoints" è stato rivolto allo sviluppo di criteri di pre-qualificazione per connessioni trave-colonna in acciaio da includere nella prossima versione dell'Eurocodice 8. In particolare, l'attività di ricerca ha riguardato la standardizzazione delle procedure di progetto e fabbricazione di un gruppo di connessioni bullonate e di una saldata tipo "dog-bone" con profili di tipo W, concepite per diversi livelli di performance. Il progetto ha inoltre previsto lo sviluppo di un nuovo protocollo di carico per la pre-qualificazione europea, rappresentativo della domanda sismica in Europa. E' stata completata con successo anche una campagna sperimentale rivolta alla caratterizzazione della risposta ciclica di acciai dolci europei e bulloni ad alta resistenza.

1.1. Nodi flangiati con costolatura d'ala inferiore

Le connessioni flangiate con costolatura d'ala inferiore sono generalmente usati nei telai a nodi rigidi in cui si progettati perché si verifichi la formazione delle cerniere plastiche esclusivamente all'estremità delle travi connesse. L'utilizzo di un irrigidimento in corrispondenza della parte bassa della trave consente di soddisfare più agevolmente i criteri di gerarchia delle resistenze per le connessioni non-dissipative in accordo all'EN 1998 e allo stesso tempo di ottenere una maggiore rigidità della connessione. È opportuno sottolineare che l'uso dell'irrigidimento comporta un incremento del costo della connessione e per questo motivo è impiegato quando si necessita di una connessione a completo ripristino di rigidità e resistenza, situazione comune nelle applicazioni in zona sismica. Inoltre, i progettisti prediligono spesso connessioni a completo ripristino di rigidità e resistenza poiché consentono di semplificare le procedure di modellazione e l'analisi globale.

Zoetemeijer, 1981 (in Bijlaard et al., 1989) ha studiato le connessioni flangiate con costolatura di irrigidimento, proponendo un metodo di progetto. Jaspart (1997) e Maquoi e Chabrolin (1998) ne hanno analizzato dettagliatamente il comportamento fornendo regole di progetto compatibili con la filosofia del metodo delle componenti dell'EC8. Il comportamento di nodi trave-colonna bullonati flangiati con costolatura d'ala si caratterizza attraverso le seguenti componenti: flangia della costolatura in compressione, anima della costolatura a taglio, anima della colonna a compressione e anima della trave in compressione.

Dopo il terremoto di Northridge del 1994, che ha causato ingenti danni a connessioni bullonate nei telai momento-resistenti in acciaio, l'attenzione si è focalizzata sulle le connessioni con costolatura d'ala sia come soluzione per riparare le connessioni danneggiate e rinforzare quelle esistenti, che come soluzione per le nuove costruzioni. (Lee and Uang 1997, NIST 1998, Gross et al. 1999, Yu et al. 2000). L'efficacia della soluzione è stata validata attraverso prove sperimentali (Uang et al., 1998). Risultati di analisi FEM hanno mostrato che la presenza della costolatura modifica la distribuzione delle tensioni rispetto a come assunta dalla teoria della trave tradizionale, che non è più valida. Inoltre, la costolatura crea una zona duale di pannello nodale che richiede un'analisi e delle regole di progetto più complesse. Yu et al. (2000) hanno mostrato come la presenza dell'irrigidimento alteri la distribuzione del momento sulla trave e che il taglio sulla trave è trasmesso principalmente dalla colonna attraverso la flangia della costolatura piuttosto che dall'anima della trave e dell'irrigidimento. È stato inoltre sviluppato un modello semplificato che tenga in conto dell'interazione delle forze e della compatibilità delle deformazioni tra la trave e la costola.

In caso di nodi flangiati composti, l'irrigidimento inferiore è particolarmente conveniente da un punto di vista costruttivo. Gross et al. (1999) hanno proposto di dettagliare l'irrigidimento in modo da avere un'altezza pari a 0.33 di quella della trave, con un'inclinazione di 30° per limitare la snellezza dell'anima. Tali considerazioni fondano sulla teoria di Whitmore della propagazione delle tensioni a 30° in un sistema elastico. Tuttavia, una maggiore inclinazione può risultare conveniente poiché consente di ridurre le dimensioni della costola di irrigidimento e la domanda sulla connessione.

Test sperimentali condotti da Lachal et al. (2006) hanno mostrato che questo tipo di connessioni esibiscono una risposta ciclica migliore rispetto alle connessioni flangiate non irrigidite. Tali autori hanno osservato che la capacità rotazionale può superare i 35mrad senza rottura a fatica nelle saldature che collegano le flange della trave alla piastra d'estremità. Inoltre, questo tipo di connessione garantisce un incremento in termini di rigidezza rotazionale, momento resistente e capacità rotazionale rispetto a nodi composti simili non irrigiditi. L'EN 1993-1-8 (2005) prevede alcune regole di progetto per nodi flangiati con costolatura d'ala, e fornisce alcuni criteri di progetto aggiuntivi per la componente "flangia e ala della trave a compressione" (Figura 1.1). La resistenza a compressione di progetto della flangia trave/costolatura è fornita dall'EN 1993-1-8 in accordo alla relazione (6.21) come rapporto tra la resistenza di progetto della sezione della trave in corrispondenza della connessione $M_{c,Rd}$ e la distanza dall'asse della flangia. Per una trave irrigidita $M_{c,Rd}$ può essere calcolato trascurando la flangia intermedia. La resistenza di progetto dell'anima della trave in compressione viene determinata analogamente a

come previsto per la componente "anima della colonna in compressione", considerandole seguenti regole di dettaglio aggiuntive:

- Il grado dell'acciaio dell'irrigidimento deve essere analogo a quello dell'elemento collegato;
- La dimensione della flangia e lo spessore dell'anima della costola non devono essere inferiori a quelli dell'elemento collegato;
- L'inclinazione dell'irrigidimento rispetto alla flangia dell'elemento collegato non deve essere superiore ai 45°.

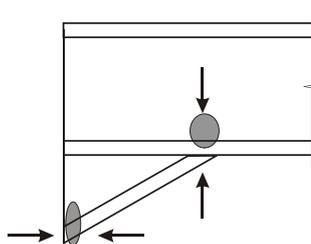


Figure 1.1 "Trave Irrigidita" componente nell' EN 1993-1-8

La SCI/BCSA publication P398 (2013) fornisce ulteriori dettagli sull'approccio progettuale dell'EN 1993-1-8, e indicazioni sul progetto delle saldature. Nell'ambito del progetto EQUALJOINTS sono stati condotti test sperimentali sulle connessioni flangiate con costolatura d'ala (Stratan et al., 2017). Tutti i provini testati hanno esibito un comportamento isteretico stabile, con deformazioni plastiche concentrate nella sezione della trave in corrispondenza dell'irrigidimento, adeguato all'impiego in zona sismica in accordo ai criteri forniti dall'ANSI/AISC 358-10. Simulazioni numeriche precedenti (Maris et al., 2015 and Stratan et al., 2016) hanno mostrato che la presenza della costolatura influenza il comportamento rendendo incoerenti alcune ipotesi di progetto dell'EN 1993-1-8. Per esempio, a momento negativo il centro di compressione si sposta al di sopra della flangia dell'irrigidimento e solo i bulloni vicini alla flangia tesa della trave sono attivi a trazione.

1.2. Nodi flangiati irrigiditi.

I nodi bullonati flangiati irrigiditi (ES) sono molto popolari in Europa tra i produttori di carpenteria metallica e largamente impiegati come nodi momento-resistenti in telai in acciaio di bassa e media altezza, grazie in particolare alla semplicità ed economicità di fabbricazione e messa in opera. Infatti, tale tipologia di connessione presenta un numero limitato di saldature, solo tra la trave e gli irrigidimenti e il piatto d'estremità, e consente pertanto di contenere i costi e garantire allo stesso tempo un buon controllo di qualità. L'assemblaggio trave-piatto viene successivamente bullonato alla flangia della colonna, garantendo brevi tempi di costruzione.

I nodi flangiati irrigiditi possono teoricamente essere progettati a completo o parziale ripristino di rigidezza e resistenza. L'evidenza sperimentale ha evidenziato che questa tipologia di connessione può lavorare a completo ripristino di resistenza; al contrario, in numerosi casi non è possibile ottenere un nodo rigido (Guo et al, 2006; Shi et al, 2007). Pertanto, i nodi flangiati irrigiditi possono essere convenientemente concepiti come nodi semi-rigidi, consentendo un ulteriore risparmio nel sistema a carichi gravitazionali (Bjorhodve and Colson, 1991). Inoltre, in telai momento-resistenti sottoposti ad azione sismica, l'impiego di nodi semi-rigidi consente di ottenere strutture più leggere grazie all'incremento del periodo di vibrazione dovuto alla maggiore deformabilità laterale che consente di ottenere forze di progetto minori (Elnashai A., Elghazouli, 1994). Nell'ambito dell' EN 1993: 1-8, la predizione teorica di resistenza e rigidezza dei nodi flangiati irrigiditi è basata sulla teoria delle linee di snervamento del t-stub. Tuttavia, non vengono fornite regole specifiche rivolte a considerare l'influenza degli irrigidimenti sul comportamento momento-rotazione. Risultati numerici e sperimentali (Lee, 2002; Abidelah et al., 2012; Lee et al., 2015) di test effettuati su nodi saldati irrigiditi hanno mostrato che le sollecitazioni flessionali sono trasferite dalla trave alla colonna attraverso un meccanismo a pendolo piuttosto che in accordo alla tradizionale teoria della trave, dove la costola di irrigidimento si comporta come un pendolo inclinato come mostrato in Figura 0.2.

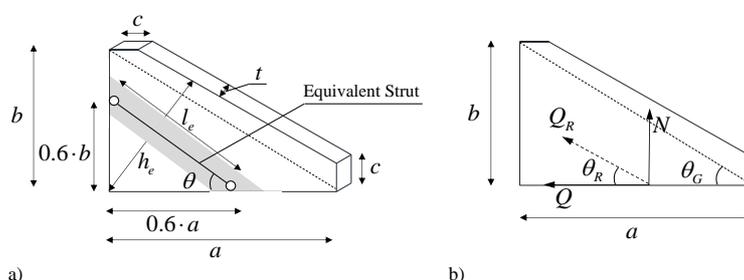


Figura 1.2 Geometria delle costole di irrigidimento (a) e azioni all'interfaccia trave/colonna-irrigidimento in accordo a Lee, 2002

Tuttavia, l'attuale normativa non fornisce indicazioni specifiche per le larghezze efficaci e le linee di snervamento corrispondenti per il piatto d'estremità irrigidito per la fila di bulloni al di sopra della flangia della trave. In assenza di tale indicazione il progettista ha due possibili alternative: (i) assumere le larghezze efficaci fornite per la flangia della colonna per le file di bulloni adiacenti a un irrigidimento; (ii) assumere le larghezze efficaci fornite per la fila di bulloni al di sotto della flangia tesa della trave. La seconda opzione consente di tenere conto del beneficio offerto dalla presenza dell'irrigidimento in termini di rigidezza e resistenza, ma il progettista inconsapevolmente preferisce spesso (come riscontrato dall'esperienza degli Autori) la prima opzione, perché considerata più conservativa.

Il Green Book P398 (2013) fornisce indicazioni specifiche per considerare la presenza degli irrigidimenti.

Un altro aspetto chiave è quello relativo alla posizione del centro di compressione: per i nodi flangiati coperti dalle disposizioni fornite dall' EN 1993-1-8 il centro di compressione è posizionato in corrispondenza della mezzeria della flangia della trave. Tuttavia, risultati numerici e sperimentali (Abidelah et al. (2012)) hanno rivelato che il centro di compressione è generalmente localizzato al di sotto della posizione considerata dall'EC3 e approssimativamente nel baricentro della sezione a "T" costituita dalla flangia della trave e la costola di irrigidimento. È evidente che la posizione del centro di compressione evolve con la domanda di rotazione del nodo, a causa della formazione di meccanismi plastici con impegno differente delle diverse componenti. Tuttavia, i test sperimentali condotti su nodi saldati da Lee et al. (2005) hanno mostrato fino al 5% di rotazione di interpiano, il modello a pendolo è valido e che il centro di compressione è effettivamente localizzato a 0.6 dell'altezza dell'irrigidimento (Vedi Figura 1.2°; Figura 1.3).

D'Aniello et al. (2017) hanno studiato nel dettaglio e analizzato criticamente i criteri di progetto per nodi bullonati flangiati irrigiditi attualmente codificati nell'EN 1993, attraverso uno studio parametrico basato su analisi FEM. Inoltre, D'Aniello et al. (2017) hanno sviluppato una procedura di progetto con relativi criteri di gerarchia delle resistenze nel quadro del metodo delle componenti, considerando specificamente la presenza degli irrigidimenti, in grado di controllare la risposta del nodo a diversi livelli prestazionali.

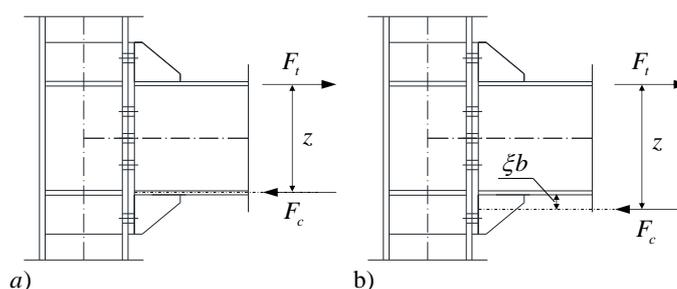


Figura 1.3 Centro di compressione e braccio di: a) EC3:1-8 per i nodi flangiati b) posizione dovuta al meccanismo a pendolo dell'irrigidimento.

1.3. Nodi flangiati non irrigiditi.

I nodi flangiati non irrigiditi ("E") sono comunemente usati nelle costruzioni in acciaio per collegare una trave in acciaio con sezione ad I o ad H ad una colonna in acciaio con sezione ad I o ad H, specialmente in presenza di sollecitazioni flessionali

importanti. Questa configurazione consente una facile realizzazione del giunto mediante bullonatura, mentre la saldatura della piastra terminale alle trave viene realizzata in officina. A seconda del dettaglio del giunto e della lunghezza della trave, questi collegamenti possono essere considerati come rigidi o semirigidi. Al fine di aumentare la loro rigidità, si è soliti aggiungere irrigidimenti trasversali sull'anima della colonna. Questi elementi riducono la deformabilità flessionale complessiva della membratura attraverso un efficiente irrigidimento delle componenti del collegamento come l'anima della colonna in compressione e le ali della colonna in trazione. Questa misura, però, non garantisce in assoluto che il collegamento sia rigido; pertanto è necessario effettuare un controllo specifico quando tale requisito è imposto verificando i criteri di classificazione della rigidità.

Per quanto riguarda la resistenza, i collegamenti di tipo "E" possono essere generalmente considerati come "a parziale ripristino", poiché la loro resistenza a flessione è spesso inferiore alla resistenza flessionale degli elementi collegati (a causa del carattere di resistenza a parziale ripristino della zona di connessione o dell'impegno del pannello nodale a taglio). Una condizione di "resistenza bilanciata", ossia in cui la capacità della zona di connessione è approssimativamente uguale alla resistenza plastica della trave, può anche essere ottenuta attraverso una progettazione appropriata.

Infine, la duttilità flessionale del collegamento è strettamente legata alla modalità di rottura dello stesso. La risposta del collegamento può considerarsi duttile se la componente che governa il collasso ha comportamento duttile e le componenti più fragili presentano adeguata sovra-resistenza. Viceversa, non sono garantite ridistribuzione plastica e capacità dissipativa.

Negli ultimi decenni sono state condotte numerose indagini numeriche, sperimentali e analitiche su questo tipo di collegamento e commentarne ciascuna costituirebbe di per sé un lungo lavoro. Da questi studi sono state ricavate delle raccomandazioni progettuali poi progressivamente introdotte negli Eurocodici, ed in particolare nell'Eurocodice 3 Parte 1-8 (CEN, 2005). Il lettore interessato troverà in una recente pubblicazione della Convenzione europea per l'acciaio da costruzione (Jaspart e Weynand, 2016) informazioni dettagliate su queste raccomandazioni e il modo per integrarle nella pratica quotidiana.

Questo potrebbe indurre a pensare che tutti gli aspetti progettuali riguardanti questo tipo di collegamento siano già stati ampiamente sciorinati, ma ciò non riflette la realtà, specialmente per quanto riguarda la duttilità dei collegamenti.

Tra le varie componenti di cui si compongono i nodi flangiati non irrigiditi:

- Alcune esibiscono una buona duttilità come i pannelli d'anima delle colonne, per esempio,

- Altri sono riconosciuti come particolarmente fragili (bulloni in trazione o a taglio, saldature),
- Alcune presentano una duttilità che varia a seconda delle ipotesi di progetto e possono avere comportamento duttile o fragile (piastra di estremità in flessione e bulloni in trazione, flange della colonna in flessione e bulloni in trazione, ...)

La conoscenza dell'ultima categoria rimane piuttosto limitata come testimoniato dalle pochissime indicazioni fornite dall'Eurocodice 3, parte 1-8. Tale mancanza diventa significativa per le applicazioni in zona sismica e in particolare nei telai la dissipazione dell'energia avviene in corrispondenza dei nodi, che sono a completo ripristino. Il Capitolo 4 del presente documento, chiarisce come superare queste difficoltà e progettare il collegamento in modo da garantirne un'adeguata duttilità, sulla base delle conoscenze acquisite dai partner di EQUALJOINTS + in tutte le loro attività ed esperienze di ricerca passate e in corso.

1.4. Nodi dog-bone

I terremoti di Northridge del 1994 e Kobe del 1995 hanno evidenziato la necessità di evitare che eccessive sollecitazioni si sviluppino nelle saldature delle connessioni trave-colonna, causando rotture di tipo fragile. A questo scopo possono essere adottate due strategie: (i) rinforzo della connessione; (ii) indebolimento della trave. Quest'ultima si realizza utilizzando connessioni tipo dog-bone, anche conosciute come RBS (Reduced Beam Section).

La proposta di indebolire intenzionalmente la sezione della colonna per favorirne la plasticizzazione fu inizialmente ipotizzata da Plumier (1990). Tuttavia, i dati sperimentali prima del 1994 erano piuttosto limitati. Un certo numero di test sperimentali su connessioni di tipo RBS sono stati condotti da Chen, 1996; Engelhardt et al., 1996; Popov et al., 1996; Iwankiw and Carter, 1996; Tremblay et al., 1997; Zekioglu et al., 1997. Ulteriori ricerche incentrate sulle connessioni RBS (Engelhardt et al., 2000; Gilton, Chi and Uang, 2000; Yu et al. 2000) sono state condotte nell'ambito dello studio SAC sponsorizzato da FEMA (Kunnath e Malley, 2002; FEMA-350 , 2000b). Tra le diverse opzioni per la riduzione della sezione, il raggio di taglio della sezione RBS tende ad esibire un comportamento leggermente più duttile, ritardando lo sviluppo della frattura (Engelhardt et al., 1996-2000).

Va notato, tuttavia, che i primi test che hanno portato alla prequalifica della connessione RBS con taglio radiale consideravano sezioni di colonne con flange larghe e profili fino a W14. Ulteriori studi hanno riguardato i limiti in termini di altezza delle colonne (Zhang e Ricles, 2006b, Zhang e Ricles, 2006), dati i benefici di colonne alte nel controllo del drift sismico. I test sono stati condotti anche su sezioni di colonne fino a W27, che hanno un'altezza media di 700 mm (Uang et al., 2000;

Chi and Uang, 2002). Questi studi hanno richiamato l'attenzione sulla suscettibilità delle colonne alte a torsione, fenomeno che rischia di compromettere le prestazioni plastiche della sezione ridotta, poiché le sezioni RBS sono più inclini al fenomeno dell'instabilità latero-torsionale (LTB), a causa della ridotta superficie delle flange. Inoltre, le sezioni di colonne alte tendono ad avere una resistenza torsionale limitata. D'altra parte, solo una pubblicazione (Chen e Tu, 2004) sembra aver indirizzato l'applicazione di RBS a sezioni di tipo "jumbo beam", applicando un profilo di taglio affusolato.

Ulteriori ricerche sperimentali e analitiche focalizzate sull'applicazione di RBS a colonne alte (Zhang e Ricles, 2006) hanno mostrato che la soletta può ridurre notevolmente la torsione che si sviluppa nella colonna, poiché offre rinforzo alla trave e riduce lo spostamento laterale della flangia inferiore. La presenza di solette composte è stata studiata non solo in relazione alla torsione delle colonne. Il lavoro di ricerca iniziale (Tremblay et al, 1997) ha indicato che i rinforzi a taglio non devono essere collocati all'interno della zona individuata dalla sezione ridotta, al fine di ridurre qualsiasi interferenza con il meccanismo di snervamento, che può ridurre la capacità di rotazione della cerniera plastica; le saldature possono a loro volta diventare fonte di fratture. Oltre a migliorare il comportamento delle travi contro l'instabilità latero-torsionale, la soletta è anche in grado di incrementare la resistenza della connessione e la capacità rotazionale in flessione positiva (Jones et al 2002; Uang and Fan, 2001).

Sulla base di primi studi sperimentali e analitici, le prime raccomandazioni di progettazione per le connessioni di tipo RBS sono state fornite dalle FEMA-350 (2000b), e riguardavano le sezioni ridotte con taglio radiale per l'applicazione sia nei telai speciali (SMF) che nei telai ordinari (OMF). I dati di prequalificazione includevano diverse limitazioni riguardanti le dimensioni delle sezioni, il peso e lo spessore della flangia, rendendo il profilo W36x150 la sezione di trave massima consentita. Inoltre, la dimensione massima della sezione di colonna consentita per i telai ad alta duttilità era W14. È stata inclusa inoltre una procedura di progettazione, adottata anche dalle versioni successive dei codici AISC, con alcune rifiniture. Il concetto era di dimensionare la geometria RBS per ottenere una riduzione del momento sviluppato in corrispondenza della faccia faccia della colonna, rispetto alla piena capacità del momento plastico della trave.

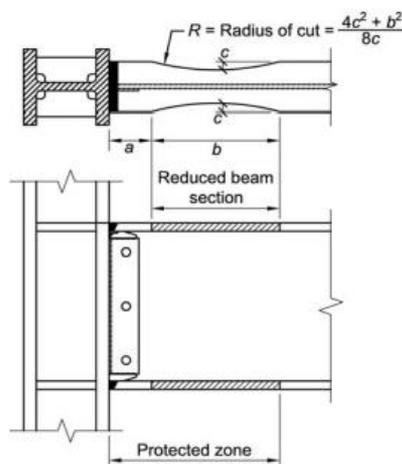


Figura 1.3 Configurazione e dimensioni della connessione a sezione ridotta
(ANSI/AISC 358, 2010a)

La prequalificazione delle connessioni di tipo RBS con raggio di taglio è stata adottata nelle più recenti ANSI / AISC 358 (2010a) con limiti di applicazione delle travi simili a quelle incluse nelle FEMA-350 (2000b). Le principali dimensioni di progetto di una tipica connessione RBS con raggio di taglio sono illustrate nella Figura 1.4. La sezione più grande consentita è la W36x300. Inoltre, la sezione della colonna consentita è stata aumentata a W36, senza limitazioni per quanto riguarda lo spessore della flangia della colonna o il peso della sezione. Ulteriori limitazioni riguardanti i rapporti larghezza-spessore e il rinforzo laterale di travi e colonne implicano la conformità alle disposizioni sismiche AISC (ANSI / AISC 341, 2010b). È importante notare che il contributo delle solette come ritengo torsionale è considerato nei recenti codici, mentre le connessioni RBS nei telai ad alta duttilità sono limitate ai collegamenti saldati d'anima.

Attualmente le connessioni RBS (o dog-bone) non sono esplicitamente trattate nella Parte 1 dell'Eurocodice 8 (EN1998-1: 2005). Tuttavia, sono indicate nella parte 3 ed incluse nella EN 1998-3: 2005 come sistema di adeguamento per migliorare la duttilità delle travi. Si noti che le connessioni RBS dovrebbero avere una capacità rotazionale di 40 mrad allo stato limite di prevenzione del collasso. La procedura di progettazione proposta è essenzialmente identica a quella disponibile negli codici statunitensi, con alcune leggere differenze. Pachoumis et al. (2010) hanno notato che la ricerca riguardante l'applicazione della RBS ai profili europei è limitata, e pertanto hanno condotto test sperimentali e lavori analitici per valutare l'applicabilità di queste raccomandazioni nella pratica. Da ciò si è concluso che le dimensioni delle sezioni ridotte fornite nella EN-1998-3: 2005 possono richiedere modifiche per essere applicate efficacemente alle sezioni europee. Pertanto, le informazioni fornite nella EN 1998-3: 2005 richiedono ulteriori sviluppi e adattamenti per essere coerenti con le procedure di progettazione previste dalla EN1998-1: 2005

Ulteriori informazioni e raccomandazioni sul comportamento e sulla progettazione delle connessioni a sezione ridotta (RBS) sono fornite nelle sezioni successive.

2. Descrizione delle principali caratteristiche dei provini testati

Nell'ambito del progetto sono state investigate quattro tipologie di connessioni bullonate ((a) nodi flangiati non irrigiditi, (b) nodi flangiati irrigiditi, (c) nodi flangiati con costolatura d'ala e una saldata (d) tipo dog-bone (Figura 2.1) progettate per diversi livelli prestazionali. Le connessioni bullonate sono progettate in accordo alla procedura di progetto specifica sviluppata nell'ambito del progetto EQUALJOINTS nel quadro dell' EN 1993-1-8; Il progetto del tipo dog-bone è stato condotto conformemente alle norme americana US building code ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures) e steel buildings specific standards AISC 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), AISC 358-16 (Prequalified Connections for Seismic Applications) e AISC 360-16.

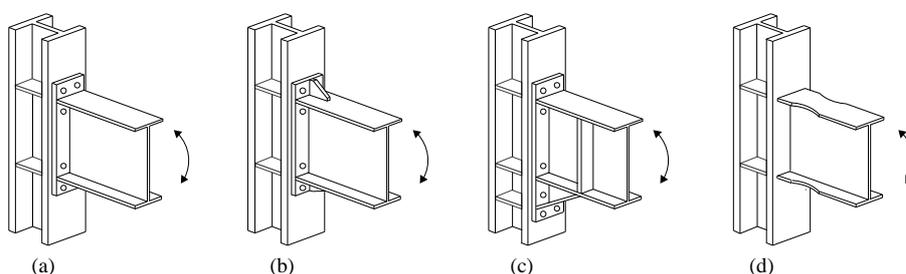


Figura 2.1 Nodi trave-colonna pre-qualificati nell'ambito del progetto EQUALJOINTS: a) bullonati flangiati non irrigiditi, b) bullonati flangiati irrigiditi, c) bullonati flangiati con costolatura d'ala, b) saldati dog-bone

Le connessioni esaminate sono concepite per i seguenti livelli prestazionali:

- Completo ripristino di resistenza: tutta la domanda plastica è concentrata nella trave connessa, mentre la connessione e il pannello nodale restano in campo elastico.
- Nodi bilanciati: le deformazioni plastiche sono attese nella zona di connessione e/o nel pannello nodale e nella trave connessa.
- Parziale ripristino di resistenza: la domanda plastica è concentrata nella zona di connessione e/o del pannello nodale.

Un'ulteriore classificazione può essere introdotta in funzione della resistenza della zona di connessione e del pannello nodale, per i nodi bilanciati e a parziale ripristino di resistenza:

- Pannello nodale forte: le deformazioni plastiche sono concentrate esclusivamente nella connessione (per nodi a parziale ripristino) o nella connessione e nella trave (nodi bilanciati).
- Pannello nodale bilanciato: le deformazioni plastiche sono bilanciate tra la connessione e il pannello nodale (nodi a parziale ripristino) o tra il pannello nodale, la zona di connessione e la trave (nodi bilanciati).
- Pannello nodale debole: le deformazioni plastiche si concentrano nel pannello nodale (nodi a parziale ripristino) o nel pannello nodale e nella trave (nodi bilanciati).

La campagna sperimentale (vedi Tabella 2.1) include 76 provini di nodi trave-colonna. I parametri di variazione sono la tipologia di nodo, il livello prestazionale, la configurazione del nodo (nodi esterni/interni) e il protocollo di carico (monotono e due diversi tipi di carico ciclico). L'influenza della pallinatura è stata inoltre investigata per valutarne i potenziali benefici sulla duttilità locale delle saldature che collegano la trave e la piastra d'estremità nelle connessioni a parziale ripristino, per le quali sono attese ampie escursioni di deformazione in campo plastico.

Tabella 2.1 **Campagna sperimentale: parametri di variazione**

Parametri	Variations
Travi-colonne collegate	Trave piccola (1), trave media (2), trave grande (3) (vedi Tabella 2.2) *i Dog-bone sono progettati considerando profili americani W-type.
Tipologia di nodo	Con costolatura d'ala – Nodi flangiati non-irrigiditi – Nodi flangiati irrigiditi– Dog-bone
Configurazione	Interni/Esterni
Livello prestazionale	Completo ripristino di resistenza, nodi bilanciati, parziale ripristino di resistenza
Protocollo di carico	Monotono – Ciclico AISC – Ciclico EU proposto
Pallinatura	Si/No

Tabella 2.2 **Travi-colonne connesse per i nodi bullonati**

	trave/colonna		
	1	2	3
Trave	IPE360	IPE450	IPE600
Colonna per nodi esterni (T)	HEB280	HEB340	HEB500
Colonna per nodi interni (X)	HEB340	HEB500	HEB650
Luce della campata	6 m	6 m	8 m

Nei paragrafi successive la campagna sperimentale e i parametri di variazione sono discussi nel dettaglio con riferimento ad ogni tipologia di nodo analizzata.

2.1. Nodi flangiati con costolatura d'ala inferiore

Il programma sperimentale è costituito da tre gruppi di provini:

- Gruppo 1: nodi esterni, a completo ripristino di resistenza, costolatura a 35°, pannello nodale forte; due provini (TSO) prevedono trave forte.
- Gruppo 2: nodi esterni, a completo ripristino di resistenza, costolatura a 45°, pannello nodale forte;
- Gruppo 3: nodi interni, a completo ripristino di resistenza, costolatura a 35°, pannello nodale bilanciato;

I gruppi 1 e 2 sono rivolti alla pre-qualificazione di due possibili geometrie (considerando il limite inferiore e superiore di un intervallo di angolazioni ragionevoli) per l'intervallo di sezioni considerate per la trave.

Il gruppo C investiga il comportamento di nodi con pannello nodale bilanciato, che comporta un comportamento semi-rigido.

Per i nodi dei gruppi 1 e 2 sono stati utilizzati due piatti d'anima, mentre un piatto singolo è stato impiegato come rinforzo per quelli del gruppo 3. I parametri di variazione considerati per la campagna sperimentale sono: protocollo di carico (monotono e ciclico), dimensione degli elementi, nodi interni o esterni, pannello nodale forte/bilanciato, trave forte e geometria della costola. La Tabella 2.3 sintetizza i parametri considerati e riporta l'etichettatura dei provini. Come si può notare, il programma sperimentale prevede 24 prove di cui 3 usando un protocollo monotono (EH2-TS-35-M, EH2-TS-45-M, and EH2-XB-35-M) al fine di calibrare i modelli numerici. Le prove restanti sono condotte sotto carico ciclico. La maggior parte delle prove è stata condotta con il protocollo ANSI/AISC 341-16 e tre prove cicliche (una per ogni taglia di trave) sono state effettuate utilizzando il protocollo specifico per la qualificazione europea, sviluppato nell'ambito del progetto EQUALJOINTS.

Tabella 2.3 **Programma sperimentale per i nodi flangiati con costolatura d'ala**

Gruppo	Configurazione	Geometria costola	Protocollo di carico	Trave/colonna		
				1	2	3
1	TS	35°	M	-	EH2-TS-35-M	-
			C1	EH1-TS-35-C1	EH2-TS-35-C1	EH3-TS-35-C1
			C2	EH1-TS-35-C2	EH2-TS-35-C2	EH3-TS-35-C2
			CA	EH1-TS-35-CA	EH2-TS-35-CA	EH3-TS-35-CA

	TSO	35°	C	EH1-TSO-35-C	-	EH3-TSO-35-C
2	TS	45°	M	-	EH2-TS-45-M	-
			C1	EH1-TS-45-C1	EH2-TS-45-C1	EH3-TS-45-C1
			C2	EH1-TS-45-C2	EH2-TS-45-C2	EH3-TS-45-C2
3	XB	35°	M	-	EH2-XB-35-M	-
			C1	EH1-XB-35-C1	EH2-TS-35-C1	-
			C2	EH1-XB-35-C2	EH2-TS-35-C2	-

Note:

- Configurazione: nodi esterni con pannello nodale forte (TS), nodi esterni con pannello nodale forte/trave forte (TSO), nodi interni con pannello nodale bilanciato (XB);
- Geometria della costola: inclinazione di 35° (35), inclinazione di 45° (45);
- Protocollo di carico: monotono (M), ciclico (C1, C2), ciclico Equaljoints (CA);
- Per le dimensioni di travi e colonne vedere Tabella 2.2.

2.1.1. *Descrizione della tipologia*

I nodi flangiati con costolatura d'ala sono concepiti per avere una connessione a completo ripristino di resistenza e rigidità con pannello nodale forte o bilanciato. I dettagli della connessione sono raffigurati in Figura 2.2. L'organo di connessione è realizzato attraverso una piastra d'estremità saldata alla trave e bulloni ad elevata resistenza; è irrigidito con una costolatura in corrispondenza della flangia inferiore della trave. Gli irrigidimenti trasversali su travi e colonne devono essere sempre previsti, mentre i piatti d'anima possono essere impiegati per irrigidire e rinforzare il pannello nodale, se necessario. L'angolo di inclinazione tra la flangia inferiore della trave e la flangia della costola deve variare tra i 30° e i 45°. Le caratteristiche delle saldature usate per i nodi pre-qualificati sono descritte in Figura 2.3. Tutte le saldature sono progettate per la resistenza degli elementi collegati, usando due cordoni d'angolo (da entrambi i lati del piatto) con un'altezza di gola minima di 0.55 volte lo spessore del piatto. Le saldature critiche (flangia superiore della trave, flangia della costola, piatti supplementari d'anima) sono a completa penetrazione. Le saldature della flangia superiore della trave e della costola sono ulteriormente rinforzate con cordoni aggiuntivi.

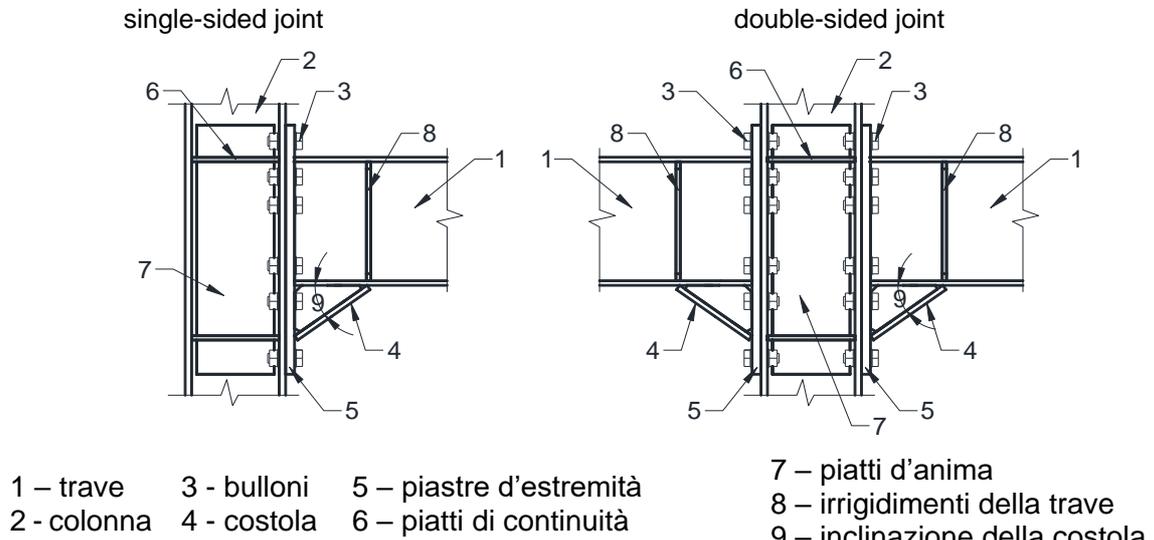


Figura 2.2 Descrizione dei nodi flangiati con costolatura d'ala.

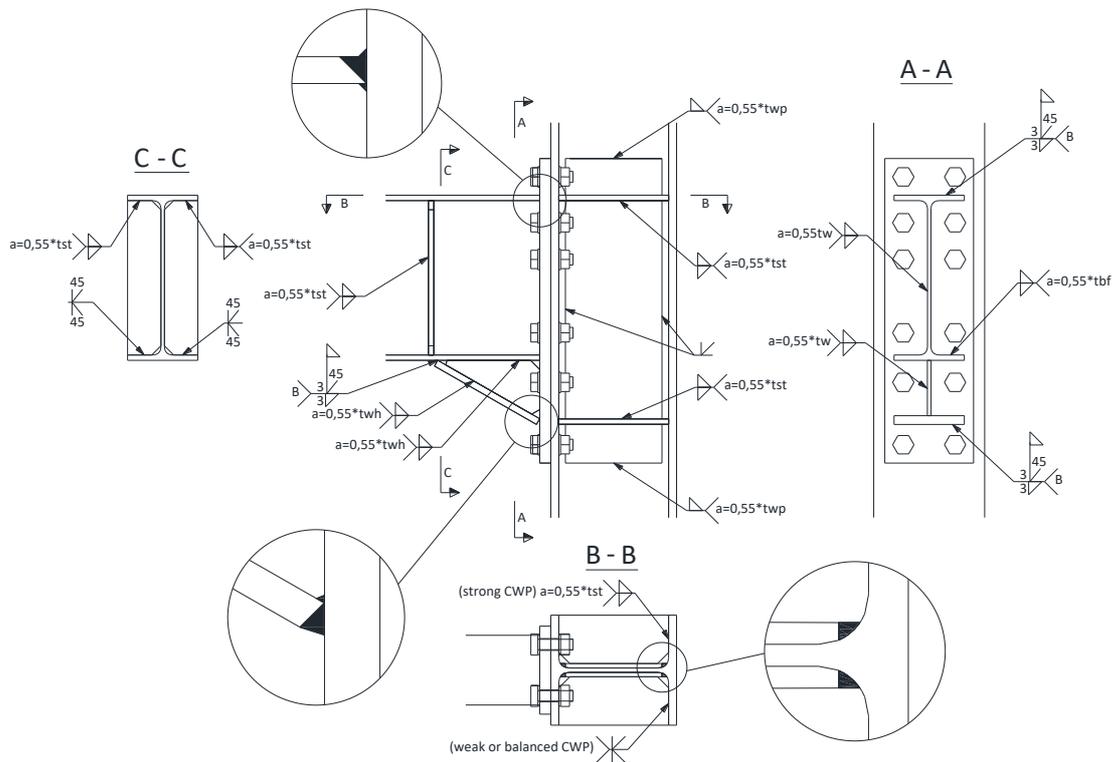


Figura 2.3 Dettaglio delle saldature per i nodi flangiati con costolatura d'ala

2.1.2. Sistemi strutturali per i quali sono qualificati i nodi

I nodi flangiati con costolatura d'ala descritti nel presente documento sono pre-qualificati per i seguenti sistemi strutturali:

- Telai momento-resistenti (MRFs);
- Strutture duali con controventi concentrici (i.e. MRF+ CBFs);
- Strutture duali con controventi eccentrici (i.e. MRF+ EBFs).

I nodi devono essere utilizzati solo in telai le cui maglie siano definite trave-colonna perpendicolari e che presentino uno schema planimetrico della parte sismo-resistente regolare, senza travi inclinate.

2.1.3. Limiti di applicazione

I limiti di applicazione della procedura di pre-qualificazione sono elencati in Tabella 2.4. Inoltre, le linee guida fornite nella Tabella 2.5 possono essere utilizzate per la scelta iniziale delle geometrie e dei materiali.

Tabella 2.4 Limiti di applicazione della pre-qualificazione per i nodi flangiati con costolatura d'ala

Elementi	Intervallo di applicazione
Trave	Profili formati a caldo nell'intervallo IPE330 - IPE600. La sezione trasversale deve essere di classe 1 in accordo all'EN 1993-1-1. Le sezioni in composizione saldata possono essere utilizzate solo se le saldature tra anima e flange sono a completa penetrazione con ulteriori cordoni di rinforzo.
Altezza	330 - 600 mm
Rapporto distanza tra le cerniere plastiche e altezza del profilo	Minimo 7
Spessore della flangia	Minimo: 11 mm Massimo: 21 mm* (estrapolazione del 10% rispetto al massimo testato)
Materiale	S235 - S355
Colonna	Profili formati a caldo nell'intervallo HEB260/HEM260 - HEB550/HEM550. Cross-section shall be class 1 according to EN 1993-1-1. La sezione trasversale deve essere di classe 1 in accordo all'EN 1993-1-1. Le sezioni in composizione saldata possono essere utilizzate solo se le saldature tra anima e flange

	sono a completa penetrazione con ulteriori cordoni di rinforzo.
Altezza	260 - 550 mm
Spessore flangia	Minimo: 17.5 mm Massimo: 40 mm
Materiale	S235- S355
Altezza trave/colonna	0.60-2.00
Piastra d'estremità	20-40
Spessore	Minimo: 20 mm Massimo: 40 mm
larghezza	Minimo: larghezza flangia della trave + 30 mm Massimo: larghezza flangia colonna
Materiale	S235- S355
Piatti di continuità e irrigidimenti per la trave	In accordo a EN 193-1-8 ed EN 1998-1.
Materiale	S235 - S355
Piatti supplementari d'anima	In accord all' EN 193-1-8 e EN 1998-1. E' consentito considerare l'area totale dei piatti ai fini del calcolo della resistenza a taglio del pannello.
Altezza	Pari almeno all'altezza della piastra d'estremità.
Materiale	S235 - S355
Bulloni	Bulloni ad alta resistenza con preserraggio in accordo a EN 14399-3 (tipo HR) ed EN 14399-4 (tipo HV). I bulloni devono essere preserrati in accord all' EN 1090-2.
Diametro	M24 - M36
Grado	8.8 o 10.9
Fori	In accordo a EN 1993-1-8
Costola di irrigidimento	
Inclinazione	30° - 45°.
Welds	Figura 2.3
Piastre d'estremità – flangia della trave e dell'irrigidimento	A completa penetrazione rinforzate
Piatti di continuità – flangia colonna	A completa penetrazione
Piatti supplementari - anima colonna	A completa penetrazione con riempimento del raggio di raccordo
Altre saldature	Saldature a cordone d'angolo con altezza di gola maggiore di 0.55 volte lo spessore dei piatti connessi.

Nota. Le prove sperimentali sono state eseguite su provini con travi nell'intervallo IPE360 - IPE600. Il limite inferiore è esteso all'IPE 330 e rappresenta una variazione

di meno del 10% dell'altezza della trave. Inoltre, travi più piccolo hanno mostrato maggiore duttilità.

Tabella 2.5. **Scelta iniziale delle geometrie della connessione e dei materiali per I nodi flangiati con costolatura d'ala.**

Elemento	Dimensione della trave		
	Piccola (\approx IPE360)	Media (\approx IPE450)	Grande (\approx IPE600)
Classe dei bulloni	10.9		
Dimensione bulloni	M27	M30	M36
Numero di file dei bulloni	6	6	8
Piastra d'estremità	<i>Spessore:</i> $t_{ep}=d_b$. <i>Dimensioni:</i> la larghezza deve essere maggiore di quella della flangia della trave di almeno 30 mm (per alloggiare le saldature). La parte che si estende al di sopra della flangia della trave deve essere sufficientemente grande da potervi alloggiare una riga di bulloni rispettando i requisiti in accordo all' EN 1993-1-8 (§3.5).		
Costola di irrigidimento	Larghezza della flangia pari alla larghezza della flangia della trave. Spessore della flangia maggiore di γ_{ov} volte dello spessore della flangia della trave. Spessore dell'anima uguale o maggiore dello spessore dell'anima della trave. Altezza della flangia: $h_h = 0.4 \cdot h_b$ per un'inclinazione pari a: $30^\circ \leq \alpha < 40^\circ$; $h_h = 0.5 \cdot h_b$ per un'inclinazione pari a: $40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$.		
Piatti supplementari d'anima	Lo spessore e le dimensioni dei piatti supplementari d'anima devono rispettare I requisiti conformi all' EN 1993-1-8 (§ 6.2.6.1); in alternativa devono essere impiegate saldature a riempimento che ne garantiscano la stabilità della resistenza.		
Piatti di continuità	Tabella 2.4		
Dettagli delle saldature	Tabella 2.4		
Nota: t_{ep} è lo spessore del piatto di estremità e d_b è il diametro nominale del bullone			

2.2. Nodi flangiati irrigiditi

I nodi flangiati irrigiditi (vedi Tabella 2.6) costituiscono tre gruppi di provini:

1. Nodi esterni (TS) a completo ripristino di resistenza con pannello nodale forte.
2. Nodi esterni (TS) bilanciati con pannello nodale forte.
3. Nodi interni (XS) bilanciati con pannello nodale forte

Tutti i provini sono di acciaio S355. I gruppi 1 e 2 sono pensati per qualificare i nodi flangiati irrigiditi progettati in accordo a due differenti livelli prestazionali (a completo ripristino e bilanciati) per le travi considerate; il pannello nodale è progettato per

essere sovra-resistente rispetto alla zona di connessione in entrambi i casi. Inoltre, l'influenza della pallinatura delle saldature (Esp) viene investigata per il Gruppo 2. Il Gruppo 3 è rivolto a investigare il comportamento di nodi interni con pannello nodale forte (XS). Il programma prevede 6 test ciclici (2 per ogni taglia di trave) per ogni gruppo di provini. Nel primo gruppo sono previste anche due prove a carico monotono rivolte a valutare l'influenza del rapporto trave-colonna. È inoltre previsto un ulteriore test a carico ciclico con un protocollo di carico alternativo sviluppato nell'ambito del progetto. Inoltre, nel Gruppo 2 (nodi TS bilanciati) sono previste tre prove cicliche (una per ogni dimensione di trave) su provini con pallinatura delle saldature. È probabile che per le connessioni nel Gruppo 2 la domanda nelle saldature sia maggiore, pertanto la pallinatura potrebbe risultare vantaggiosa.

Tabella 2.6 Parametri e etichette dei provini per i nodi flangiati irrigiditi

Group	Connection type	Joint configuration	Connection strength	Loading protocol	Beam/column depth		
					1	2	3
1	ES	TS	F	M	ES1-TS-F-M	ES2-TS-F-CA	ES3-TS-F-M
	ES	TS	F	C1	ES1-TS-F-C1	ES2-TS-F-C1	ES3-TS-F-C1
	ES	TS	F	C2	ES1-TS-F-C2	ES2-TS-F-C2	ES3-TS-F-C2
2	ES	TS	E	C1	ES1-TS-E-C1	ES2-TS-E-C1	ES3-TS-E-C1
	ES	TS	E	C2	ES1-TS-E-C2	ES2-TS-E-C2	ES3-TS-E-C2
	ES	TS	Esp	C	ES1-TS-Esp-C	ES2-TS-Esp-C	ES3-TS-Esp-C
3	ES	XS	E	C1	ES1-XS-E-C1	ES2-XS-E-C1	ES3-XS-E-C1*
	ES	XS	E	C2	ES1-XS-E-C2	ES2-XS-E-C2	ES3-XS-E-C2*

Note:

- Tipo di connessione: nodi flangiati irrigiditi (ES)
- Configurazione del nodo: esterno con pannello nodale forte (TS), interno con pannello nodale forte (XS)
- Livello prestazionale: completo ripristino (F), bilanciato (E), bilanciato con pallinatura (Esp)
- Protocollo di carico: monotono (M), ciclico (C1, C2)
- Loading protocol: monotonic (M), cyclic (C1, C2, C3), protocollo di carico alternativo (CA);
- Assemblaggio trave-colonna (vedi tabella 2.2)
- * problemi dovuti a crisi prematura delle saldature.

2.2.1. Descrizione della tipologia.

La configurazione del nodo è descritta in Figura 2.4. A seconda dell'altezza della trave e dei criteri di progetto adottati, possono essere utilizzate 4 o 6 file di bulloni. L'uso di piatti supplementari per rinforzare l'anima della colonna è una soluzione praticabile, se necessario, mentre l'impiego dei piatti di continuità (irrigidimenti trasversali della colonna) è sempre raccomandata. Il tipo di saldature, in accordo ai criteri progetto sono riportate in Tabella 2.7 e raffigurati in Figura 2.5.

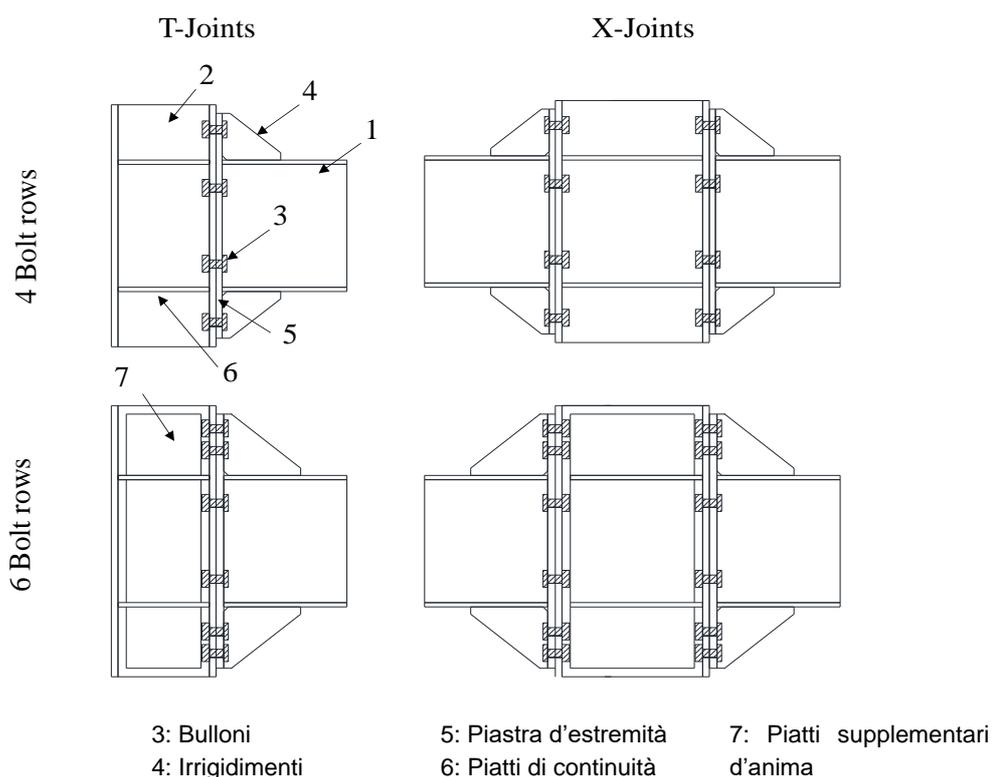


Figura 2.4 Descrizione dei nodi flangiati Irrigiditi

Tabella 2.7 Tipi di saldature in accordo ai criteri di progetto

Elementi saldati	Resistenza del nodo		
	Completo ripristino	Bilanciati	Parziale ripristino
Flangia della trave-piatto (bf-ep)	FPW	FPW	FPW
Anima della trave-piatto (bw-ep)	FPW	FPW	FW
Piatti di continuità-colonna (cp-c)	FW	FW	FPW
Irrigimento-piatto (r-ep)	FPW	FPW	FPW
Irrigidimento-flangia della trave (r-bf)	FPW	FPW	FPW
Piatti supplementari-anima colonna (Swp-c)	FPW+PW	FPW+P W	FPW+P W
Acronimi: Saldature a cordone (FW), Bottonature (PW), a completa penetrazione (FPW)			

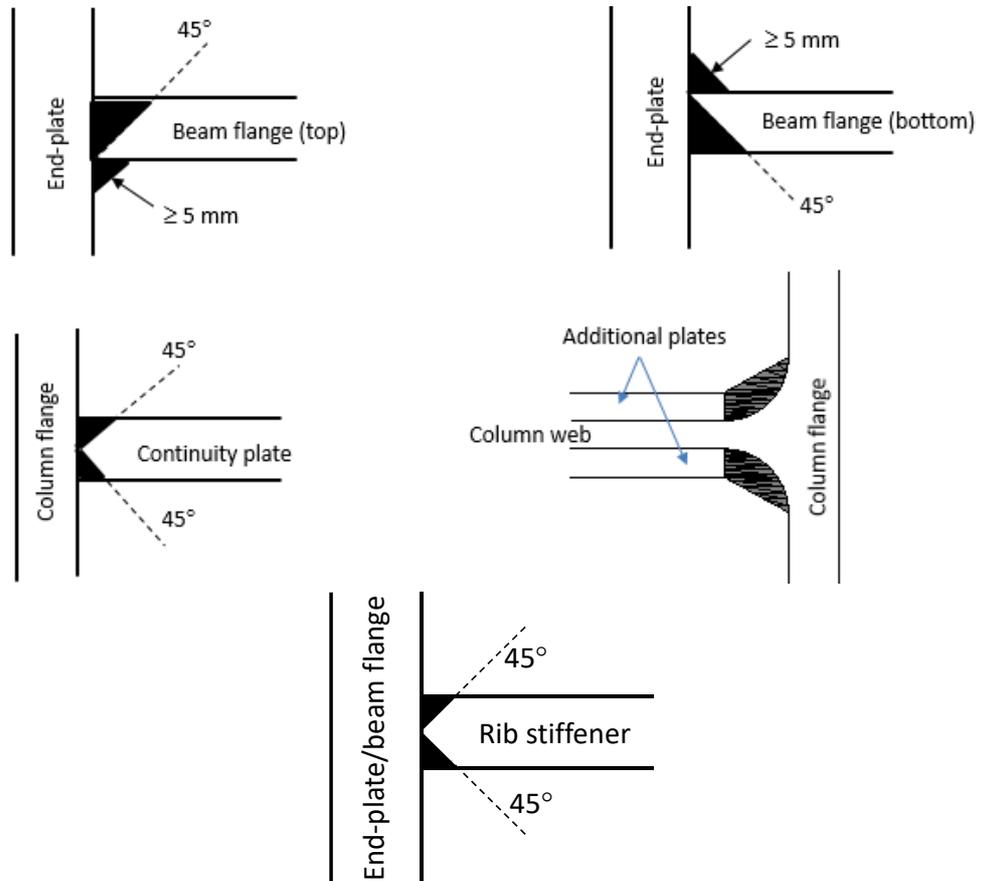


Figura 2.5 Dettaglio delle saldature per i nodi flangiati irrigiditi

2.2.2. Sistemi strutturali per cui quali i nodi sono prequalificati

I nodi flangiati irrigiditi sono prequalificati per i seguenti sistemi strutturali:

- Telai momento-resistenti (MRFs);
- Strutture duali con controventi concentrici (i.e. MRF+ CBFs);
- Strutture duali con controventi eccentrici (i.e. MRF+ EBFs).

I nodi devono essere utilizzati solo in telai le cui maglie siano definite trave-colonna perpendicolari e che presentino uno schema planimetrico della parte sismo-resistente regolare, senza travi inclinate.

2.2.3. Limiti di applicazione

I limiti di applicazione sono riportati in Tabella 2.8

Tabella 2.8 **Limiti di applicazione della prequalificazione**

Elementi	Intervallo di applicazione
Trave	
Altezza	Massimo=600mm
Rapporto altezza-luce	Massimo =23, Minimo=10
Spessore della flangia	Massimo =19mm
Materiale	S235-S355
Colonna	
Altezza	Massimo =550mm
Spessore della flangia	Massimo =29mm
Materiale	S235-S355
Altezza trave/colonna	0.65-2.15
Piatto d'estremità	18-30mm
Spessore	Tabella 2.9
Materiale	S235-S355
Piatti di continuità	
Spessore	Tabella 2.9
Materiale	S235-S355
Piatti supplementari d'anima	
Spessore	Tabella 2.9
Materiale	S235-S355
Bulloni	Bulloni pre-caricabili HV o HR
Dimensione	Tabella 2.9
Grado	HV10.9
Numero di file di bulloni	Tabella 2.9
Rondelle	In accordo a EN 14399-4
Fori	In accord a EN1993:1-8
Saldature	Tabella 2.7
Piatto-flangia della trave	A completa penetrazione rinforzate (Figura 2.5)
Piatti di continuità-flangia della colonna	A completa penetrazione (Figura 2.5)
Piatti supplementari–anima colonna	A completa penetrazione con riempimento dei raggi di raccordo (Figura 2.5)
Altre saldature	A cordone d'angolo: altezza di gola almeno 0.55 volte lo spessore dei piatti collegati.

Le indicazioni fornite in Tabella 2.9 possono essere usate per la scelta iniziale delle geometrie e dei materiali della connessione.

Tabella 2.9 Scelta iniziale di geometrie e materiali della connessione

Elemento	Dimensione della trave		
	Piccola (\approx IPE360)	Middle (\approx IPE450)	Piccola (\approx IPE360)
Classe dei bulloni	HV 10.9		
Dimensione dei bulloni	M27	M30	M36
Numero di file di bulloni	4/6	4/6	6
Piatto d'estremità	<p><i>Spessore:</i> $t_{ep}=(2/3\div 5/6)d_b$ per i nodi a completo ripristino deve essere leggermente maggiore rispetto a quello della flangia della colonna; $t_{ep}=(2/3\div 5/6)d_b$ per i nodi bilanciati ma deve essere minore dello spessore della flangia della colonna.</p> <p><i>Dimensione:</i> la larghezza deve essere uguale o minore di quella della flangia della colonna. La parte che si estende al di sopra delle flange della trave deve essere sufficientemente profonda da consentire l'alloggiamento di una o due file di bulloni, in accordo alle regole fornite dall' EC3-1-8 (§3.5).</p>		
Piatti supplementari d'anima	Lo spessore e la dimensione devono rispettare le regole fornite dall' EC3-1.8 (§ 6.2.6.1); oppure possono essere usate delle bottonature per garantire la stabilità della resistenza dei piatti supplementari d'anima.		
Piatti di continuità	Spessore simile a quello della flangia della trave		
Dettaglio delle saldature	Tabella 2.7		
Note: t_{ep} è lo spessore del piatto e d_b è il diametro nominale dei bulloni.			

2.3. Nodi flangiati non irrigiditi

Le connessioni del tipo flangiato non irrigidito (vedi Tabella 2.10) riguardano tre gruppi di provini, come segue:

1. Nodo esterno bilanciato con pannello nodale bilanciato (TB).
2. Nodo esterno a parziale ripristino di resistenza (60%) con pannello nodale bilanciato (TB).
3. Nodo interno a parziale ripristino di resistenza (80%) con pannello nodale debole (XW).

Tutti i nodi sono costituiti da elementi in acciaio S355. I Gruppi 1 e 2 sono pensati per qualificare i nodi flangiati irrigiditi progettati in accordo a due differenti livelli prestazionali (bilanciati e a parziale ripristino al 60% della resistenza) per le travi considerate; il pannello d'anima della colonna è progettato per avere la stessa resistenza della connessione in entrambi i casi. Inoltre, nel Gruppo 2 è stato investigato anche il trattamento delle saldature con pallinatura (Psp). Il Gruppo 3 è rivolto a investigare i nodi interni (XW) con pannelli d'anima deboli.

In ogni gruppo, ci sono almeno 6 test ciclici (2 per dimensione di trave), come è indicato nella Tabella 2.10. Nel primo gruppo, ci sono anche due test monotoni utili a valutare in maniera chiara l'influenza del processo di carico ciclico sulla risposta del nodo. È inoltre previsto un ulteriore test a carico ciclico con un protocollo di carico

alternativo sviluppato nell'ambito del progetto. Inoltre, nel Gruppo 2 (nodi TS bilanciati) sono previste tre prove cicliche (una per ogni dimensione di trave) su provini con pallinatura delle saldature.

Tabella 2.10 **Parametri e nomenclatura dei provini dei nodi flangiati non irrigiditi**

Gruppo	Tipologia connessione	Configurazione e nodo	Resistenza connessione	Protocollo di carico	Altezza trave/colonna		
					1	2	3
1	E	TB	E	M	E1-TB-E-M	E2-TB-E-M	E3-TB-E-CA
	E	TB	E	C1	E1-TB-E-C1	E2-TB-E-C1	E3-TB-E-C1
	E	TB	E	C2	E1-TB-E-C2	E2-TB-E-C2	E3-TB-E-C2
2	E	TB	P _(0.6)	C1	E1-TB-P-C1	E2-TB-P-C1	E3-TB-P-C1
	E	TB	P _(0.6)	C2	E1-TB-P-C2	E2-TB-P-C2	E3-TB-P-C2
	E	TB	P _{sp(0.6)}	C	E1-TB-Psp-C3	E2-TB-Psp-C3	E3-TB-Psp-C3
3	E	XW	P _(0.8)	C1	E1-XW-P-C1	E2-XW-P-C1*	E3-XW-P-C1
	E	XW	P _(0.8)	C2	E1-XW-P-C2	E2-XW-P-C2	E3-XW-P-C2

Note:

- Tipo di connessione: connessione trave-colonna con piastra terminale non irrigidita (E)
- Configurazione del nodo: nodo esterno e pannello d'anima bilanciato (TB), nodo interno e pannello d'anima debole (XW)
- Resistenza della connessione: resistenza uguale (E), resistenza parziale al 60% (P_(0.6)), resistenza parziale al 60% con trattamento di pallinatura (P_{sp(0.6)}), resistenza parziale al 80% (P_(0.8))
- Protocollo di carico: monotono (M), ciclico (C1, C2, C3), protocollo ciclico alternativo (CA)
- Altezze trave/colonna (vedi Tabella 2.2)
- *Poiché si sono verificati dei problemi con l'esecuzione della prova, i risultati non saranno discussi.

2.3.1. Descrizione della tipologia

La configurazione del nodo investigato è descritta nella Figura 2.6. A seconda dell'altezza della trave, possono essere adottate 4 o 6 file di bulloni. L'uso di piastre aggiuntive è un'opzione utile per rinforzare l'anima della colonna quando necessario, mentre l'uso di pitture di continuità (irrigidenti la colonna in direzione trasversale) è raccomandato in tutti i casi.

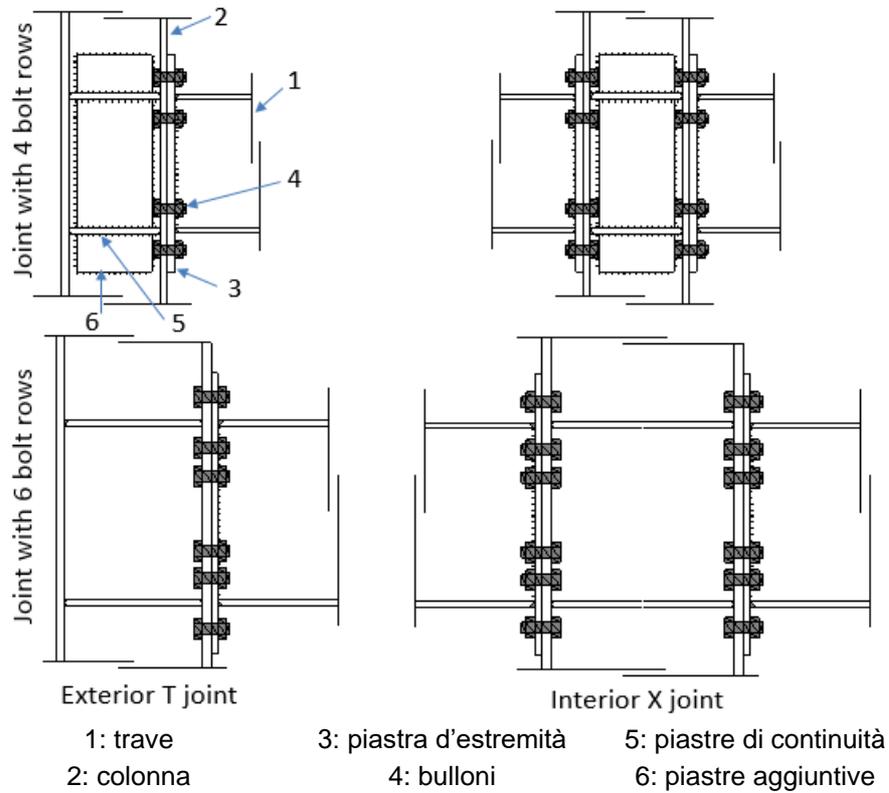


Figura 2.6: Descrizione dei nodi non irrigiditi aventi piastre di estremità estese

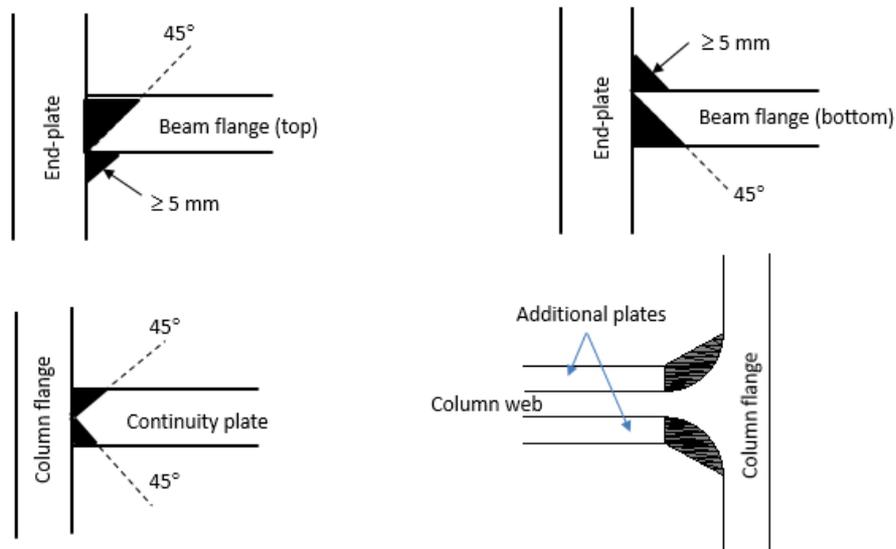


Figura 2.7: Dettaglio della sezione della saldatura a totale penetrazione

2.3.2. Limiti di applicazione

Limiti di applicazione della prequalificazione sono riportati in Tabella 2.11.

Tabella 2.11: Limiti di applicazione della prequalificazione

Elemento	Parametri	Intervallo di applicazione
Trave		
	Altezza	Massimo = 600mm
	Rapporto lunghezza-altezza	Massimo = 23, Minimo = 10
	Spessore flangia	Massimo = 19mm
	Materiale	Da S235 a S355
Colonna		
	Altezza	Massimo = 550mm
	Spessore flangia	Massimo = 31mm
	Materiale	S235-S355
Altezza trave/colonna		0.65-2.15
Piastra d'estremità		
	Spessore	18-25mm
	Materiale	S235-S355
Piatti di continuità		
	Spessore	Tabella 2.12
	Materiale	S235-S355
Piastre aggiuntive		
	Spessore	Tabella 2.12
	Materiale	S235-S355
Bulloni	Pre caricabili	HV o HR
	Dimensione	Tabella 2.12
	Grado	10.9
	Numero file di bulloni	Tabella 2.12
	Rondella	In accordo a EN 14399-4
	Fori	In accordo a EN1993:1-8
Saldature		
	Piastra d'estremità	rinforzata a completa penetrazione (Figura 2.7).
	Piastre di continuità delle flange della colonna	A completa penetrazione (Figura 2.7).
	Piatti aggiuntivi delle flange della colonna	A completa penetrazione (Figura 2.7).
	Altre saldature	Saldature d'angolo: la sezione di gola è maggiore di 0.55 volte lo spessore dei piatti connessi

Le indicazioni fornite in Tabella 2.12 possono essere usate per la scelta iniziale delle geometrie e dei materiali della connessione.

Tabella 2.12: **Scelta iniziale delle geometrie e dei materiali del nodo**

Elemento	Dimensioni della trave		
	Piccola (\approx IPE360)	Media (\approx IPE450)	Grande (\approx IPE600)
Classe del bullone	HV 10.9		
Dimensione del bullone	M27	M30	M36
Numero di file del bullone	4	4	6
Piastra di estremità	<i>Spessore:</i> $t_p=(1/2\div 2/3)d$ per nodi a parziale ripristino; $t_p=(2/3\div 5/6)d$ per nodi "equal"; ma dovrebbe essere minore dello spessore delle flange della colonna. <i>Dimensioni:</i> La larghezza dovrebbe essere uguale a quella delle flange della Colonna. La parte estesa dovrebbe essere sufficiente per posizionare una fila di bulloni, rispettando le regole fornite in EC3-1-8 (§3.5).		
Piatti supplementari d'anima	Con colonne HEB e travi IPE, le piaste aggiuntive devono essere prese in considerazione solo quando è richiesto un pannello d'anima resistente. Lo spessore e le dimensioni delle piastre aggiuntive devono essere rispettati seguendo le regole riportate in EC3-1.8 (§ 6.2.6.1).		
Piatti di continuità	Tabella 2.11		
Dettaglio delle saldature	Tabella 2.11		
Nota: t_p è lo spessore della piastra d'estremità e d è il diametro nominale del bullone.			

2.4. Nodi dog-bone

Il programma sperimentale dei nodi "dog-bone" è costituito da due provini come riassunto in Tabella 2.13:

Tabella 2.13: **Parametri e designazione dei provini per connessioni "dog-bone".**

Provino	Trave	Colonne	Doppio piatto (in)	Taglio dell'RBS		
				A (mm)	B (mm)	C (mm)
SP2	W44×230	W14×342	None	200.66	708.406	68.326
SP4	W44×408	W40×503	None	304.8	949.96	85.344

Tutte le travi sono realizzate con acciaio americano US Grade 50 e tutte le colonne in US Grade 65, per assicurare che la cerniera plastica si localizzi nella trave. Le caratteristiche sono fornite in unità americane, poiché il presente paragrafo è orientato maggiormente verso la prequalificazione e la pratica americane.

La geometria dei due assemblaggi trave-colonna è rappresentativa degli edifici multipiano diffusi in America. Infatti, tali assemblaggi sono estratti da una torre di uffici di riferimento a pianta quadrata alta 15 piani, progettata per elevata sismicità a San Francisco. Il sistema sismo-resistente è del tipo Special Moment Frames (SMF) con connessioni RBS. I telai - sono collocati perimetralmente e sono

generalmente costituiti da tre campate. Il progetto degli elementi è governato dalla necessità di contenere gli spostamenti orizzontali entro i limiti stabiliti. Ai livelli inferiori sono necessari elementi di grandi dimensioni, molti dei quali superano i limiti dell'attuale pre-qualificazione per le connessioni RBS.

3. Setup di prova e strumenti di misura.

3.1. Setup di prova

I setup di prova sono stati individualmente progettati dai partners coinvolti nell'attività sperimentale (UNINA, UPT, ULg, AM) compatibilmente con le attrezzature dei relativi laboratori e in modo da assicurare che la procedura di carico e la rilevazione dei dati fossero coerenti tra tutti i provini della campagna sperimentale.

In particolare, i nodi di tipo flangiati con costolatura d'ala sono stati testati verticalmente applicando il carico all'estremità superiore della colonna (vedi Figura 3.1a), mentre le altre tipologie sono state testate con setup disposti orizzontalmente, applicando il carico in corrispondenza dell'estremo libero della trave (vedi Figura 3.1b).

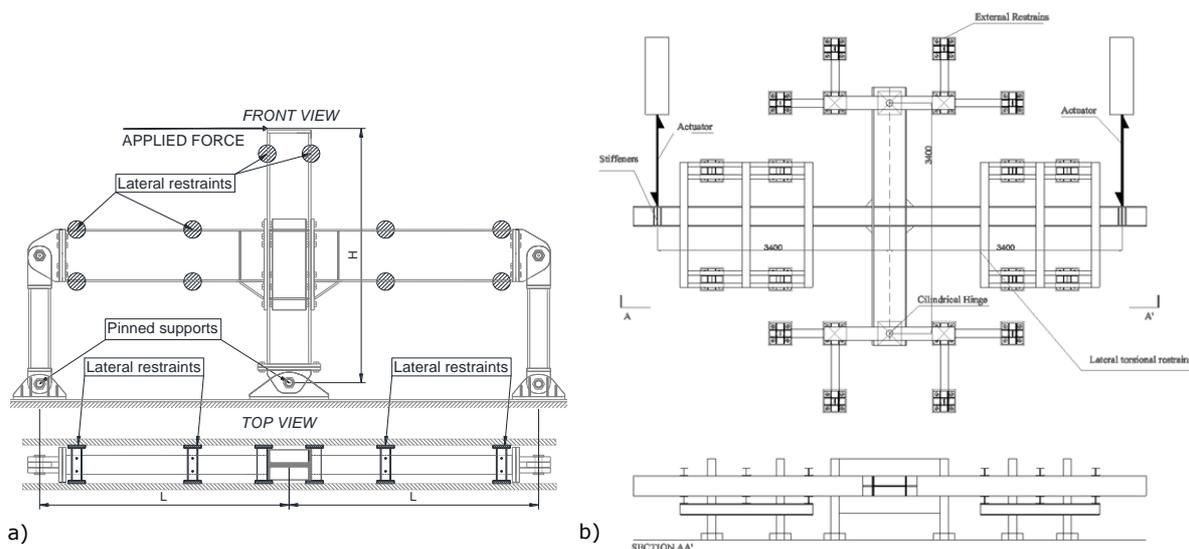


Figura 3.1. Impostazione dei Test (a) nodo testato verticalmente (b) nodo testato orizzontalmente

Per quanto riguarda gli strumenti di misura, sono stati impiegati dei trasduttori per monitorare le deformazioni dei provini durante i test. In via esemplificativa, la Figura 3.2 riporta la collocazione tipo dei trasduttori per i provini testati presso il laboratorio della Università di Napoli.

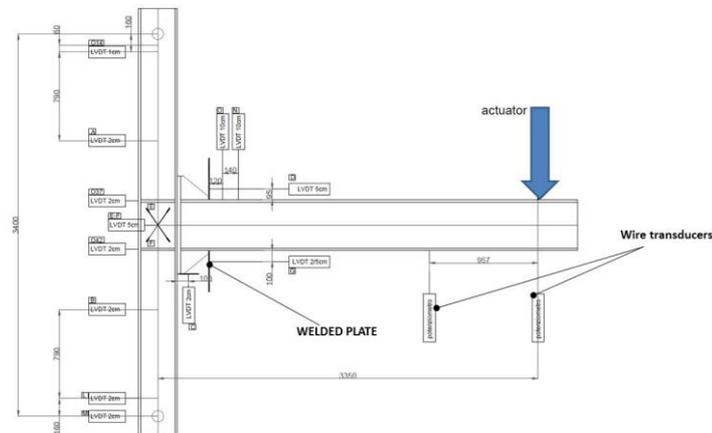


Figura 3.2 Strumenti di misurazione impiegati presso l'Università di Napoli

Attraverso tale configurazione degli strumenti di misura, è possibile determinare le principali deformazioni necessarie a caratterizzare il comportamento del nodo. Nello specifico:

I trasduttori 1 e 2 sono posizionati in corrispondenza delle cerniere cilindriche al fine di valutare il contributo di rotazione rigida della colonna;

I trasduttori 3 e 4 sono collocati sulla lunghezza della colonna al fine di valutare il contributo di rotazione elastica della colonna;

La rotazione del pannello nodale è fornita dai trasduttori 5-6 fissati diagonalmente sul pannello a livello del piatto di continuità;

Il trasduttore 7 è posizionato nell'estremità superiore del piatto al fine di valutare eventuale scorrimento della piastra terminale.

La rotazione della zona di connessione è misurata attraverso i trasduttori 8-9 fissati all'estremità degli irrigidimenti.

I trasduttori 10-11 sono collocati nella zona della trave dove è attesa la formazione della cerniera plastica al fine di valutarne il contributo di rotazione plastica.

Per valutare gli spostamenti della trave, sono inoltre previsti due potenziometri a filo in prossimità dell'estremo libero come mostrato in Figura 3.2.

3.2. Procedura di carico

Parametri di controllo:

I parametri di controllo dei test sui nodi trave-colonna sono la rotazione globale di interpiano θ del provino e il momento flettente M misurato in corrispondenza dell'asse della colonna.

E' importante sottolineare che i suddetti parametri di controllo θ e M sono impiegati principalmente per definire la procedura carico, posti in relazione con lo spostamento laterale all'estremità della trave/colonna δ e con la forza imposta

dall'attuatore F applicata durante le prove. Ulteriori parametri di controllo sono monitorati per caratterizzare la risposta del provino.

Per i setup di prova in cui l'attuatore applica il carico all'estremità superiore della, tali parametri sono definiti dalle seguenti espressioni (vedi Figura 3.3a):

$$\theta = \delta_{\text{beam}} / L_{\text{beam}}$$

Eq. (3.1)

$$M = F_{\text{beam}} \cdot L_{\text{beam}}$$

Eq. (3.2)

$$\delta_{\text{beam}} = \delta \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{column}}$$

Eq. (3.3)

$$F_{\text{beam}} = F \cdot L_{\text{column}} / L_{\text{beam}}$$

Eq. (3.4)

Dove:

θ è la rotazione di interpiano del provino assemblato;

M è il momento flettente in corrispondenza dell'asse della colonna;

δ è la deformazione dell'assemblaggio trave-colonna, definito come spostamento laterale all'estremità superiore colonna, depurato dal contributo dovuto a eventuali deformazioni dei supporti.

L_{beam} è la lunghezza della trave dall'asse della colonna;

L_{column} è la lunghezza della colonna;

F è la forza applicato all'estremo superiore della colonna;

δ_{beam} rappresenta lo spostamento all'estremità della trave;

F_{beam} è la reazione all'estremità della trave;

Il carico è applicato a controllo di spostamento. Se necessario, in fase elastica può essere applicato a controllo di forza.

Per i setup di prova in l'attuatore è applicato all'estremo libero della trave, i parametri di controllo sono definiti come segue (vedi Figura 3.3b):

$$\theta = \delta / L_{\text{beam}}$$

Eq. (3.5)

$$M = F \cdot L_{\text{beam}}$$

Eq. (3.6)

dove:

θ è la rotazione del nodo;

M è il momento flettente in corrispondenza dell'asse della colonna;

δ è la deformazione dell'assemblaggio trave-colonna, definito come spostamento laterale all'estremità superiore colonna, depurato dal contributo dovuto a eventuali deformazioni dei supporti.

L_{beam} è la lunghezza della trave dall'asse della colonna;

F è la forza applicata nell'estremo libero della trave.

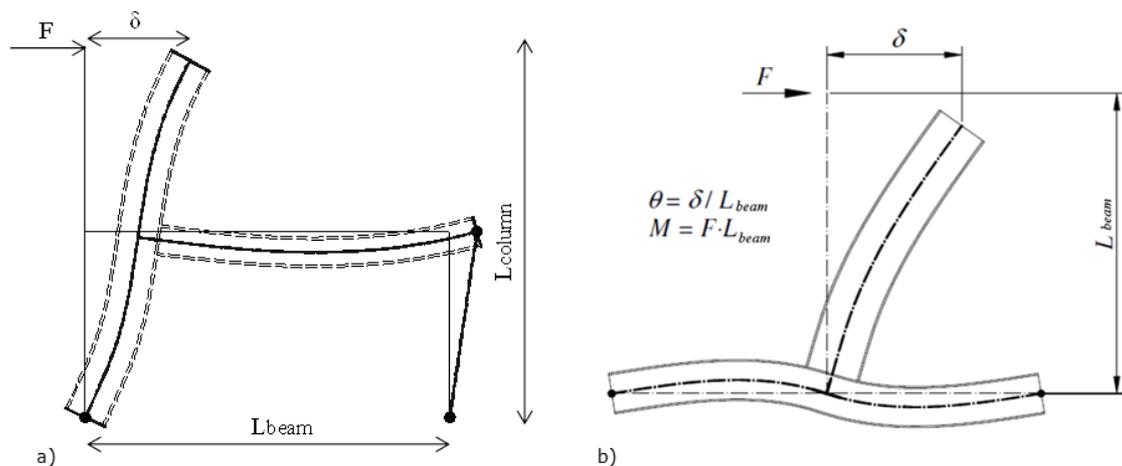


Figura 3.3 Definizione dei parametri adottati per i nodi trave-colonna testati mediante applicazione della forza (a) all'estremo superiore della colonna b) nell'estremo libero della trave

3.2.1. Velocità di carico

E' stata applicata un carico quasi-statico. La velocità di applicazione è tale da evitare che contributi di deformazione legati alla velocità di carico influenzino i risultati dei test. E' importante sottolineare che la velocità di carico da applicare nei test sui nodi trave-colonna non è specificata dalla normativa corrente.

La EN ISO 6892-1 (2009) per le prove a trazione prevede i seguenti valori:

in campo elastico: 6-6.60 MPa/s (a controllo di tensione);

nel ramo di plateau: $\dot{\epsilon} = 0.00025 - 0.0025s^{-1}$ (a controllo di deformazione);

3.2.2. Pre-carico

Al fine di stabilizzare il sistema e verificare il funzionamento del setup, è stato applicato qualche ciclo di carico prima dell'inizio del test stesso. Si raccomandano due o tre cicli alternati con un carico massimo superiore al 25% del carico previsto.

3.2.3. Applicazione del carico monotono

Il carico monotono è applicato incrementando progressivamente lo spostamento all'estremità della trave/colonna. Vengono effettuate diverse fasi di carico e scarico, per stimare la rigidità iniziale, anche quando il provino è in campo plastico. Per la fase di scarico, è consigliata una rotazione pari a $\theta = 0.02$ rad e 0.03 rad.

Il carico potrebbe essere messo in pausa più volte durante il test, mantenendo costante lo spostamento dell'attuatore al fine di valutare l'influenza della velocità di deformazione, fino a quando la forza applicata dell'attuatore si stabilizza. E' consigliabile che queste fasi di "rilassamento" siano applicate quando è stato raggiunto la rotazione di snervamento θ_y e successivamente con incrementi di 0.01 rad ($\theta_y + 0.01$ rad, $\theta_y + 0.02$ rad, etc.).

3.2.4. Protocollo di carico ciclico

La campagna sperimentale prevede due tipi di protocolli di carico ciclici. Nella seguente tabella sono entrambi riportati, quello fornito in accordo all'ANSI/AISC 341-16 (2016) e uno specifico protocollo sviluppato nell'ambito progetto EQUALJOINTS per la pre-qualificazione europea:

Protocollo Equaljoints		ANSI/AISC 341-16 (2016)	
No. Cicli	θ ,rad	No. Cicli	θ ,rad
2	0.0040	6	0.00375
2	0.0045	6	0.005
2	0.0051	6	0.0075
2	0.0061	4	0.0100
2	0.0075	2	0.0150
2	0.0096	2	0.0200
2	0.0124	2	0.0300
2	0.0163	2	0.0400
2	0.0218		
2	0.0293		
2	0.0400		

Il protocollo di carico prevista dall' ANSI/AISC 341-16, è stato utilizzato poiché ampiamente riconosciuto dalla comunità scientifica. Tale procedura è stata utilizzata precedentemente in altri programmi di pre-qualificazione, su tipologie di connessione utilizzate negli U.S. (ANSI/AISC 358-16). Inoltre, l'elevato numero di test già eseguiti in tutto il mondo mediante suddetta procedura, permette un più facile confronto tra le prestazioni dei nodi analizzati nell'ambito del progetto Equaljoints con quelle di altri nodi precedentemente analizzati in altri contesti.

Il protocollo EQUALJOINTS è stato invece sviluppato nell'ambito del progetto stesso, e concepito specificamente per una qualificazione europea essendo maggiormente rappresentativo della domanda legata ad eventi sismici in Europa. In Figura 3.4 sono confrontate le due procedure di carico, evidenziandone inoltre le

rispettive funzioni di domanda cumulativa (CDF) (c), che fornisce la rotazione cumulata imposta da ciclo a ciclo.

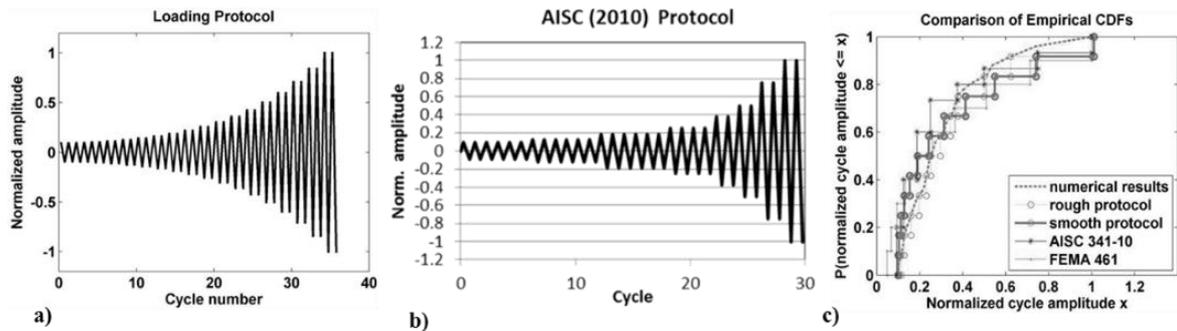


Figura 3.4 Procedura di carico (a) sviluppata nell'ambito di EqualJoints (b) conforme all'AISC 2016 (c) confronto delle CDF

4. Procedura di progetto per i nodi bullonati prequalificati

Questo capitolo descrive la procedura di progetto sviluppata nell'ambito del progetto Equaljoints per i nodi bullonati pre-qualificati.

4.1. Livelli prestazionali

Criterio di resistenza: in accordo all'EC8, il progetto sismico dei sistemi in acciaio è basato sul concetto di struttura dissipativa, in accordo al quale specifiche zone della struttura sono preposte alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso attraverso ampie escursioni di deformazione in campo plastico. Al contrario, le parti non dissipative sono progettate per rimanere in campo elastico e scongiurare meccanismi di collasso globale di tipo fragili. La gerarchia della resistenza è il principio fondamentale che governa il progetto e il dettaglio delle zone non-dissipative, progettate per la massima forza trasmessa dagli elementi dissipativi connessi. I criteri di progetto sviluppati nell'ambito del progetto Equaljoints, sono rivolti ad armonizzare i requisiti di gerarchia delle resistenze delle macro-componenti che costituiscono il nodo (pannello nodale, organo di connessione, trave, colonna) e delle sotto componenti (piatto d'estremità, bulloni, saldature, etc.). In accordo a tale procedura di progetto il nodo è concepito come costituito da tre macro-componenti (i.e. pannello nodale, organo di connessione, trave, vedi Figura 4.1); ogni macro-componente è progettata singolarmente in accordo a ipotesi specifiche, e semplici criteri di gerarchia delle resistenze vengono applicati per ottenere tre differenti livelli prestazionali, definiti confrontando la resistenza del nodo (i.e. pannello nodale + connessione) con la capacità flessionale della trave connessa, come: (i) a completo ripristino di resistenza; (ii) nodi bilanciati; (iii) a parziale ripristino di resistenza.

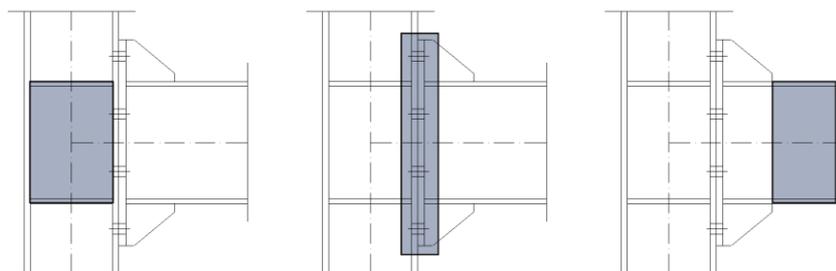


Figure 4.1 Zone plastiche per i livelli prestazionali esaminati: a) pannello nodale, b) connessione e c) trave.

(i) Connessioni a completo ripristino di resistenza sono progettati per garantire che le deformazioni plastiche si concentrino esclusivamente nella trave, coerentemente con il meccanismo colonna forte-trave debole raccomandato dall'EC8.

(ii) Nodi bilanciati sono teoricamente caratterizzati dallo snervamento simultaneo di tutte le macro-componenti (i.e. organo di connessione, in alcuni casi pannello nodale, trave).

(ii) Connessioni a parziale ripristino di resistenza sono progettati per concentrare le deformazioni plastiche nella zona di connessione (e in alcuni casi nel pannello nodale) e non nella trave.

E' opportuno specificare che né l'EC3 né l'EC8 attualmente considerano il caso dei nodi bilanciati, che sono proposti nell'ambito del progetto come livello prestazionale intermedio. In accordo alla classificazione attualmente codificata nell'EC3, un nodo bilanciato ricade nella categoria dei nodi a parziale ripristino di resistenza. I criteri di gerarchia delle resistenze sono garantiti dal soddisfacimento della seguente disuguaglianza in accordo ai livelli prestazionali attesi:

$$M_{wp,Rd} \geq M_{con,Rd} \geq M_{con,Ed} = \alpha \cdot (M_{B,Rd} + V_{B,Ed} \cdot s_h)$$

Eq. (4.1)

Dove $M_{wp,Rd}$ è il momento-resistente offerto dal pannello nodale; $M_{con,Rd}$ è la resistenza flessionale della connessione; $M_{con,Ed}$ è il momento di progetto in corrispondenza della faccia della colonna; il coefficiente α varia in funzione del livello prestazionale. È pari a $\gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov}$ per i nodi a complete ripristino (dove γ_{ov} è un coefficiente di sovra-resistenza dovuto all'aleatorietà del materiale, e γ_{sh} è il coefficiente di incrudimento che corrisponde al rapporto tra la il momento ultimo e il momento plastico della trave), pari a 1 per i nodi bilanciati, e minore di 1 per i nodi a parziale ripristino. Al fine di evitare un'eccessiva concentrazione di danno nella zona di connessione, il rapporto di resistenza per i nodi a parziale ripristino è assunto pari a 0.6 o 0.8. $M_{B,Rd}$ è la capacità plastica flessionale della trave connessa; s_h è la distanza tra la faccia della colonna e l'estremità dell'irrigidimento; $V_{B,Ed}$ è il taglio corrispondente alla formazione della cerniera plastica nella trave connessa, fornito come:

$$V_{B,Ed} = V_{B,Ed,M} + V_{B,Ed,G}$$

Eq. (4.2)

dove $V_{B,Ed,M}$ è il taglio dovuto alla formazione dellel cerniere plastiche a entrambe l'estremità della trave poste a distanza L_h e calcolato come:

$$V_{B,Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{B,Rd}}{L_h}$$

Eq. (4.3)

$V_{B,Ed,G}$ è il contributo dovuto ai carichi verticali; è opportuno notare che tale contributo non considera la distanza tra la faccia della colonna e la cerniera plastica e L_h è pari circa alla distanza tra le cerniere plastiche.

Ulteriori considerazioni sono necessarie circa i fattori di sovra-resistenza: γ_{ov} è assunto pari a 1.25 come raccomandato dall'EC8. Il coefficiente di incrudimento γ_{sh} è assunto diversamente dall' EN1993:1-8 e l'EN1998-1. In particolare, l'EN1993:1-8 raccomanda di considerare un coefficiente pari a 1.2 per i nodi a completo ripristino, mentre l'EN1998-1 prescrive contraddittoriamente un valore pari a 1.1. La letteratura fornisce numerose formulazioni empiriche per valutare la sovra-resistenza dovuta all'incrudimento γ_{sh} di travi in acciaio. Sulla base dei principali risultati conseguiti da Mazzolani and Piluso (1992), D'Aniello et al (2012), Güneyisi et al (2013, 2014) si evince che il coefficiente γ_{sh} per i profili europei comunemente impiegati per le travi (ad esempio di tipo IPE) varia tra nell'intervallo 1.1-1.2, e assume pertanto valori maggiori rispetto a quello prescritto all'EC8, ma in linea con l' AISC358-10 che fornisce il coefficiente di incrudimento come:

$$\gamma_{sh,AISC} = \frac{f_y + f_u}{2 \cdot f_y} \leq 1.20$$

Eq. (4.4)

Pertanto, nella procedura di progetto sviluppata nell'ambito di Equaljoints, γ_{sh} è assunto conservativamente pari a 1.2, considerate anche le caratteristiche di snervamento e le capacità ultime degli acciai dolci europei.

Inoltre, in funzione delle resistenze della connessione e del pannello nodale, per i nodi bilanciati e parziale ripristino di resistenza si può introdurre un'ulteriore classificazione:

- Pannello nodale forte: tutta la domanda plastica è concentrata nella zona di connessione (per i nodi a parziale ripristino) o nella zona di connessione e nella trave (per i nodi bilanciati);
- Pannello nodale bilanciato: la domanda plastica è bilanciata tra la connessione e il pannello nodale (per i nodi a parziale ripristino) o tra la connessione, la trave e il pannello nodale (per i nodi bilanciati).
- Pannello nodale debole: la domanda plastica è concentrata nel pannello nodale (nodi a parziale ripristino) o nel pannello nodale e nella trave (nodi bilanciati).

Criterio di duttilità: la duttilità del nodo dipende dal tipo di meccanismo di crisi e dalla capacità di deformazione plastica della componente attivata. La Figura 4.2 descrive in modo conciso la relazione tra il meccanismo di crisi e le proprietà geometriche e il rapporto tra la resistenza del piatto d'estremità e quella dei bulloni (Jaspart, 1997). In ascissa è riportato il rapporto β tra la resistenza flessionale ($M_{pl,Rd}$) del piatto o della flangia della colonna e la resistenza assiale dei bulloni ($F_{t,Rd}$), mentre l'asse delle ordinate riporta il rapporto η tra la resistenza del T-stub (F) e $F_{t,Rd}$. La resistenza del modo 1 in caso di schema non-circolare delle linee di snervamento dipende dal rapporto $\nu = n/m$, dove m è la distanza tra l'asse del bullone e la posizione attesa della cerniera plastica che si forma all'intersezione flangia-anima, ed n è il minimo tra la distanza tra lo spigolo della flangia e l'asse dei bulloni e 1.25 volte m . In linea con la Figura 4.2 due possibili livelli di duttilità possono essere adottati per evitare la formazione di un modo 3:

Livello-1: $\beta \leq 1$, tale condizione impone un modo di crisi del tipo 1 o 2 (ma molto vicino al modo 1), che consente un'elevata duttilità.

Livello-2: $\beta < 2$ ed $\eta \leq 0.95$, tale condizione impone un modo di tipo 2 a duttilità limitata, ma consente di evitare la rottura fragile.

Il livello di duttilità da garantire dipende ovviamente dagli obiettivi di progetto: per i nodi a parziale ripristino e bilanciato è cruciale puntare ad un'elevata duttilità del nodo, mentre è meno importante per i nodi a completo ripristino.

In accordo all' EN1993:1-8, la capacità rotazionale del nodo deve essere verificata se $M_{j,Rd}$ è minore $1.2 M_{B,pl,Rd}$ secondo due possibili alternative: 1) effettuando prove sperimentali; 2) controllando lo spessore del piatto e della flangia della colonna, provato che la resistenza di progetto del nodo sia governata da una di queste componenti che deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$t \leq 0.36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$$

Eq. (4.5)

dove d è il diametro nominale, f_y è la tensione di snervamento della relativa componente di base e f_{ub} è la resistenza ultima del bullone.

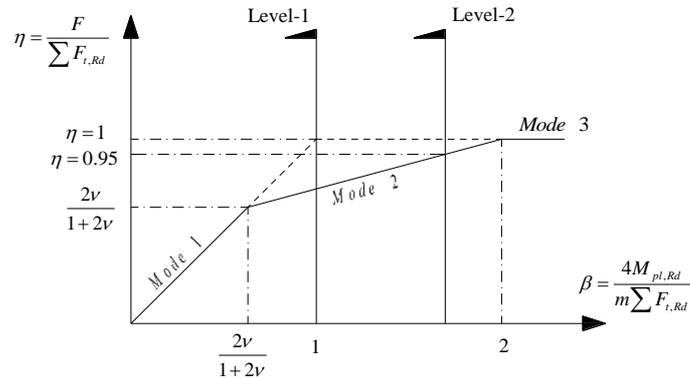


Figure 4.2 Criterio di duttilità: resistenza del T-Stub e meccanismo corrispondente

L'Eq. (4.5) teoricamente corrisponde con il Livello-1 descritto in Figura 4.2, assunto che la resistenza di ogni singolo bullone ($F_{t,Rd}$) sia maggiore della resistenza dei piatti connessi ($F_{p,Rd}$) (piastra d'estremità o flangia della colonna). In particolare, la resistenza di progetto di un bullone a trazione è data da:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Eq. (4.6)

dove A_s è l'area resistente del bullone ed γ_{M2} il relativo coefficiente di sicurezza (i.e. 1.25 in accordo all'Eurocodice).

Inoltre, l'Eq. (4.5) impiega la resistenza di progetto ($F_{p,Rd}$) che corrisponde a uno schema circolare delle linee di snervamento, che può essere assunta come:

$$F_{p,Rd} = \frac{\pi t^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

Eq. (4.7)

Dove t è lo spessore del piatto e γ_{M0} è il relativo coefficiente di sicurezza (valore raccomandato pari a 1). E' opportuno notare che le Eq. (4.6 e 4.7) assumono un comportamento dei piatti d'acciaio perfettamente plastico. Tuttavia, alla luce delle precedenti considerazioni, il Livello di duttilità uno per nodi sismo-resistenti a parziale ripristino di resistenza deve essere espresso considerando sia l'aleatorietà del materiale che i fenomeni di incrudimento e pertanto la seguente disuguaglianza può essere utilizzata:

$$F_{t,Rd} \geq \gamma \cdot F_{p,Rd} = \gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh} \cdot F_{p,Rd}$$

Eq. (4.8)

Il fattore di sovra-resistenza γ nella Eq. (4.8) può essere assunto pari a 1.5, poiché i valori forniti dall'Eurocodice per γ_{ov} e γ_{sh} sono rispettivamente 1.25 e 1.2 per gli acciai dolci europei, e il coefficiente di sicurezza γ_{M0} è uguale a 1. Pertanto, riformulando la disuguaglianza (4.8) in funzione dell'Eq. (4.6), il criterio di duttilità, considerando i criteri di gerarchia delle resistenze, può essere espresso come segue:

$$t \leq \frac{0.42 \cdot d}{\sqrt{\gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh}}} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{M0} \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2} \cdot f_y}} \cong 0.30 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$$

Eq. (4.9)

Per i nodi a completo ripristino e quelli bilanciati, per i quali nessuna o limitata duttilità deve essere rispettivamente garantita, è comunque consigliabile adottare un criterio di gerarchia locale, al fine di evitare rotture nelle componenti fragili dovute alla aleatorietà del materiale. Pertanto, in accordo al Livello-2, la resistenza dei bulloni deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$F_{t,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot F_{p,Rd}$$

Eq. (4.10)

L'Eq. (4.10), può essere riformulata e con qualche passaggio algebrico essere resa in una forma simile al criterio fornito dalla Eq. (4.5). E' importante sottolineare che tutti i criteri precedentemente descritti richiedono che la crisi nelle saldature deve essere in ogni caso evitata per il suo carattere fragile.

4.2. Progetto della zona di connessione

La zona di connessione (Figure 4.1b) include i T-Stub equivalenti delle file di bulloni riguardanti il piatto, la flangia della colonna e gli irrigidimenti, se presenti.

4.2.1. File di bulloni attive a trazione

Differentemente dal metodo delle componenti implementato nell' EN1993:1-8, dove il numero delle file di bulloni attive a trazione è ottenuto imponendo l'equilibrio con la risultante delle compressioni, il numero di file di bulloni attive è assunto *a-priori*, poiché, come dimostrato, il contributo delle file di bulloni al di sotto dell'asse di

simmetria della connessione è ragionevolmente trascurabile a flessione pura. (Maris et al., 2015, Stratan et al., D’Aniello et al, 2017; Tartaglia and D’Aniello, 2017).

4.2.2. Centro di compressione e braccio di leva

Per i nodi flangiati contemplati dalle disposizioni dell’EN 1993-1-8, il centro di compressione è localizzato a metà dello spessore della flangia della trave, o all’estremità della costolatura, per i nodi con costolatura d’ala. Risultati numerici e sperimentali hanno rivelato che la posizione del centro di compressione dipende sia dal tipo di nodo che dalla domanda in termini di rotazione, dovuta alla formazione di modi plastici con diversi livelli di impegno di ogni componente che costituisce il nodo. In accordo alla procedura di progetto proposta e sulla base dei risultati numerici e sperimentali reperibili in letteratura (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012) e ottenuti nell’ambito del progetto Equaljoints (Maris et al., 2015, Stratan et al., D’Aniello et al, 2017; Tartaglia and D’Aniello, 2017), la posizione del centro di compressione è assunta come segue: (i) a metà dello spessore della flangia della trave per i nodi flangiati non irrigiditi (Figura 4.3a); (ii) in corrispondenza del baricentro della sezione costituita dalla flangia della trave e dall’irrigidimento, per i nodi flangiati irrigiditi (Figura 4.3b); (iii) a metà dell’altezza della costolatura d’ala ($0.5 h_h$) per i nodi con costolatura d’ala inferiore (Figura 4.3c).

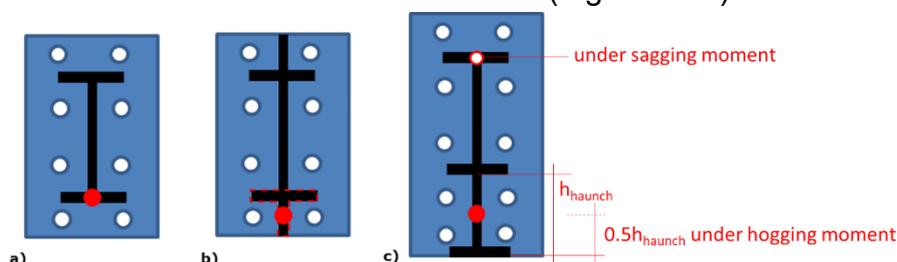


Figura 4.3 Posizione del centro di compressione (cerchio rosso) per le diverse tipologie di nodo: (a) flangiato non irrigidito (b) flangiato irrigidito (c) flangiato con costolatura d’ala inferiore.

4.2.3. Influenza degli irrigidimenti nei nodi flangiati irrigiditi.

Attualmente l’EC3 non fornisce indicazioni specifiche per considerare la presenza degli irrigidimenti. A questo proposito, la presente procedura di progetto impiega formulazioni analitiche e semi-empiriche presenti in letteratura scientifica e validate da simulazioni numeriche, di seguito discusse. Resistenza e rigidezza di progetto dell’irrigidimento sono calcolate sulla base del modello a pendolo equivalente fornito da Lee (2002) (Figura 1.2) che definisce l’area del pendolo equivalente A_e , come segue:

$$A_e = \eta \cdot h_e \cdot t$$

Eq. (4.11)

dove η è il fattore d'area equivalente del pendolo pari a 1.5; t è lo spessore dell'; h_e è la larghezza, perpendicolare all'asse del pendolo (Figura 1.2°), definita come:

$$h_e = \frac{ab - c^2}{\sqrt{(a-c)^2 + (b-c)^2}}$$

Eq. (4.12)

Con a , b e c , dimensioni dell'irrigidimento come indicato in Figura 1.2. Sulla base dei risultati sperimentali e analitici disponibili (Lee, 2002; Lee et al, 2005; Abidelah et al, 2012; Tartaglia et al, 2016; D'Aniello et al, 2017) l'inclinazione θ dell'irrigidimento può essere assunta tra i 30° - 40°. Il limite inferiore di 30° è fornito dall' AISC 358-10, mentre il limite superiore di 40° è stato considerato nella presente procedura al fine di minimizzare il momento flettente di progetto che agisce sulla connessione. L'azione di progetto nell'irrigidimento all'interfaccia trave/colonna-irrigidimento (Figura 1.2b) deve essere valutate come segue:

$$N = \left(\frac{b}{a} \right) \cdot Q$$

Eq. (4.13)

$$Q = \frac{\frac{ad_b \cdot (0.21a + 0.51L')}{I_b}}{\frac{1}{\eta} \cdot \frac{0.6\sqrt{a^2 + b^2} \sqrt{(a-c)^2 + (b-c)^2}}{(ab - c^2) \cdot t} + \frac{(0.81b + 0.13d_b)(ad_b)}{I_b}} \cdot V_{B,Ed}$$

Eq. (4.14)

Dove d_b e I_b sono l'altezza e il momento di inerzia della trave, rispettivamente. $V_{B,Ed}$ è il taglio di progetto. La presenza dell'irrigidimento influenza il meccanismo del T-stub, che dipende anche dal numero di file di bulloni e dalla possibile attivazione di un effetto gruppo. Sono state considerate due configurazioni sia con una che con due file di bulloni poste al di sopra della flangia della trave. Nel primo caso, la larghezza efficace è assunta uguale a quella della flangia della colonna adiacente ad un irrigidimento. Nel secondo caso ed in considerazione dell'effetto gruppo, la larghezza efficace è calcolata in accordo al Green Book P398. Infine, la presenza dell'irrigidimento influenza la capacità della componente anima della trave in compressione. In accordo all' EN1993-1-8, la forza di compressione di progetto che agisce sulla componente anima della trave è data dalla seguente relazione:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{d_b - t_{fb}}$$

Eq. (4.15)

dove $M_{b,Rd}$ è la capacità flessionale della sezione trasversale della trave; d_b è l'altezza della trave, t_{fb} è lo spessore della flangia della trave.

L'Eq. (4.15) è concepita per nodi flangiati non irrigiditi, dove il massimo momento flettente corrisponde alla resistenza plastica della trave $M_{b,Rd}$. Per i nodi flangiati irrigiditi, la forza di progetto che agisce sulla componente anima della trave in compressione può essere più razionalmente calcolata come:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{j,Ed}}{z} = \frac{M_{con,Ed}}{d_b + \xi b - 0.5t_{fb}}$$

Eq. (4.16)

dove ξb è la posizione del centro di compressione come mostrato in Figura 4.3b.

4.3. Progetto del pannello nodale

La forza di progetto ($V_{wp,Ed}$) agente sul pannello nodale dipende dalla posizione del centro di compressione e dal braccio di leva z_{wp} . Come discusso precedentemente, la posizione del centro di compressione e pertanto il relativo braccio di leva dipendono dal tipo di nodo e dall'impegno plastico di ogni componente. Il meccanismo a pendolo equivalente dell'irrigidimento comporta l'aumento del braccio di leva z_{wp} . Di conseguenza, la zona di pannello nodale impegnata è più alta e il taglio di progetto ridotto rispetto al caso dei nodi non irrigiditi.

Pertanto il taglio agente $V_{wp,Ed}$ è calcolato come segue:

$$V_{wp,Ed} = \frac{\sum M_{con,Ed}}{z_{wp}} - V_c$$

Eq. (4.17)

Dove $\sum M_{con,Ed}$ è la sommatoria dei momenti trasmessi delle travi connesse alla faccia della colonna; V_c è il taglio nella colonna; z_{wp} è il braccio di leva interno. È opportuno notare che solo per i nodi con costolatura d'ala inferiore e per i nodi flangiati irrigiditi investigati nell'ambito del progetto z_{wp} è vicino a quello ottenuto in accordo alla Fig. 6.15 dell'EN1993:1-8:

$z \cong (d_b + \xi b - 0.5t_{f,b})$ per i nodi con costolatura d'ala e flangiati irrigiditi testati

$z \neq (d_b - t_{f,b})$ per nodi non irrigiditi testati

Eq. (4.18)

Tale caratteristica si basa sul fatto che nei nodi irrigiditi esaminati le file di bulloni interne non si attivano o sono poco impegnate, e pertanto il braccio di leva corrisponde a quello della Fig. 6.15 dell'attuale EN1993:1-8, purchè il centro di compressione sia correttamente valutato. Al contrario, i nodi non irrigiditi hanno un maggior numero di file di bulloni interne, la cui interazioni con il pannello nodale è maggiormente significativa. Pertanto, per i nodi non irrigiditi esaminati è necessario considerare il comportamento globale del nodo, inteso come comportamento accoppiato del pannello nodale e della connessione per valutare correttamente il braccio di leva in accordo all' EN1993:1-8 (par. 6.2.7.2).

La resistenza di progetto a taglio del pannello nodale merita alcune considerazioni. In accordo all' EN1993-1-8, $V_{wp,Rd}$ è fornita come:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} + V_{wp,add,Rd}$$

Eq. (4.19)

dove $V_{wp,add,Rd}$ è il contributo alla resistenza del pannello dovuto alle formazione di cerniere plastiche in corrispondenza dei piatti di continuità. Questo requisito implica un livello di deformazione del pannello nodale accettabile per lo stato limite ultimo in applicazioni non sismiche e per applicazioni sismiche in cui siano previsti nodi di tipo dissipativo. Infatti, l'EN1998-1 (clause 6.6.4(4)) accetta che il pannello nodale possa fornire un contributo in deformazione non superiore al 30% della rotazione plastica totale del nodo, a condizione che tale requisito sia verificato sulla base di test sperimentali. Tuttavia, tale requisito è in contrasto con quello al 6.6.1(1)P, che prescrive chiaramente che le cerniere plastiche si formino nelle travi o nelle connessioni tra travi e colonne. In entrambi i casi le regole generali di progetto dell'EC8 implicano che per i nodi calcolati (ossia non caratterizzati attraverso prove sperimentali) le deformazioni plastiche siano ammesse nella trave e nella zona di connessione, e non nel pannello nodale, che deve rimanere in campo elastico. In linea con tali considerazioni, in accordo alla presente procedura di progetto il contributo $V_{wp,add,Rd}$ dovrebbe essere trascurato, se l'obiettivo di progetto è quello di evitare il danno nella colonna; infatti al meccanismo di attivazione delle cerniere plastiche in corrispondenza dei piatti di continuità del pannello nodale corrisponde

una distorsione circa 4 volte quella di snervamento e quindi una flangia della colonna impegnata plasticamente (Brandonisio et al, 2012).

Inoltre, accettare che il pannello nodale sviluppi il contributo $V_{wp,add,Rd}$ potrebbe comportare deformazioni residue post-sisma e fuori-piombo delle colonne considerevoli con conseguenti elevati costi di riparazione. Nella maggior parte dei casi si rende necessario rinforzare l'anima della colonna a mezzo di piatti supplementari saldati all'anima della colonna per incrementarne l'area. Test ciclici condotti da Ciutina and Dubina (2008) hanno rivelato che l'incremento di resistenza del pannello nodale è proporzionale all'incremento di area resistente a taglio. Pertanto, l'area a taglio può essere incrementata considerando lo spessore totale dei piatti supplementari d'anima. Inoltre, il rinforzo del pannello nodale con piatti supplementari saldati in anima consente di ottenere un comportamento isteretico stabile, con una buona duttilità e una rotazione maggiore di 0.035 rad. In linea con tale considerazione, in accordo alla procedura di progetto sviluppata nell'ambito del progetto Equaljoints, il contributo $V_{wp,add,Rd}$ viene trascurato per i nodi a completo ripristino e per i nodi bilanciati. Inoltre l'area a taglio A_v è calcolata come somma dell'area a taglio dell'anima della colonna, $A_{v,c}$ e della sezione trasversale di eventuali piatti supplementari $A_{v,p}$.

4.4. Requisiti tecnologici

La costruzione di una struttura si realizza attraverso numerosi stadi, ognuno dei quali deve essere accuratamente preso in considerazione. Per una struttura che ad un certo stadio del suo ciclo di vita può essere soggetta a sollecitazioni sismiche, tali considerazioni sono particolarmente significative. I nodi che connettono elementi strutturali soggetti ad azioni sismiche devono sempre essere progettati, fabbricati e messi in opera in modo da evitare crisi di tipo fragile affinché sia garantito un meccanismo di collasso globale di tipo duttile. Il progettista deve sempre tenere a mente i requisiti di progetto imposti dalla relativa normativa.

In Europa, l'EN1998 è la norma vigente per il progetto strutturale in zona sismica, con riferimento all' EN1993 per il progetto di strutture in acciaio e in particolare all' EN1993-1-8 per il progetto delle connessioni. L' EN1993-1-8 definisce tutti i parametri relative al progetto delle connessioni con riferimento alla loro resistenza e rigidità. Le connessioni possono essere saldate, bullonate o una combinazione delle due.

Le connessioni bullonate devono essere progettate in accordo all' EN1993-1-8, Capitolo 3. La Tabella 3.1 della norma definisce le classi dei bulloni e le relative tensioni nominali di snervamento e ultime. La Tabella 3.3 ne definisce il minimo e massimo passo e distanza dai bordi, tali da garantire adeguata capacità portante. Le connessioni sono progettate in accordo al metodo delle componenti. Quando si

valuta la capacità di ogni componente, un modo duttile (come ad esempio il rifollamento dei piatti) deve governare la crisi.

I criteri di progetto per i nodi saldati sono descritti nell'EN1993-1-8, Capitolo 4. Nelle applicazioni sismiche, le saldature sono generalmente usate per connessioni a completo ripristino di resistenza e occorre pertanto evitare la rottura della zona di saldatura (che è un modo di collasso fragile).

Informazioni dettagliate sulla resilienza in accordo all'EN 1993-1-10 si trovano in Nussbaumer et al (2011). In accordo a tale manuale, il valore $\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$ corrisponde alla tensione massima per le azioni variabili nella combinazione di carico frequente, cui corrisponde la tensione allo stato limite ultimo prossima allo snervamento ($\sigma_{Ed} = f_y(t) / 1.35 = 0.75 f_y(t)$). Pertanto, il valore $\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$ fornito dall' EN 1993-1-10, corrisponderebbe allo snervamento della sezione, e può essere e presumibilmente usato per la scelta della resilienza del materiale e dello spessore nella combinazione sismica.

Quando si specificano materiali e dimensioni, l'ingegnere deve sempre considerare le dimensioni degli elementi standard a disposizione e le caratteristiche degli elementi grezzi. Ad esempio, se il produttore può approvvigionare piatti standard da 10 o 12 mm di spessore, il progettista non dovrebbe richiedere piatti di 11mm, al fine di evitare il più possibile lavorazioni non necessarie.

La resilienza del materiale e la resilienza attraverso lo spessore sono fornite nell' EN 1993 1 10. L'EN 1993 1 10 include una guida alla progettazione per la scelta dell'acciaio sulla base della resilienza e della resilienza attraverso lo spessore degli elementi saldati, dove vi è un rischio significativo di rottura lamellare durante la fabbricazione, per costruzioni eseguite in conformità con la EN 1090 2.

Ulteriori informazioni sulle regole sulla resilienza nell'EN 1993-1-0 si possono trovare in Nussbaumer et al (2011). In accordo a tale manuale di progetto il valore $\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$ corrisponde alla massima possibile "tensione frequente", dove per le verifiche allo SLU lo snervamento della fibra più estrema della sezione elastica si assume ($\sigma_{Ed} = f_y(t) / 1.35 = 0.75 f_y(t)$). Di conseguenza il valore $\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$ dato dall' EN 1993-1-10 dovrebbe corrispondere allo snervamento della sezione e può presumibilmente essere usato per la scelta della resilienza del materiale e lo spessore in applicazioni sismiche.

La guida fornita dal Capitolo 2 dell'EN 1993 1 10 deve essere usata per la scelta dei materiali per le nuove costruzioni. Le regole devono essere utilizzate per selezionare un tipo di acciaio adatto dalle norme europee per i prodotti di acciaio elencati nella EN 1993 1 1. La classe di qualità deve essere selezionata dalla Tabella 3.1 EN 1993 1 10 in base alle conseguenze della rottura lamellare.

A seconda della classe di qualità selezionata dalla Tabella 3.1 le proprietà attraverso lo spessore devono essere specificate dalla norma EN 10164, oppure deve essere effettuata un'indagine post-fabbricazione per valutare che non si siano verificate eventuali rotture lamellari.

La guida per evitare rottura lamellare durante la saldatura è fornita nella EN 1011 2. L'impiego di annessi nazionali è limitato dalle clausole elencate nella prefazione alla EN 1993 1 10. I progettisti e i produttori devono collaborare strettamente per garantire l'accuratezza e la chiarezza dei disegni, indicando dettagli delle connessioni, dimensione e tipo di bulloni e saldature e il grado dell'acciaio degli elementi come specificato nell' EN 1998-1.

Spesso, il progettista non riesce a riconoscere situazioni in cui ciò che è stato disegnato e progettato non è effettivamente realizzabile a causa ad esempio della mancanza di spazio sufficiente per effettuare la saldatura. In molti casi sono necessari numerosi incontri prima di giungere a convergenza e che la rappresentazione grafica sia corretta e ciò che è progettato possa effettivamente essere realizzato. La manifattura degli elementi, incluso assemblaggio, trasporto e messa in opera in sito devono essere accuratamente gestite per assicurare un'adeguata qualità della struttura finale.

L'esecuzione della struttura deve essere eseguita in accordo alle relative normative, EN1090-2 in Europa e AISC 303-10 negli USA che stabiliscono i minimi requisiti di qualità. Sulla base dell'esperienza alcuni costruttori spesso scelgono di trascurare alcuni requisiti e evitando problemi che si verificano frequentemente durante la messa in opera in sito.

5. Risposta nonlineare momento-rotazione in accordo all'EN1993:1-8.

5.1. Generalità

Le curve momento-rotazione dei nodi possono essere predette in accordo al metodo delle componenti nel quadro dell'EN1993:1-8. Tale metodologia consiste nell'identificazione di tutte le fonti deformabilità e resistenza caratterizzate come "componenti". Ogni componente è modellata come una molla estensionale caratterizzata da una legge $(F-\Delta)$ elastica-perfettamente plastica e poi adeguatamente combinata in un modello meccanico costituito dalle suddette molle e da elementi rigidi di collegamento. Tutte le molle devono essere assemblate in modo da predire la risposta momento-rotazione del nodo in termini di rigidezza e resistenza, l'ultima delle quali è governata dalla resistenza della componente più debole. Nei nodi flangiati, il centro di compressione si assume a metà dello spessore

della flangia compressa della trave. Come si può notare, in accordo al modello adottato dall' EN 1993-1.8, sia l'incrudimento che le nonlinearità geometriche sono trascurate.

In particolare, il calcolo della resistenza in accordo all'EN 1993:1-8 di un nodo bullonato momento-resistente consiste in tre distinti step:

1. Calcolo della resistenza di ogni fila di bulloni in zona tesa
2. Controllo che resistenza a trazione possa essere effettivamente attinta e che non sia limitata dalla resistenza a taglio del pannello nodale o dalla resistenza a compressione della zona di connessione (i.e. flangia della trave in compressione o rottura o instabilità dell'anima della colonna).
3. Calcolo del momento resistente $M_{j,Rd}$ come sommatoria delle resistenze a trazione delle file di bulloni moltiplicate per il rispettivo braccio di leva, ossia:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

Eq. (5.1)

dove $F_{tr,Rd}$ è la resistenza di progetto della fila di bulloni r , h_r è la distanza della fila r dal centro di compressione; r è il numero di file.

Poiché la resistenza a trazione di una fila di bulloni può essere limitata dall'effetto delle forze nelle altre file del gruppo di bulloni, la resistenza di progetto della fila di bulloni singola è considerata come resistenza potenziale. La resistenza potenziale di progetto $F_{tr,Rd}$ per ogni fila di bulloni deve essere determinate in sequenza, iniziando dalla fila con il braccio di leva maggiore, fino all'equilibrio con la risultante delle compressioni. Inoltre, la resistenza effettiva di progetto $F_{tr,Rd}$ di ogni fila di bulloni in zona tesa deve soddisfare il seguente criterio:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

Eq. (5.2)

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,fc,Rd}; F_{t,wc,Rd}; F_{t,ep,Rd}; F_{t,wb,Rd})$$

Eq. (5.3)

con $F_{t,fc,Rd}$ resistenza della flangia della colonna a flessione e dei bulloni; $F_{t,wc,Rd}$ resistenza dell'anima della colonna a trazione trasversale; $F_{t,ep,Rd}$ resistenza del piatto a flessione e dei bulloni; $F_{t,wb,Rd}$ resistenza dell'anima della trave a trazione.

Inoltre, affinché l'equilibrio interno della distribuzione delle forze a ogni fila di bulloni sia garantito, la resistenza totale di progetto $\sum_r F_{tr,Rd}$ deve soddisfare il seguente criterio:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

Eq. (5.4)

$$\sum_r F_{tr,Rd} \leq \min(V_{wp,Rd}; F_{c,wc,Rd}; F_{c,fb,Rd})$$

Eq. (5.5)

dove $V_{wp,Rd}$ è la resistenza del pannello nodale; $F_{c,wc,Rd}$ è la resistenza di progetto dell'anima della colonna in compressione; $F_{c,fb,Rd}$ è la resistenza di progetto della flangia ed anima della trave in compressione.

Generalmente, in caso di nodi bullonati flangiati semi-rigidi la risposta rotazionale è governata principalmente dalla deformazione della zona tesa della connessione, che è costituita dalla flangia della colonna e dal piatto in trazione e dall'allungamento dei bulloni. La zona tesa viene modellata attraverso il concetto di "T-Stub equivalente", che consiste in due elementi a T connessi attraverso le flange da una o più file di bulloni. L'equivalenza meccanica tra il T-stub e l'elemento corrispondente ad una fila di bulloni è ottenuta attraverso il concetto di larghezza efficace (l_{eff}) che converte lo schema reale delle linee di snervamento (sia circolare che non circolare) in un T-stub equivalente. La larghezza efficace minore corrisponde alla minima resistenza e viene assunta come resistenza di quella fila di bulloni. La distanza tra i bulloni e un elemento di irrigidimento (i.e. flangia o anima della trave, irrigidimenti, etc) influenza significativamente la resistenza del T-stub equivalente. Più vicino è il bullone all'irrigidimento e maggiore è la resistenza del T-stub. Al contrario se i bulloni adiacenti ad una zona non irrigidita, il T-stub esibisce una larghezza efficace e quindi una resistenza minori. In ogni caso, l'EC3 fornisce i valori delle larghezze efficaci del T-stub equivalente per la singola fila di bulloni e per la fila come parte di un gruppo. Tuttavia, l'EC3 non fornisce chiare indicazioni sulle larghezze efficaci per le file di bulloni al di sopra della flangia della trave nel caso di nodi flangiati con il piatto d'estremità che si estende al di sopra della flangia della trave.

Una volta determinate le larghezze efficaci, la resistenza del T-stub può essere calcolata come la minima tra quelle corrispondenti a tre modi di crisi, mostrati in Figura 5.1 e descritti come segue:

Mode 1 – caratterizzato dalla completa plasticizzazione della flangia senza coinvolgimento dei bulloni (see Figure 5.1a).

Mode 2 – caratterizzato sia da plasticizzazione della flangia e dei bulloni (see Figure 5.1b).

Mode 3 – caratterizzato dalla crisi dei bulloni senza impegno plastico della flangia. (see Figure 5.1c).

L'EC3 fornisce inoltre la seguente relazione per la predizione della rigidità iniziale del nodo, ottenuta combinando le rigidità delle singole componenti:

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

Eq. (5.6)

dove E è il modulo di Young; k_i è il coefficiente di rigidità della componente i -esima; z è il braccio di leva; μ dipende dal rapporto tra il momento applicato e il momento resistente del nodo

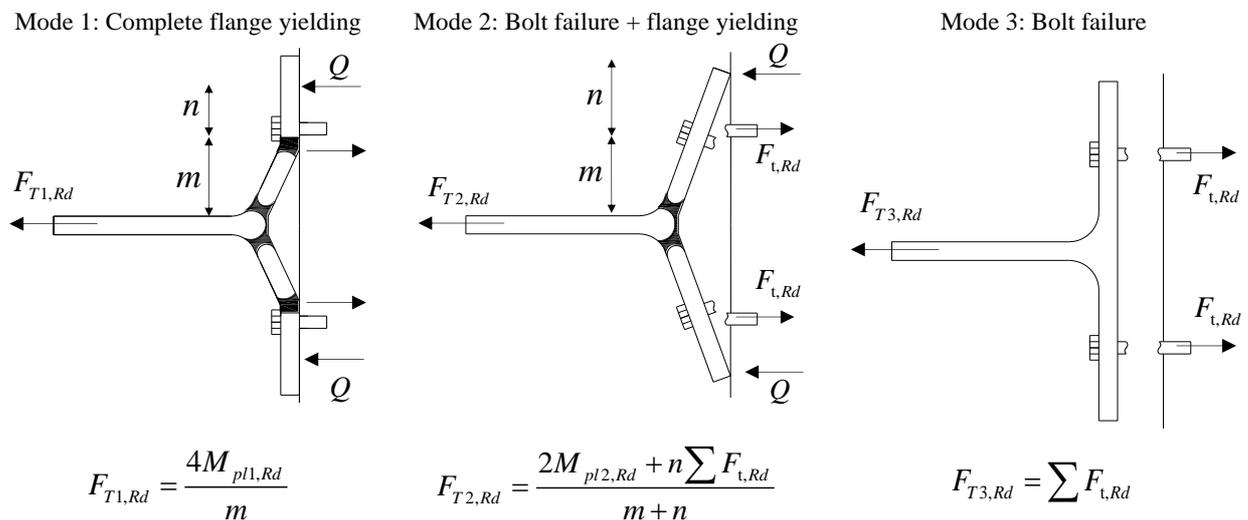


Figure 5.1 Modi di cridi del T-stub

5.2. Curve momento-rotazione per i nodi con costolatura d'ala in accordo EN1993-1-8

I risultati delle prove sperimentali sono stati confrontati con le curve momento-rotazione definite in accordo all' EN1993-1-8. In aggiunta è stato considerato un approccio alternativo basato sui risultati del progetto Equaljoints. Le principali differenze tra i due approcci riguardano:

- La posizione del centro di compressione
- Il numero di file di bulloni attive
- La resistenza del pannello nodale a taglio
- La resistenza della componente flangia e anima della trave in compressione

L' EN 1993-1-8 assume che a momento negativo il centro di compressione sia localizzato a metà della flangia della costola di irrigidimento. Simulazioni numeriche più recenti (Maris et al., 2015 and Stratan et al., 2016) hanno rivelato che il centro di compressione è localizzato più in alto, circa al 50% dell'altezza della costola. Pertanto nell'approccio progettuale sviluppato nell'ambito di Equaljoints si assume che il centro di compressione sia localizzato a metà altezza della costola. A momento positivo, si assume invece localizzato a metà dello spessore della flangia superior della trave. La seconda differenza riguarda le file di bulloni attive. Nella procedura di progetto sviluppata nell'ambito di Equaljoints si assume che le file di bulloni al di sopra dell'asse di simmetria della sezione (senza considerare la costola) siano attive in trazione a momento negativo.

A momento positivo si assume che solo le file di bulloni al di sotto della semi-altezza della trave siano attive, compresa la costola.

Per quanto riguarda il pannello nodale, in accordo al paragrafo .2.6.1 (6) dell'EN 1993-1-8, l'area a taglio di un pannello nodale rinforzato con piatti supplementari può essere considerata maggiorata di $b_s t_{wc}$ (dove b_s è la larghezza del piatto supplementare e t_{wc} è lo spessore dell'anima della colonna); inoltre la resistenza rimane la stessa anche se si aggiunge un ulteriore piatto dal lato opposto. In accordo alla procedura di Equaljoints la resistenza a taglio del pannello nodale è valutata considerando l'intera superficie della sezione dei piatti supplementari d'anima aggiunti. Per le travi dei nodi flangiati con costolatura d'ala, L'EN 1993-1-8 calcola la resistenza della componente flangia ed anima della trave a compressione come quella sezione trasversale (che include la costola di irrigidimento) 1-1 in Figura 5.2, trascurando la condizione intermedia. Tale ipotesi non considera la resistenza della sezione all'estremità dell'irrigidimento (sezione 2-2 in Figura 5.2) dove si assume la formazione della cerniera plastica. Pertanto invece del momento $M_{c,Rd}$ definito al par. 6.2.6.7 dell'EN1993-1-8, la procedura di progetto proposta considera il momento plastico della trave proiettato sulla faccia della colonna $M_{pl,Rd}^*$, calcolato come segue:

$$M_{con,Ed} = M_{pl,Rd}^* + V_{Ed}^* \cdot S_h$$
$$M_{pl,Rd}^* = \gamma_{sh} \cdot \gamma_{ov} \cdot W_{pl,beam} \cdot f_{y,beam}$$
$$V_{Ed}^* = \frac{2M_{pl,Rd}^*}{L_h} + V_{Ed,G}$$

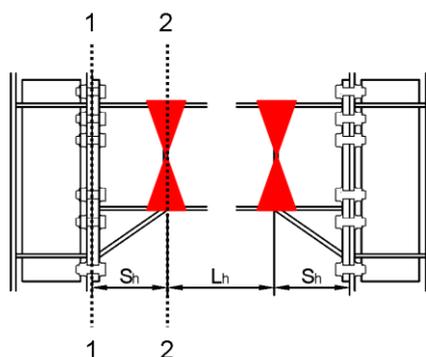


Figure 5.2 Posizione della cerniera plastica per i nodi flangiati con costolatura d'ala

In via esemplificativa, la posizione della cerniera plastica (s_h) si assume all'estremità dell'irrigidimento. Tuttavia, l'evidenza sperimentale indica che l'effettiva posizione della cerniera plastica corrisponde a circa lo 0.3 dell'altezza della trave oltre la fine della costola.

Poiché nel caso dei nodi flangiati con costolatura d'ala la risposta della zona di connessione e del pannello nodale è elastica, il confronto tra predizione teorica e risultati sperimentali (come involuppo delle curve) per tali componenti può essere condotto solo in termini di rigidezza. Pertanto, predizione teorica e risultati sperimentali sono stati confrontati in termini di curva momento-rotazione ($M_{cf}-\theta$) globale. La rotazione teorica è stata ottenuta come somma della rotazione del nodo (determinata in accordo all'EC3) e della rotazione elastica dell'intero provino dovuta alla rigidezza flessionale e tagliante degli elementi. Il momento resistente è stato ottenuto in accordo alle regole di progetto fornite dall'EN 1993-1-8 usando le proprietà geometriche e meccaniche misurate. I coefficienti di sicurezza applicati ai materiali sono stati assunti pari a 1.0.

Le Figure 5.3-5.5 riportano gli involuppi sperimentali confrontati con le predizioni teoriche per i provini EH2-TS35 e EH2-TS45. È possibile osservare che il modello fornito dall'EC3 sovrastima significativamente la resistenza del nodo sia a momento positivo che negativo, poiché non considera la resistenza a flessione della trave all'estremità dell'irrigidimento. L'approccio modificato proposto in Equaljoints (EC3-M) esibisce una migliore predizione in termini di resistenza. Entrambi i modelli analitici forniscono un'accurata predizione della rigidezza iniziale; tuttavia, il degrado di rigidezza tra $2/3M_{j,Rd}$ e $M_{j,Rd}$ non è aderente al comportamento dei nodi a completo ripristino.

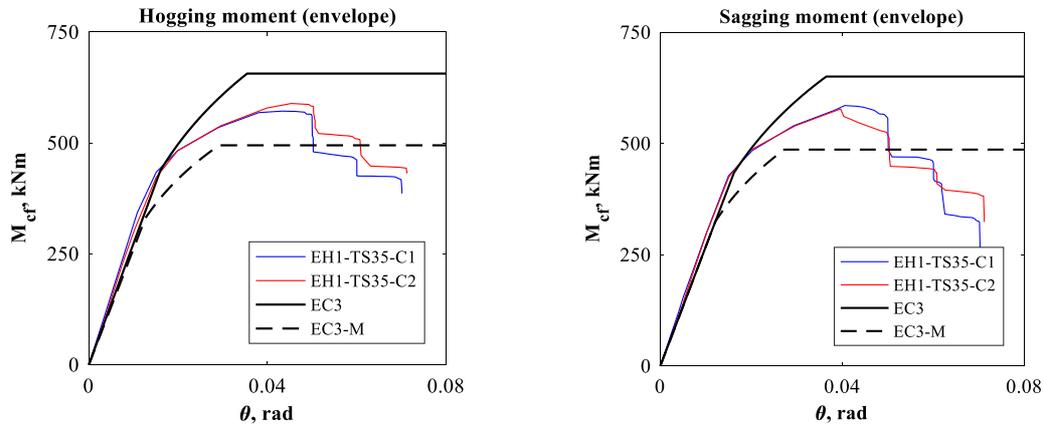


Figure 5.3 Involuppi sperimentali vs predizione teorica per il provino EH1-TS35

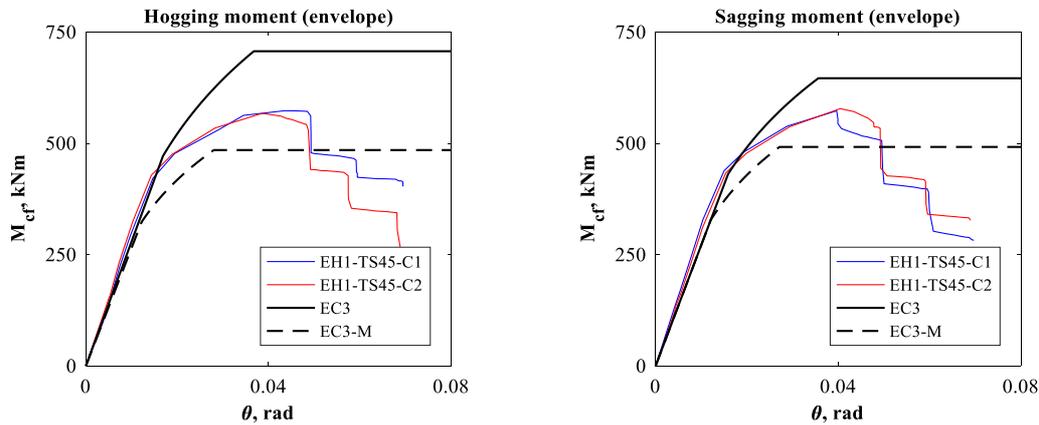


Figure 5.4 Involuppi sperimentali vs predizione teorica per il provino EH1-TS45

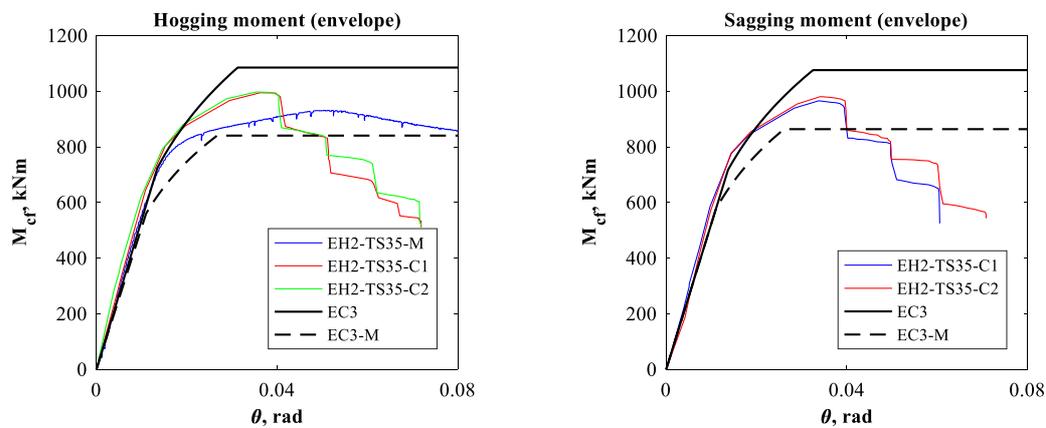


Figure 5.5 Involuppi sperimentali vs predizione teorica per il provino EH2-TS35

5.3. Curve momento-rotazione per i nodi flangiati irrigiditi in accordo EN1993:1-8

Le prove sono state condotte sia su provini a tre (con una trave e una connessione) che a quattro vie (con due travi e due connessioni). I risultati sperimentali sono stati confrontati con le predizioni teoriche in termini di curve momento-rotazione di corda, dove il momento è calcolato all'interfaccia colonna-piatto. La resistenza della connessione è calcolata considerando attive tutte le file al di sopra dell'asse orizzontale di simmetria (cioè tutte le file al di sopra della trave e un'unica fila interna al di sotto della flangia della trave). Un'altra fonte di deformabilità è associata al comportamento a taglio del pannello nodale, calcolato come descritto al paragrafo 4.2.4. La risposta del nodo ($M_{b,Ed}-\varphi_j$ curve) in accordo all'EC3-1-8 è ottenuta sommando i contributi φ_c e γ (della connessione e del pannello nodale, rispettivamente) per ottenere la rotazione del nodo φ_j .

Infine la risposta globale del provino è fornita dalla curva $M_{b,Ed}-\theta$, dove θ è la rotazione di corda ottenuta come rapporto lo spostamento verticale dovuto al carico applicato all'estremità della trave e la sua lunghezza. La predizione analitica è ottenuta come somma della rotazione della trave, del contributo elastico della colonna e della rotazione φ_c . In tutti i casi la resistenza della trave all'estremità dell'irrigidimento (che è la sezione dove si forma la cerniera plastica) è stata proiettata all'interfaccia colonna-piatto, analogamente a quanto descritto per i nodi flangiati con costolatura d'ala. Il modello analitico predice accuratamente la risposta della connessione come mostrato dal seguente confronto coi dati sperimentali:

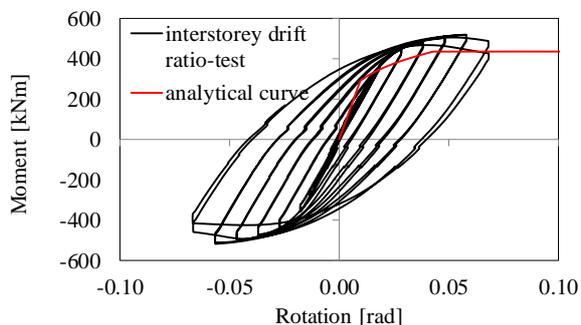


Figure 5.6 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES1-TS-E - test C1

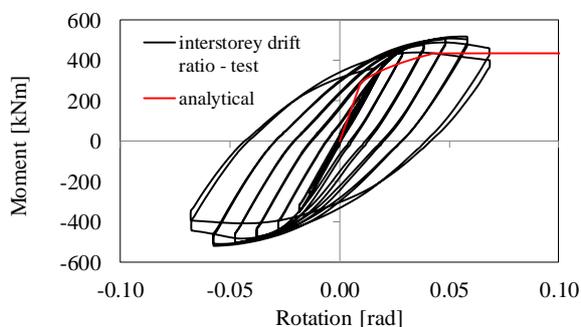


Figure 5.7 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES1-TS-E - test C2

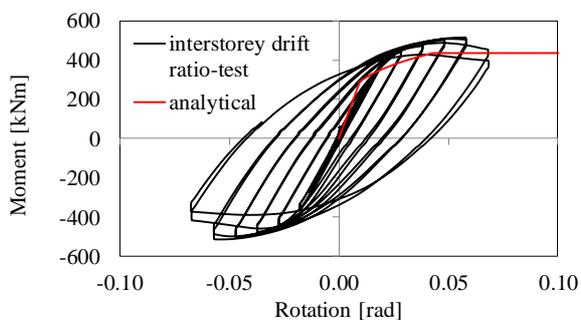


Figure 5.8 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES1-TS-Esp -test C

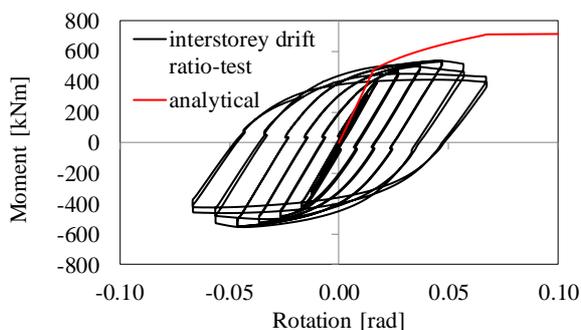


Figure 5.9 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES1-TS-F - test C1

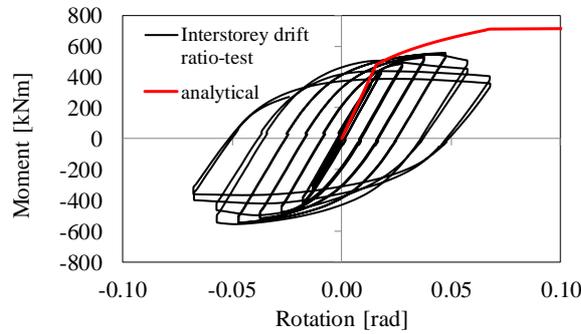


Figura 5.10 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provinES1-TS-F -test C2

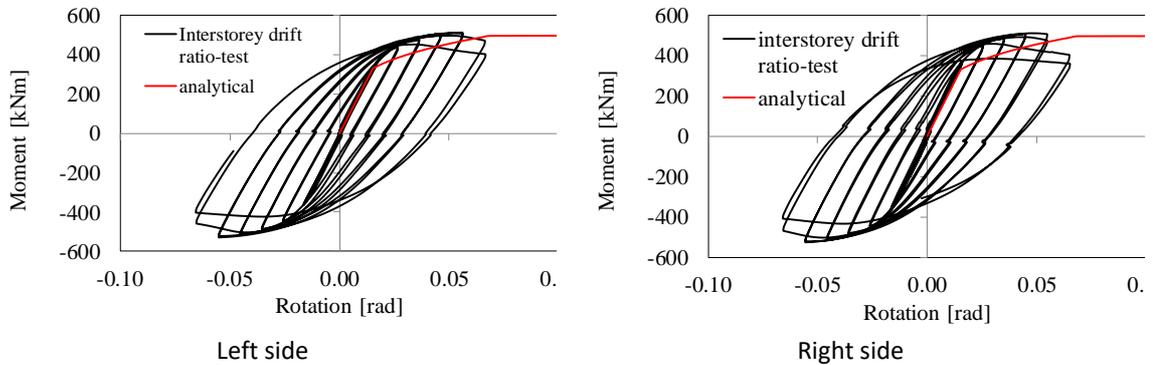


Figura 5.11 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES1-XS-E -test C1

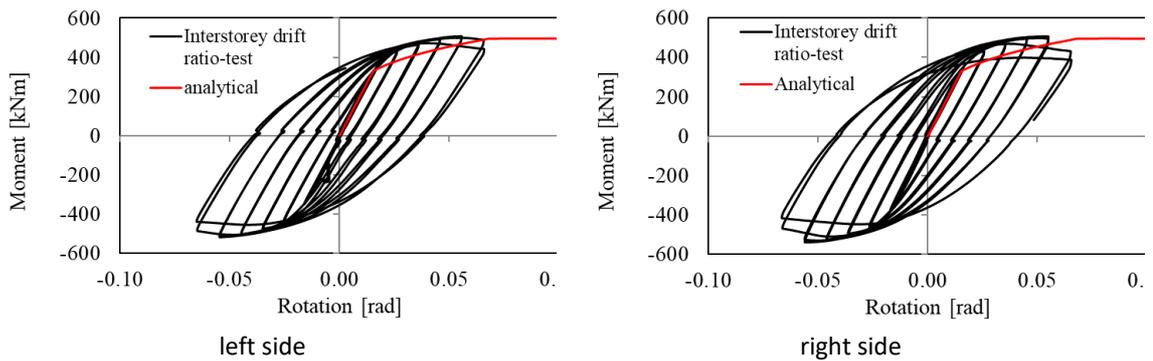


Figura 5.12 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES1-XS-E -test C2

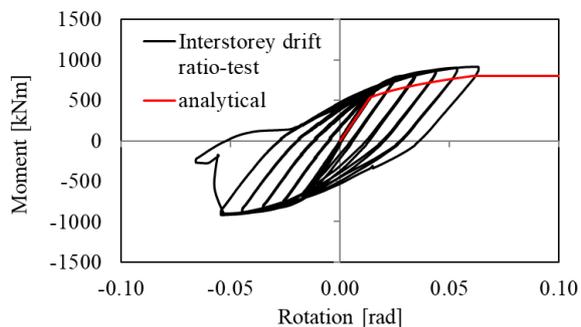


Figura 5.13 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-TS-E -test C1

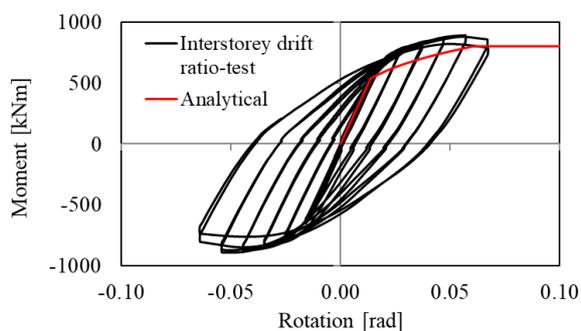


Figura 5.14 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-TS-E -test C2

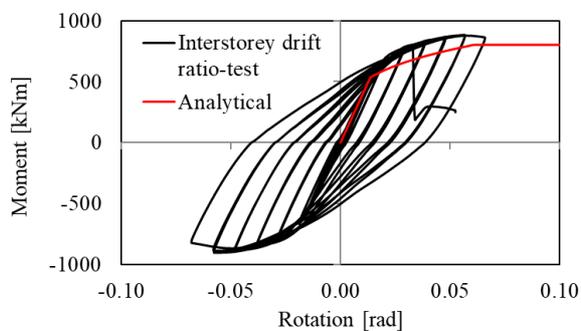


Figura 5.15 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-TS-Esp -test C

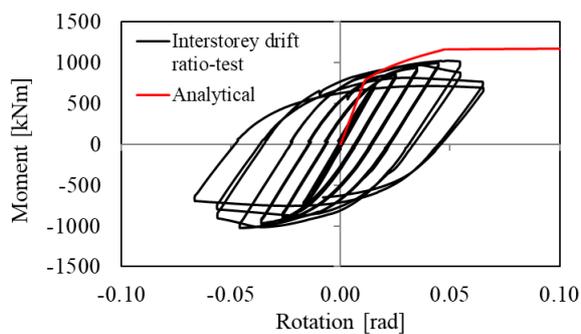


Figura 5.16 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-TS-F - test C1

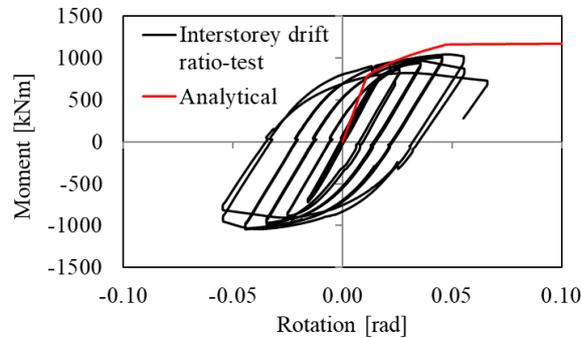


Figura 5.17 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-TS-F - test C2

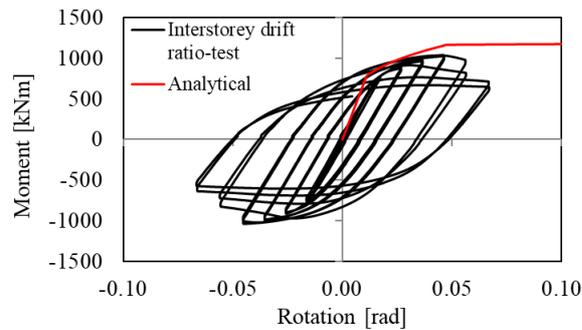


Figura 5.18 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-TS-F joints - test CA

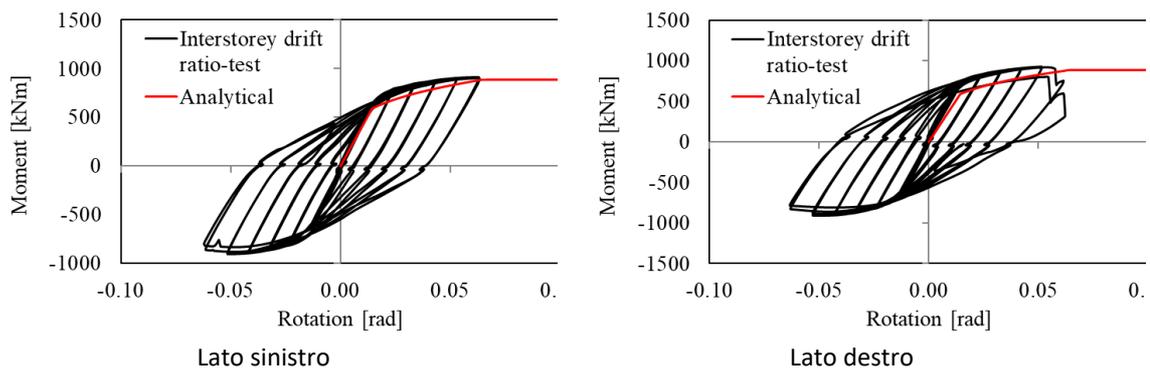


Figura 5.19 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-XS-E - test C1

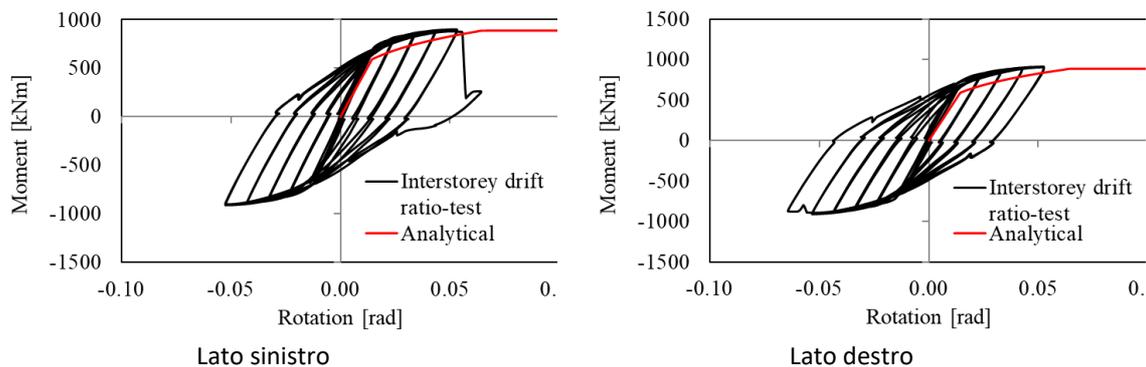


Figura 5.20 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES2-XS-E - test C2

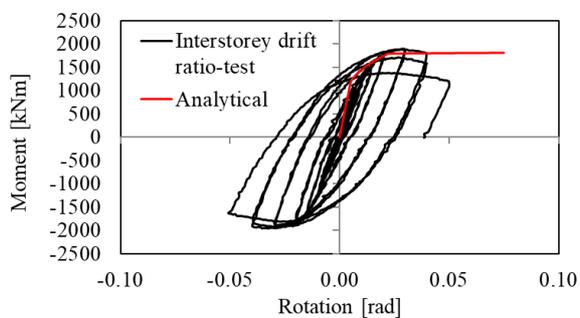


Figura 5.21 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES3-TS-E joints - test C1

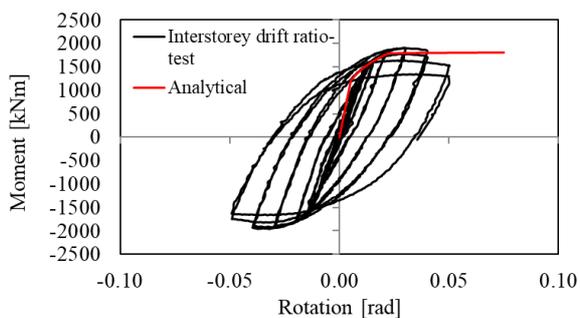


Figura 5.22 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES3-TS-E - test C2

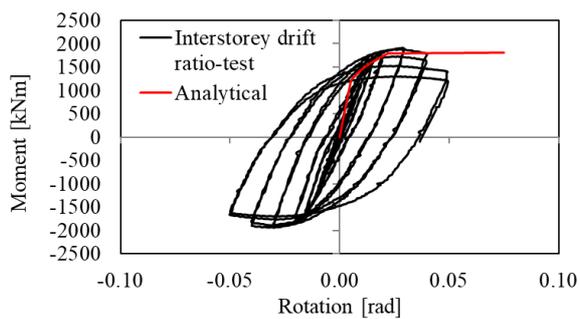


Figura 5.23 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES3-TS-Esp joints-test C

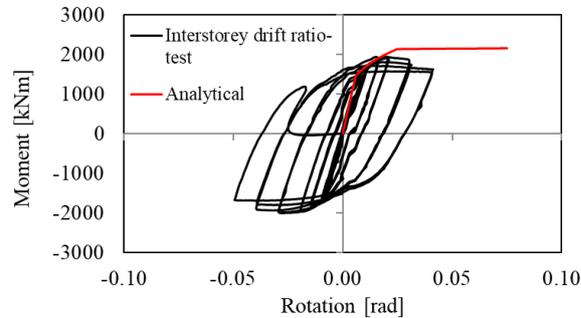


Figura 5. 24 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES3-TS-F joints - test C1

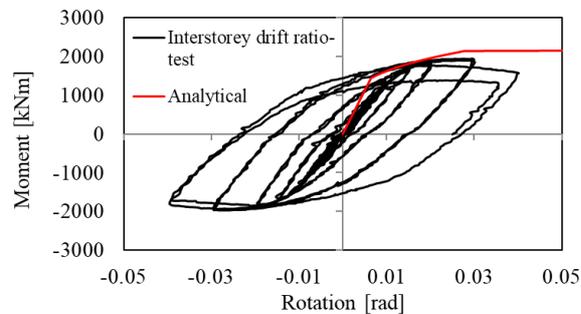


Figura 5.25 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini ES3-TS-F - test C2

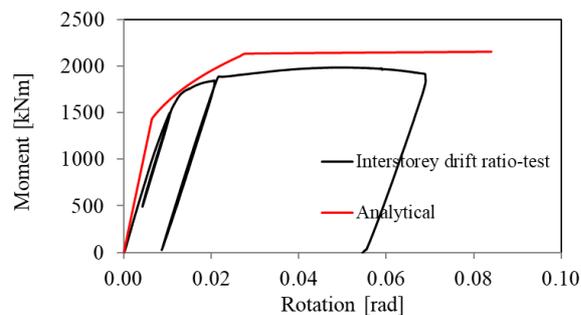


Figura 5.26 Risposta sperimentale vs. curva momento-rotazione in accordo all'EC3:1-8 per i provini EC3:1-8 of ES3-TS-F - test M

5.4. Curve momento-rotazione per i nodi flangiati non irrigiditi in accordo all' EN1993:1-8

I test sono stati condotti su nodi a tre e quattro vie, cioè con una o due travi e connessioni, rispettivamente. Le previsioni analitiche delle curve di risposta dei collegamenti sono state confrontate con quelle sperimentali in termini di rotazione

di corda. Il momento è calcolato all'interfaccia tra la flangia della colonna e la piastra d'estremità. La resistenza del giunto (connessione + pannello d'anima della colonna) è calcolata in accordo all'EN1993: 1-8 (par. 6.2.7.2). La rotazione è stata calcolata in accordo all'EN1993: 1-8 (par. 6.3.1). Infine, la risposta globale dei provini è riportata in termini $M_{b,Ed}-\theta$, dove θ indica la rotazione di corda ottenuta come rapporto tra lo spostamento verticale della trave nel punto di applicazione del carico e la lunghezza della trave stessa. La predizione teorica corrispondente è ottenuta sommando il contributo dovuto spostamento della trave, la rotazione elastica della colonna e la rotazione φ_c . Dal confronto coi risultati sperimentali, il modello analitico sembra predire accuratamente il comportamento dei nodi come mostrato nelle seguenti figure:

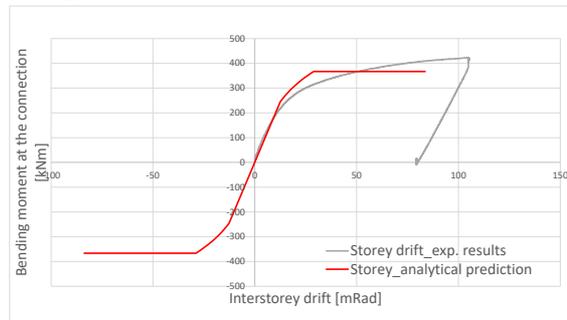


Figura 5.6 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-TB-E– prova monotona

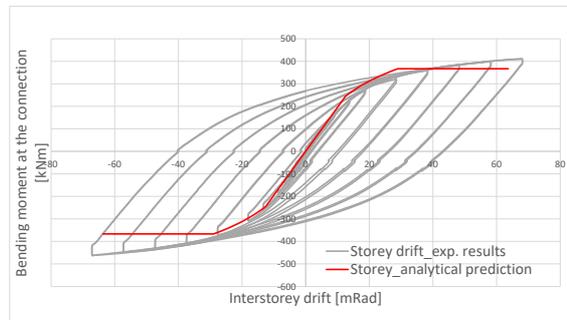


Figura 5.7 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-TB-E– prova ciclica n.1

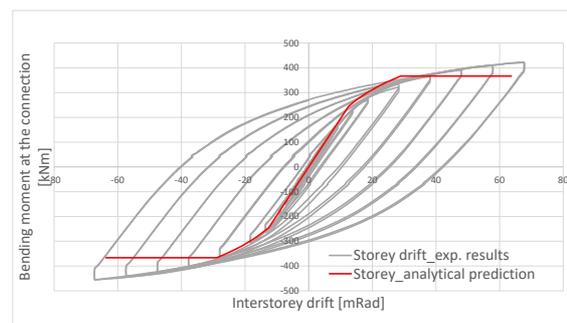


Figura 5.8 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-TB-E– prova ciclica n.2

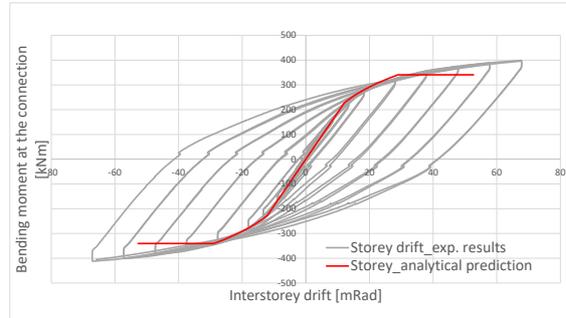


Figura 5.9 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-TB-P– prova ciclica n.1

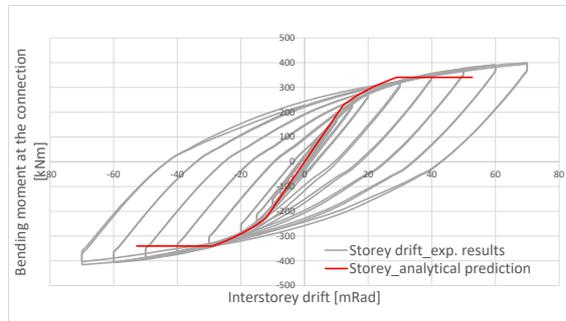


Figura 5.10 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-TB-P– prova ciclica n.2

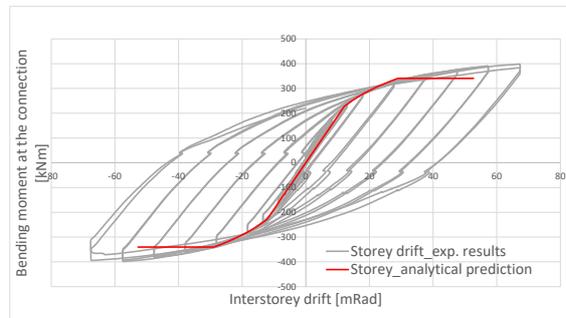


Figura 5.11 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-TB-PP– prova ciclica

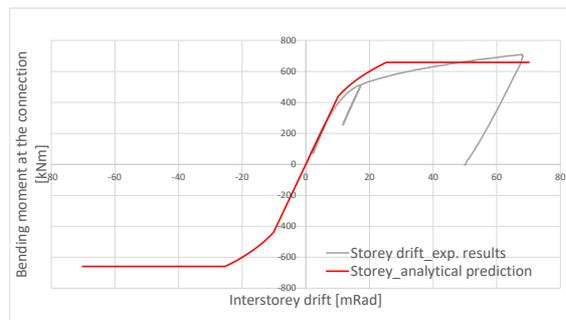


Figura 5.12 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-TB-E – Prova monotona



Figura 5.13 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-TB-E – prova ciclica n.1

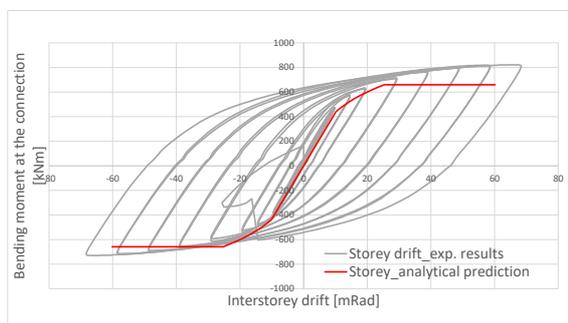


Figura 5.14 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-TB-E – prova ciclica n.2

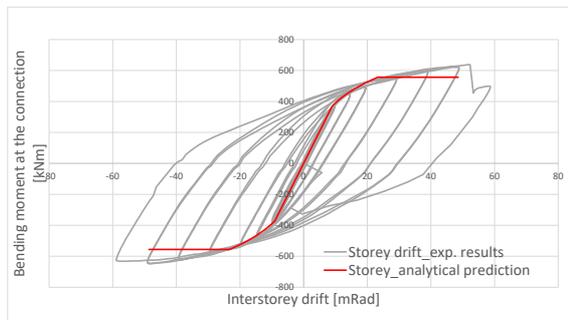


Figura 5.15 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-TB-P – prova ciclica n.1

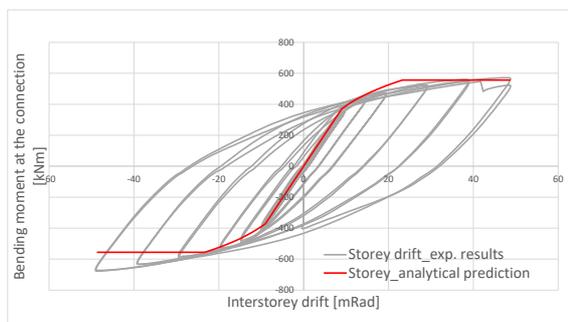


Figura 5.16 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-TB-P – prova ciclica n.2

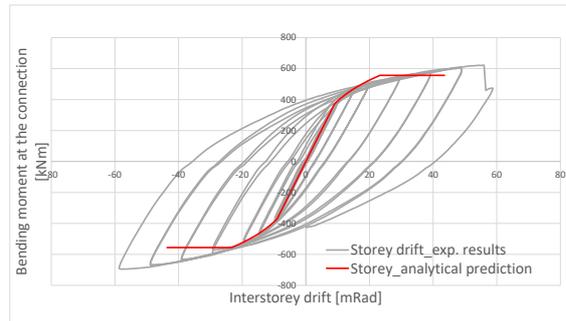


Figura 5.17 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-TB-P – prova ciclica - pallinatura

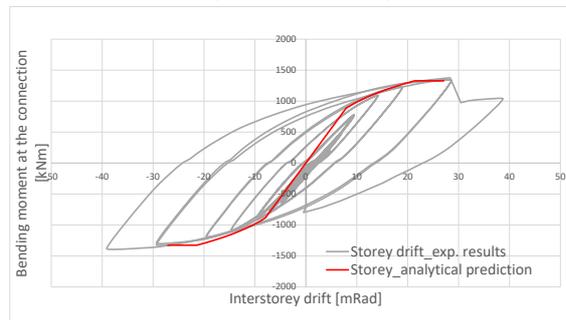


Figura 5.18 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-TB-E – prova ciclica n.1

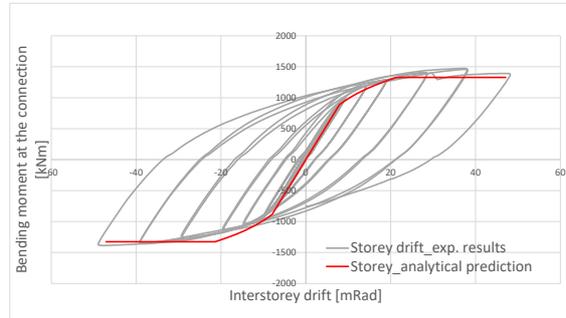


Figura 5.19 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-TB-E – prova ciclica n.2

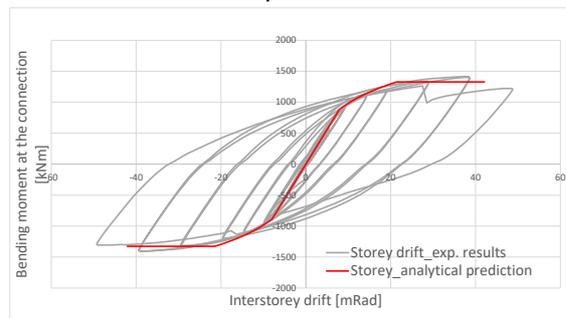


Figura 5.20 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-TB-E – Protocollo di carico Equaljoints

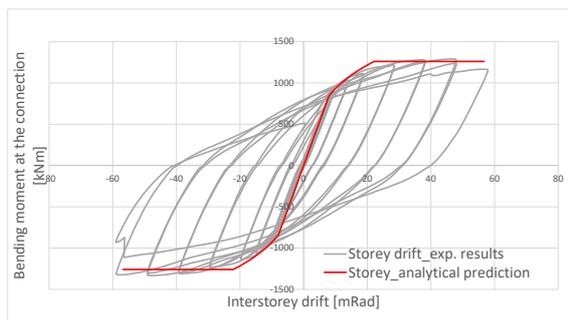


Figura 5.21 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-TB-P – prova ciclica n.1

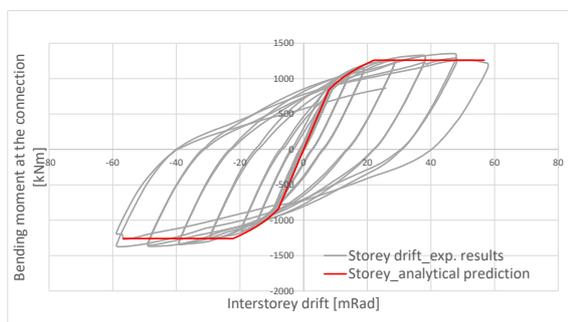


Figura 5.22 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-TB-P – prova ciclica n.2

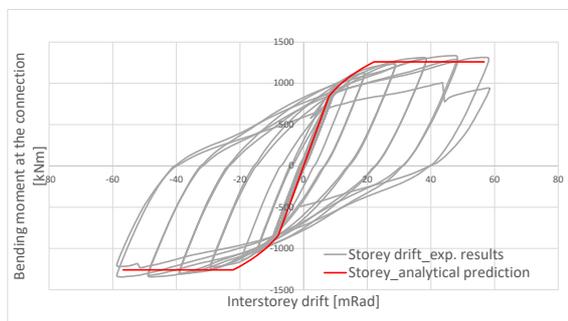


Figura 5.23 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-TB-P – prova ciclica – pallinatura

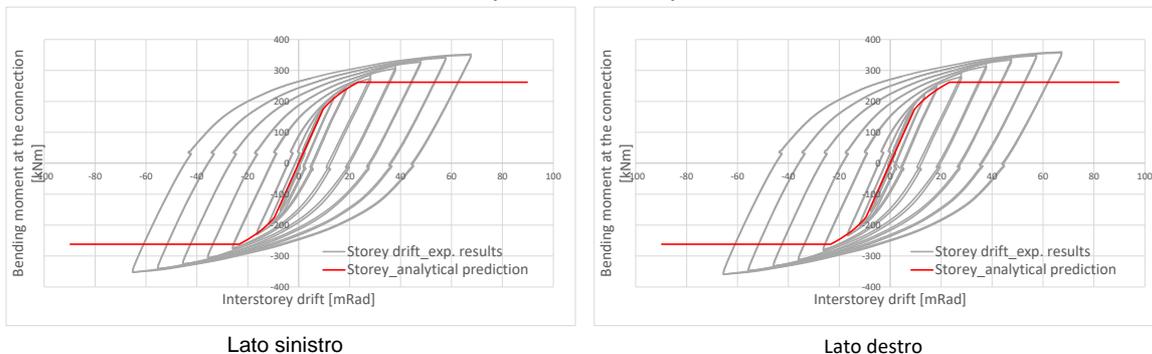
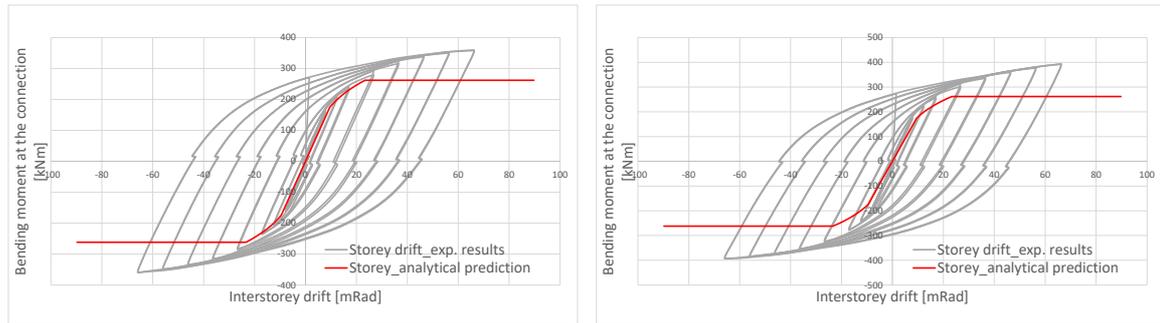


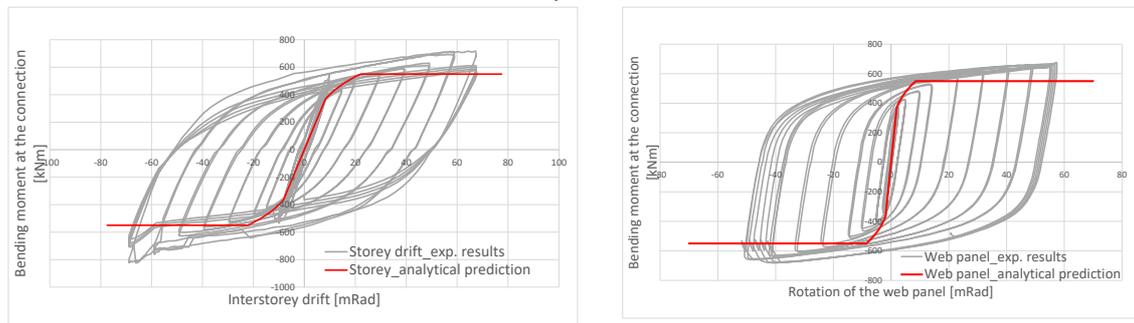
Figura 5.24 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-XW-P – prova ciclica n.1



Lato sinistro

Lato destro

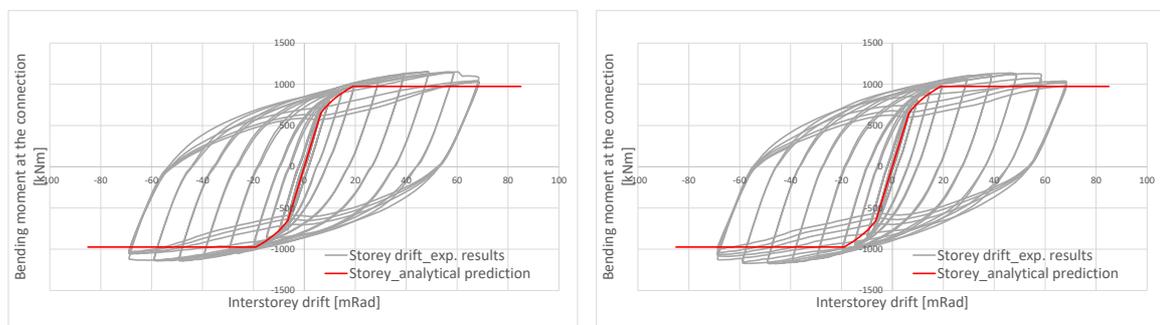
Figura 5.25 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E1-XW-P – prova ciclica n.2



Lato sinistro

Lato destro

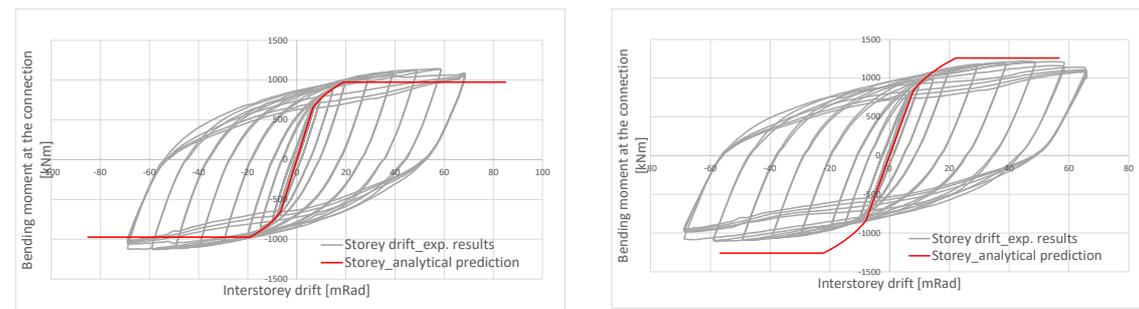
Figura 5.26 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-XW-P – prova ciclica n.2



Lato sinistro

Lato destro

Figura 5.27 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E2-XW-P – prova ciclica n.1



Lato sinistro

Lato destro

Figura 5.28 Curva sperimentale vs. curva momento rotazione secondo EC3:1-8 del collegamento E3-XW-P – prova ciclica n.2

Globalmente, si può osservare che le previsioni analitiche ottenute dall'Eurocodice 3 Parte 1-8 in termini di resistenza e rigidezza sono coerenti ai risultati sperimentali, per tutte le connessioni. Un risultato analogo si ottiene per la predizione del comportamento del pannello nodale se si considera una profondità pari alla "massima altezza di taglio" in accordo alla procedura descritta dalla Parte 1-8 (par. 6.2.7.2). Viceversa la predizione della resistenza del pannello nodale risulta meno accurata se si utilizza l'approccio semplificato in accordo all'Eurocodice 3, parte 1-8, figura 6.15. Tale risultato evidenzia che per le giunzioni in cui il contributo delle file di bulloni interni è significativo, l'approccio semplificato fornito dalla Fig.6.15 di EC3: 1-8 dovrebbe essere evitato.

5.5. Curve momento-rotazione per i nodi dog-bone.

Come precedentemente accennato, i collegamenti di tipo dog-bone o RBS (reduced beam section) sono stati inclusi nel lavoro di ricerca svolto nell'ambito progetto Equaljoints per investigare l'impiego di acciaio europeo in assemblaggi trave-colonna di grandi dimensioni, per i quali nella pratica costruttiva statunitense si implementa questo tipo di connessione dissipativa. Rappresentano pertanto un caso particolare che non è direttamente correlato alle altre configurazioni bullonate discusse in precedenza. Tuttavia, al fine di illustrare la tipica risposta momento-rotazione delle due connessioni RBS, in Figura 5.50 e Figura 5.51 sono riportati la risposta momento rotazione dei provini SP2 e SP4 in termini di momento in corrispondenza dell'asse della colonna e rotazione di piano (data dallo spostamento relativo di interpiano diviso l'altezza di interpiano).

Il provino SP2 ha sviluppato una forza totale massima di 293 kips (1.303,33 kN) durante i cicli al 4% di rotazione di piano. La rigidezza elastica misurata è di circa 75 k / in (13.13 kN/mm). Il provino ha esibito una risposta elastica in gran parte lineare fino a una rotazione superiore all'1% e un impegno anelastico notevole oltre il 2%. L'instabilità locale della trave è iniziata al 3% circa di rotazione, con deformazioni visibili al 4%. Al termine dei due cicli al 4% conclusivi della prova ai fini della prequalificazione, sono stati eseguiti cinque cicli completi al 5%. Il degrado di resistenza si evidenzia maggiormente in seguito a deformazione significativa delle flange e dell'anima fino al collasso per fatica oligociclica. Durante il ciclo finale, la trave ha subito frattura di entrambe le flange in corrispondenza della sezione ridotta, a causa della concentrazione di una forte instabilità locale.

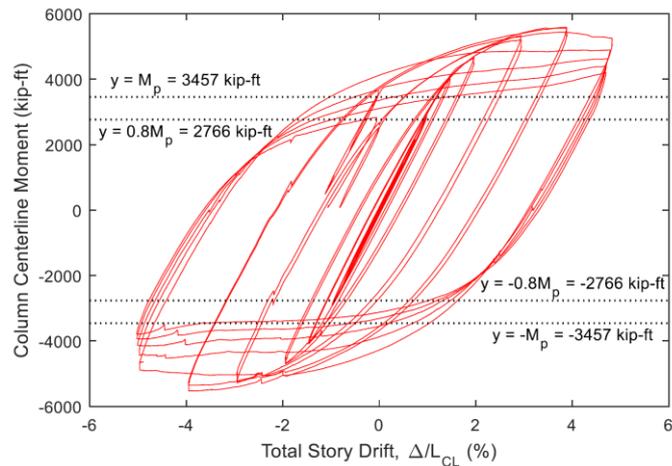


Figura 5.50 Risposta momento-rotazione per connessioni di tipo dog-bone – Provino SP2

AL 4% di rotazione, il momento ha superato abbondantemente l'80% della resistenza a flessione plastica nominale, M_p . Lo stesso al 5%. Il provino soddisfa pertanto i criteri di accettazione per gli SMRF forniti dalla sezione E3.6 dell'AISC 341-10 (2010). Dopo i primi cicli, la deformazione inelastica contribuisce in gran parte all'incremento di rotazione. Quando la sezione ridotta inizia plasticizzare con deformazioni crescenti, si forma una cerniera in corrispondenza della sezione ridotta dove si concentra il maggiore contributo in termini di rotazione. Il contributo del pennello nodale è significativo ai primi cicli quando la risposta è elastica. Tuttavia, si riduce gradualmente con l'aumentare della plasticizzazione man mano che la dissipazione si concentra a livello della RBS.

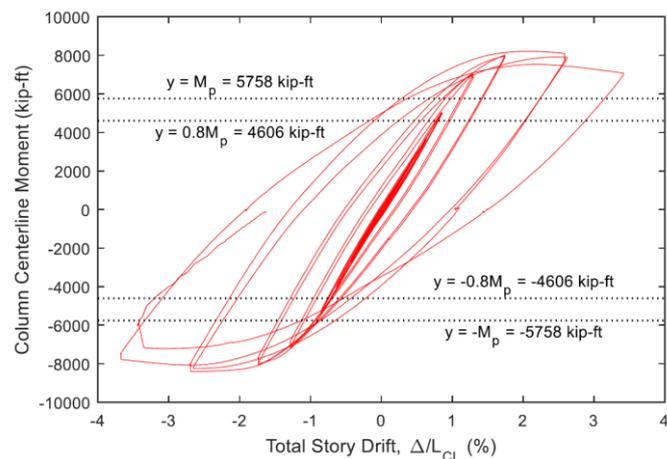


Figura 5.51 Risposta momento-rotazione per connessioni di tipo dog-bone – Provino SP4

Il provino SP4 (per il quale è stata adottata la stessa procedura di qualificazione basata sui criteri forniti dall'AISC341-10(2010)) esibisce un comportamento molto simile. La prova è stata eseguita fino a raggiungere una rotazione del 4% e

successivamente interrotta a causa dell'insorgere di ingenti fenomeni instabili che hanno comportato deformazioni torsionali e fuori piano del profilo. Il provino ha esibito una risposta in gran parte elastica fino al 1% di rotazione, e deformazioni plastiche significative dopo il 2%. Fenomeni di instabilità locale dell'anima della trave sono insorti dopo il 3% e dopo il 4% nella flangia con un più pronunciato degrado di resistenza.

Analogamente al provino SP2, il provino SP4 ha esibito una resistenza al 4% maggiore dell'80% della resistenza plastica nominale della trave connessa, soddisfacendo pertanto i criteri di accettazioni forniti dall'AISC 341-10. E' opportuno notare che il momento riportato nel grafico è calcolato in corrispondenza dell'asse della colonna e il margine di sovra-resistenza rispetto alla trave appare maggiore di quello effettivo. Tuttavia, il rapporto tra il momento applicato in corrispondenza della sezione ridotta e la capacità flessionale nominale della sezione ridotta è comunque superiore all'80%. E' opportuno notare che in accordo alla sezione K2.8 dell'AISC 341-10 (2010) i criteri di accettazione devono essere soddisfatti sia in termini di resistenza che di rotazione. Per uno SMRF, il requisito di accettazione prevede che il provino sia in grado di completare almeno un ciclo al 4% di rotazione. In termini di resistenza, il degrado subito al 4% di rotazione non deve superare il 20% della resistenza nominale della trave.

Sulla base dei risultati sopra discussi, la risposta di SP2 soddisfa tali requisiti.

Vale la pena notare che la presenza dei ritegni torsionali in corrispondenza della RBS può avere avuto effetti negativi precedentemente non considerati. Le norme AISC 358-10 discutono le limitazioni di prequalificazione sulle connessioni di tipo RBS nella Sezione 5.3.1 (7). In base a quest'ultima, esiste un'eccezione al requisito sui ritegni torsionali per i nodi tipo RBS, derivante dai sistemi che utilizzano la soletta come supporto all'instabilità della sezione della trave.

6. Parametri di risposta dei nodi testati (i.e. comportamento isteretico, degrado di resistenza e rigidità).

I parametri di risposta dei nodi riportati nei seguenti paragrafi sono definiti in accordo alla procedura descritta in Figura 6.1.

In particolare, per i nodi flangiati irrigiditi e con costolatura d'ala, i parametri di risposta sono definiti in accordo alla Fig. 6.1a, che è in linea con l'EN 1998-1. Infatti per queste tipologie di nodi, la dissipazione è affidata prevalentemente alla trave e dipende dalla forma e dai dettagli degli irrigidimenti (i.e. costolatura d'ala o "ribs") e i parametri di risposta sono riportati al fine di valutare la performance dell'assemblaggio trave-colonna. Per i nodi flangiati non irrigiditi, le principali fonte

di dissipazione sono la zona di connessione e il pannello nodale. Pertanto, i parametri di risposta sono riportati solo in termini di rotazione del nodo definita in accordo all' EN1993:1-8, come indicato in Fig. 6.1b. Questa considerazione spiega inoltre la simbologia differente utilizzata coerentemente per identificare differenti parametri di risposta.

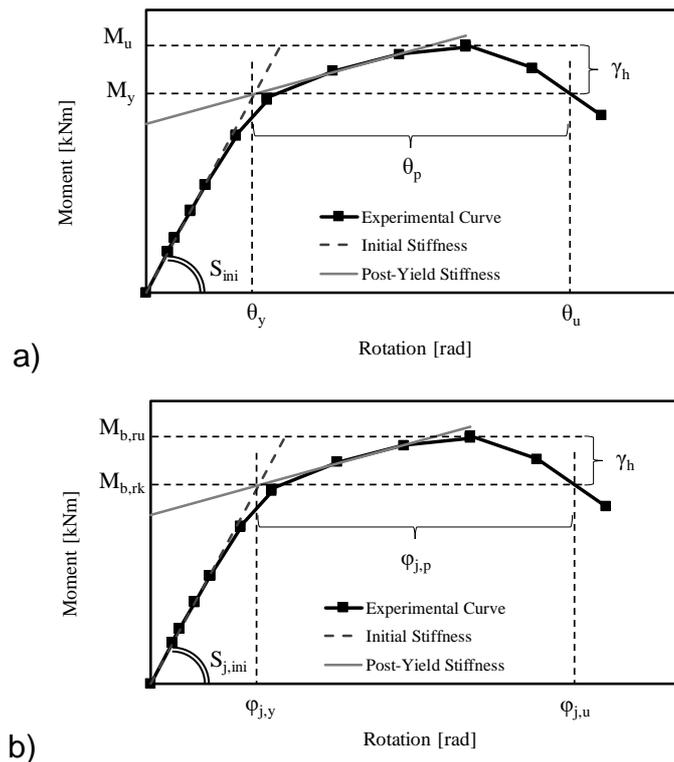


Figura 6.1: Definizione dei parametri di risposta: a) in termini di rotazione globale di corda in accordo all' AISC341-16 ed EN1998-1; b) in termini di rotazione del nodo (i.e. connessione + pannello nodale) in accordo all'EN1993:1-8.

6.1. Nodi flangiati con costolatura d'ala.

La strategia di modellazione proposta per i nodi flangiati con costolatura d'ala (tipo a) è descritta dal seguente schema. Sono descritti tre casi: (a1) nodi esterni, (a2) nodi interni per telai momento-resistenti (MRF), (a3) nodi interni per sistemi duali (MRF + controventi concentrici, o MRF + controventi eccentrici).

L'altezza della zona di pannello nodale è assunta pari a $h_b + h_h$. Le travi sono modellate con elementi elastici rigidi alle estremità di lunghezza s_h (vedi Figura 6.22 per i simboli) dalla superficie della colonna. Il controvento è collegato alla parte

superiore del pannello nodale in corrispondenza del punto di origine del modello a forbice, cioè il punto che collega gli elementi rigidi che modellano la dimensione del pannello nodale.

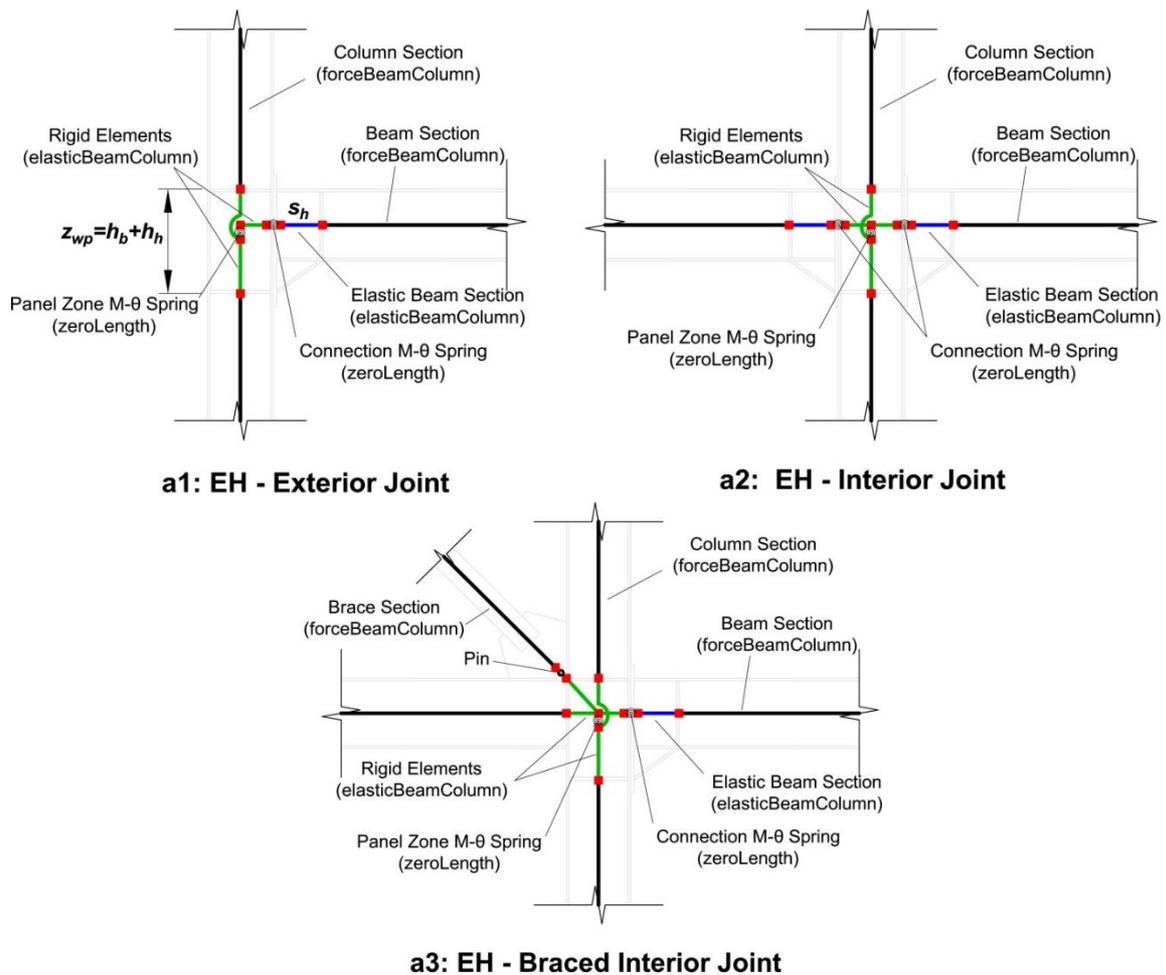


Figura 6.2 Modellazione dei nodi flangiati con costolatura d'ala.

Si fornisce di seguito con buona approssimazione, la stima delle caratteristiche di resistenza e rigidezza dei nodi flangiati con costolatura d'ala. I valori proposti sono stati ottenuti sulla base delle simulazioni numeriche e dei test sperimentali condotti sui nodi pre-qualificati per diversi archetipi di edifici. L'esattezza dei dati forniti è circoscritta alle ipotesi considerate quali, telai con campate con luci tra i 6 e gli 8 m, altezza di interpiano tra i 3.5 e 4 m e travi con profili nell'intervallo IPE360 - IPE600. Tuttavia, una volta progettata la geometria effettiva del nodo, le caratteristiche meccaniche possono essere valutate nuovamente per ottenere una predizione del comportamento strutturale più accurata.

La resistenza è normalizzata rispetto alla resistenza plastica attesa per la trave calcolata alla faccia della colonna, $M_{pl,b,cf,Rd}^e$, mentre la rigidezza è normalizzata rispetto alla rigidezza flessionale della trave, $s_b = EI_b / L_b$. Le resistenze normalizzate sono coerenti con i principi di gerarchia delle resistenze e i valori forniti per la rigidezza sono i medi per ogni gruppo di nodi.

Tipo di nodo	Geometria	Resistenza		Rigidezza	
		Connessione:	Pannello nodale:	Connessione:	Pannello nodale:
EH-S: a completo ripristino di resistenza con pannello nodale forte	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$	$S_{con,ini} = 80$ s_b	Nodi esterni: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 55$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$		Nodi interni: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 55$
EH-B: Nodi a completo ripristino di resistenza con pannello nodale bilanciato	$h_h / h_b = 0.45$ $s_h / h_b = 0.65$ $z_{wp} = h_b + h_h$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.3$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$S_{con,ini} = 65$ s_b	Nodi esterni: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 31$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nodi interni: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 31$

Note:

- i) Si assume un comportamento elasto-plastico per le molle della connessione, con 1% di incrudimento post-snervamento. La capacità rotazionale plastica pre-picco della componente è 18 mrad (ASCE 41-13, Tabella 9-6, snervamento dei bulloni). Il comportamento della connessione può essere implementato nel modello assegnando una legge bilineare (barra-Medina-Krawinkler modificato) al GDL rotazione della molla.
- ii) La molla che descrive il comportamento del pannello modale è caratterizzata in accordo al modello tri-lineare di Krawinkler (Gupta and Krawinkler, 1999). La resistenza corrisponde al primo snervamento del pannello. Si considera un incrudimento post-snervamento dell'1.5%. Nella piattaforma OpenSEES il comportamento del pannello nodale può essere modellato assegnando il materiale Hysteretic o Steel02 al GDL rotazione della molla.
- iii) Sia che il pannello modale sia modellato come (a) un parallelogramma costituito da elementi rigidi collegati da cerniere o (b) o come macromodello JOINT2D le proprietà cinematiche e della molla rotazionale sono le stesse. La rigidezza elastica della molla è: $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$

iv) Se il pannello nodale è modellato in accordo al modello a forbice, la resistenza e rigidità della molla rotazionale (calcolata secondo l'approccio di Krawinkler's) devono essere modificate (Charney and Downs, 2004).

6.1.1. Parametri di risposta dei nodi testati.

E' stato ricavato l'involuppo della curva sperimentale ciclica dei nodi testati. Fino al raggiungimento del momento massimo, la curva di involuppo è ricavata considerando i momenti di picco di ogni ciclo di carico, mentre oltre il raggiungimento del momento massimo, sono stati utilizzati i momenti maggiori per una deformazione data.

Fino al Massimo momento raggiunto, l'involuppo è stato ottenuto collegando i punti di picco di ogni ciclo di carico; oltre il valore massimo, connettendo i punti di massima rotazione.

La Figura 6.3a mostra le curve di involuppo positive e negative costruite per i provini EH2-TS35-C1 (nodo esterno) e EH2-XB35-C1 (nodo interno). La rigidità iniziale (S_{ini}) è stata valutata con una regressione lineare dei punti sulla curva di involuppo corrispondenti a un valore del momento inferiore allo 0.7 del momento massimo (M_{max}). Il momento di snervamento (M_y) è determinato dall'intersezione della rigidità iniziale e tangente (Figure 6.3b e 6.4b). Quest'ultima è definita con una regressione lineare dei punti della curva $M_{cf}-\theta$ tra $0.8M_{max}$ e M_{max} . Infine, la deformazione ultima θ_u è stata determinata come punto sulla curva di involuppo corrispondente a un decremento del momento pari a $0.8M_{max}$ (Figura b and Figura b). Per ogni test, i parametri così definiti, sono stati computati per gli involuppi positivi e negativi. La rigidità iniziale (S_{ini}), il momento del limite elastico (M_y) e il momento massimo (M_{max}) sono stati quindi calcolati i valori medi positivi e negativi, mentre per la rotazione ultima (θ_u) è stato determinato il valore minimo. I parametri così determinati sono riportati in Tabella 6.1. Inoltre, sono stati calcolati il coefficiente di incrudimento (γ_h), valutato come rapporto tra il momento massimo (M_{max}) e di snervamento (M_y), e la rotazione plastica ultima ($\theta_{pl,u}$), ottenuta come differenza tra la rotazione totale ultima (θ_u) e la rotazione elastica corrispondente al momento di snervamento (M_y), ottenuta usando la rigidità iniziale determinata come indicato in precedenza.

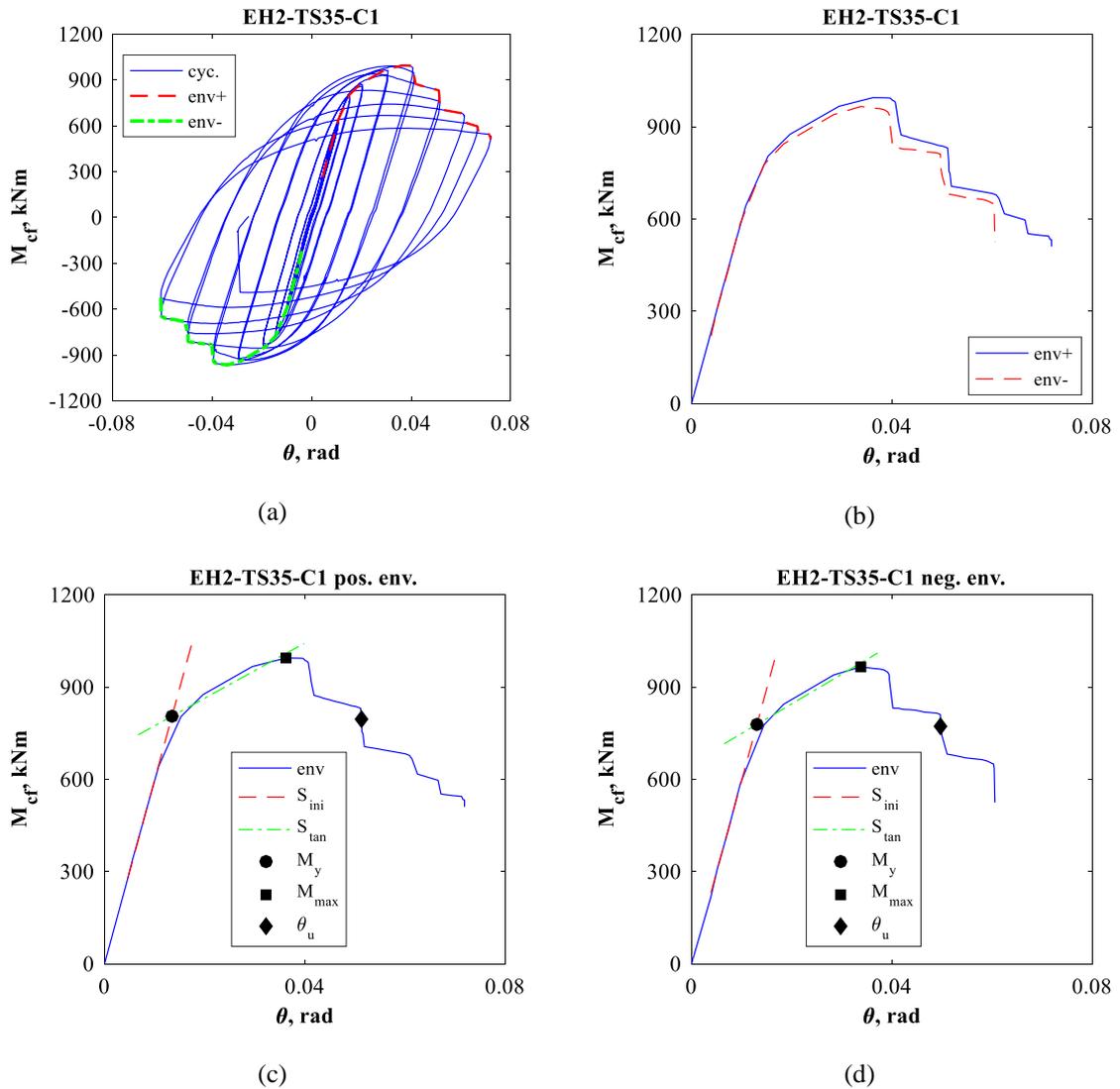


Figura 6.3: EH2-TS35-C1: a) ciclo Isteretico e Inviluppo ; b) Inviluppo positivo e negativo c); curva caratteristica M_{cf} - θ per l'inviluppo positivo; d) curva caratteristica M_{cf} - θ per l'inviluppo negativo.

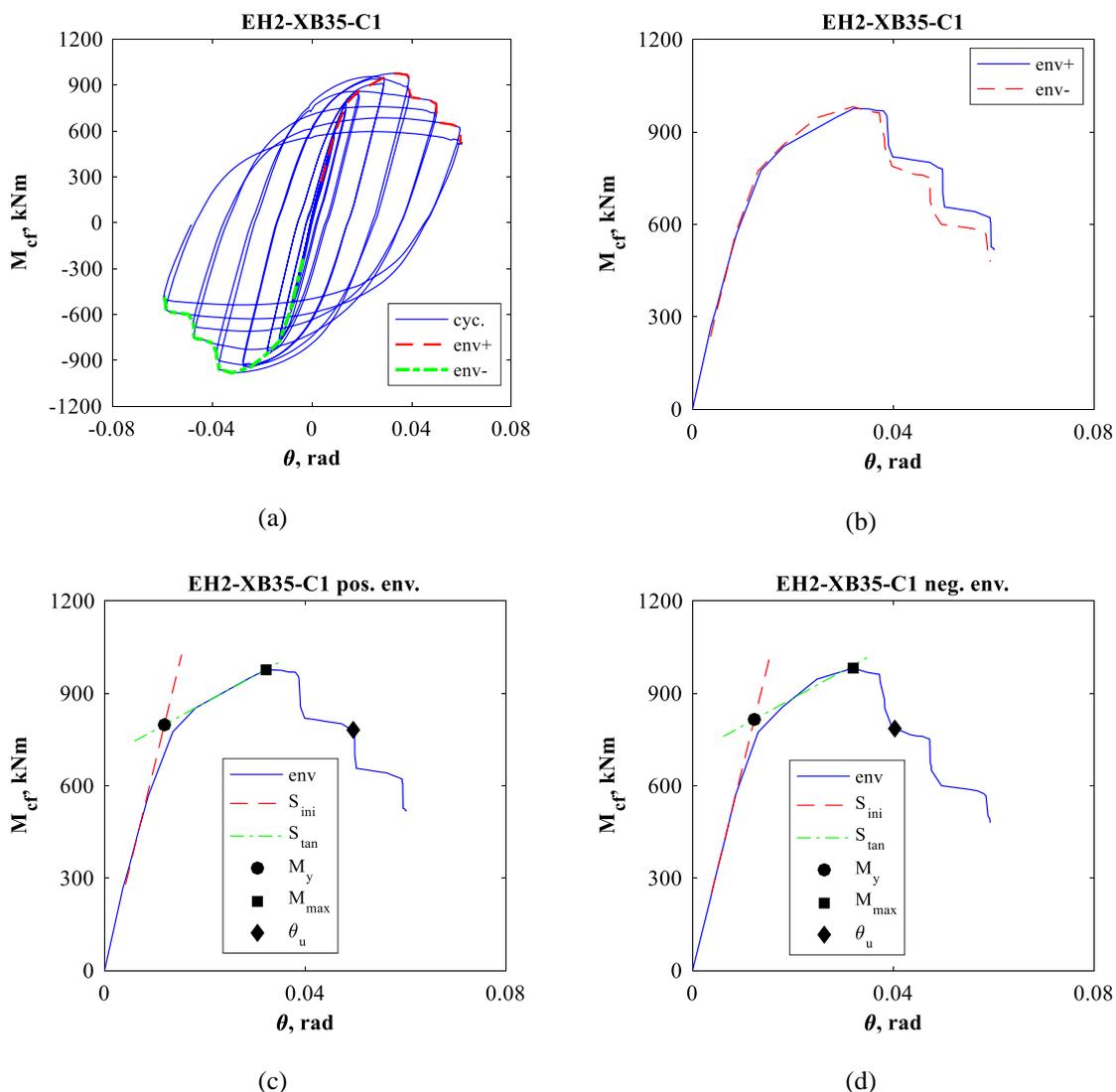


Figura 6.4: EH2-XB5-C1: a) ciclo Isteretico e Inviluppo ; b) Inviluppo positivo e negativo c); curva caratteristica M_{cr} - θ per l'inviluppo positivo; d) curva caratteristica M_{cr} - θ per l'inviluppo negativo.

Si riscontra un coefficiente di incrudimento relativamente uniforme per tutti i provini, con un valore medio intorno $\gamma_h = 1.21$. La rotazione ultima (θ_u) generalmente è maggiore di 0.04 rad (valore minimo in accordo al criterio di accettazione in accordo all'ANSI/AISC 341-16, per i telai a nodi rigidi). Travi più grandi esibiscono rotazioni ultime minori. Inoltre, per travi grandi con una costolatura inclinata a 45° (EH3-TS45-C1 and EH3-TS45-C2) la rotazione ultima (θ_u) è minore rispetto al valore minimo richiesto (0.037 rad). Analogamente, la rotazione plastica è generalmente maggiore di 0.03 rad a eccezione dei provini con travi grandi con una costolatura inclinata a 45° (EH3-TS45-C1 and EH3-TS45-C2), per i quali vale 0.027 rad. Inoltre, il nodo EH2-XB35-C1 (nodo interno con trave IPE 450 e una costola inclinata a 35°) esibisce rotazioni ultime più piccole ($\theta_u=0.040$ rad e $\theta_p = 0.038$ rad) a causa della

maggiore dimensione della colonna e del minore rapporto lunghezza/altezza della trave che comporta una maggiore influenza del taglio.

Tabella 6.1: **Parametri di risposta dei nodi flangiati con costolatura d'ala testati (EN 1998-1)**

Specimen	S_{ini} [kNm/rad]	M_y [kNm]	M_{max} [kNm]	γ_h	θ_u [rad]	θ_p [rad]
EH1-TS35-C1	30674.5	468.1	578.4	1.24	0.057	0.041
EH1-TS35-C2	29377.0	471.6	583.3	1.24	0.050	0.034
EH1-TS35-CA	30585.9	472.4	586.5	1.24	0.052	0.036
EH1-TS45-C1	30537.6	468.1	573.1	1.22	0.050	0.035
EH1-TS45-C2	30618.6	461.8	572.4	1.24	0.049	0.034
EH1-TSO-35-C	30629.2	541.2	650.1	1.20	0.057	0.041
EH2-TS35-M	56741.9	795.5	931.7	1.17	0.118	0.105
EH2-TS35-C1	59699.5	792.0	980.2	1.24	0.050	0.037
EH2-TS35-C2	60740.4	831.5	989.1	1.19	0.050	0.036
EH2-TS35-CA	59540.6	814.5	995.5	1.22	0.049	0.034
EH2-TS45-C1	60290.7	801.8	963.5	1.20	0.042	0.029
EH2-TS45-C2	59986.7	800.4	987.0	1.23	0.049	0.035
EH2-TS45-M	60969.3	798.6	957.2	1.20	0.123	0.110
EH3-TS35-C1	149595.3	1886.5	2232.3	1.18	0.045	0.033
EH3-TS35-C2	142546.6	1956.3	2240.7	1.15	0.044	0.033
EH3-TS35-CA	146423.8	1971.4	2217.9	1.13	0.046	0.034
EH3-TSO35-C	140557.6	1962.9	2376.9	1.21	0.050	0.036
EH3-TS45-C1	153141.9	1554.7	1939.4	1.25	0.037	0.027
EH3-TS45-C2	144779.7	1560.2	1956.3	1.25	0.038	0.028
EH1-XB35-C1	27229.1	469.6	562.5	1.20	0.070	0.052
EH1-XB35-C2	29290.7	436.3	557.5	1.28	0.056	0.041
EH2-XB35-C1	66494.3	806.5	979.3	1.21	0.040	0.028
EH2-XB35-C2	65565.3	809.9	987.0	1.22	0.045	0.033
EH2-XB35-M	62344.2	807.2	952.2	1.18	0.112	0.100

In Tabella 6.1 sono riportati i valori medi della rigidezza iniziale (S_{ini}), del momento di snervamento (M_y) e del momento massimo (M_{max}) per gli involucri positivi e negativi. Sono inoltre riportati i valori minimi per la rotazione ultima (θ_u) e la rotazione plastica (θ_p). In Tabella 6.2 sono riportati i valori delle rotazioni ultima (θ_u) e plastica (θ_p) per gli involucri positivo e negativo. Le rotazioni corrispondenti ai cicli negative sono generalmente leggermente più piccole rispetto alle positive.

Tabella 6.2: **Parametri di risposta dei nodi flangiati con costolatura d'ala testati**

Specimen	θ_u [rad]			θ_u [rad]		
	sagging	hogging	min	sagging	hogging	min
EH1-TS35-C1	0.060	0.057	0.057	0.046	0.041	0.041
EH1-TS35-C2	0.061	0.050	0.050	0.045	0.034	0.034
EH1-TS35-CA	0.052	0.065	0.052	0.036	0.050	0.036
EH1-TS45-C1	0.059	0.050	0.050	0.044	0.035	0.035
EH1-TS45-C2	0.049	0.049	0.049	0.035	0.034	0.034
EH1-TSO-35-C	0.057	0.060	0.057	0.041	0.042	0.041
EH2-TS35-C1	0.118	-	0.118	0.105	-	0.105
EH2-TS35-C2	0.051	0.050	0.050	0.038	0.037	0.037
EH2-TS35-CA	0.051	0.050	0.050	0.039	0.036	0.036
EH2-TS35-M	0.057	0.049	0.049	0.045	0.034	0.034
EH2-TS45-C1	0.049	0.042	0.042	0.037	0.029	0.029
EH2-TS45-C2	0.050	0.049	0.049	0.038	0.035	0.035
EH2-TS45-M	0.123	-	0.123	0.110	-	0.110
EH3-TS35-C1	0.048	0.045	0.045	0.036	0.033	0.033
EH3-TS35-C2	0.044	0.049	0.044	0.033	0.036	0.033
EH3-TS35-CA	0.048	0.046	0.046	0.035	0.034	0.034
EH3-TSO35-C	0.050	0.050	0.050	0.036	0.037	0.036
EH3-TS45-C1	0.040	0.037	0.037	0.029	0.027	0.027
EH3-TS45-C2	0.040	0.038	0.038	0.029	0.028	0.028
EH1-XB35-C1	0.070	0.070	0.070	0.055	0.052	0.052
EH1-XB35-C2	0.056	0.060	0.056	0.041	0.045	0.041
EH2-XB35-C1	0.050	0.040	0.040	0.038	0.028	0.028
EH2-XB35-C2	0.050	0.045	0.045	0.038	0.033	0.033
EH2-XB35-M	0.112	-	0.112	0.100	-	0.100

6.1.2. *Influenza della dimensione della trave.*

L'influenza della dimensione dell'elemento connesso sulla risposta del nodo può essere osservata in Figura 6.5 per un nodo a tre vie con una costolatura a 35° e in Figura 6.6 per un nodo a tre vie con costolatura inclinata a 45°. I fenomeni instabili si anticipano per le travi più alte e il ramo post-picco ha una pendenza più ripida all'aumentare della dimensione della trave. Come accennato precedentemente, la rotazione ultima si riduce all'aumentare delle dimensioni della trave.

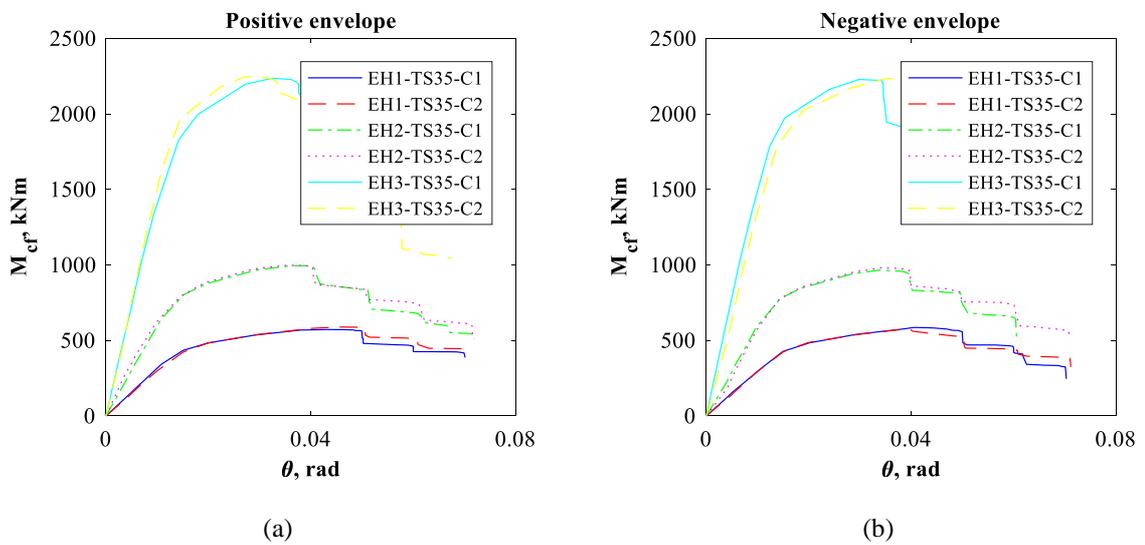


Figura 6.5: Influenza della dimensione della trave per il nodo a tre vie con costolatura a 35°: a) involucro positivo; b) involucro negativo

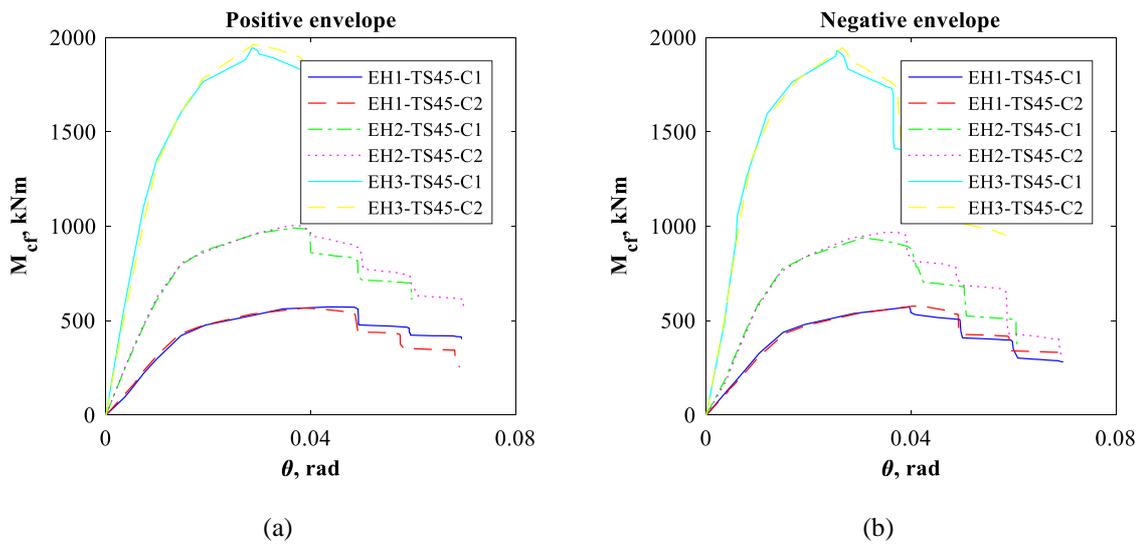


Figura 6.6: Influenza della dimensione della trave per il nodo a tre vie con costolatura a 45°: a) involucro positivo; b) involucro negativo

6.1.3. Influenza dell'altezza della costolatura di irrigidimento

L'influenza della dimensione della costola d'ala di irrigidimento si apprezza comparando la risposta dei nodi appartenenti ai gruppi 1 e 2 (ved par. 2.1). Dalle curve di involucro riportate in Figura 6.7 e 6.8 e dai parametri di risposta riportati in Tabella 6.1 si evince che i provini con una costola di irrigidimento inclinata a 45° sono maggiormente suscettibili a un rapido degrado di resistenza post-picco ed esibiscono una rotazione ultima inferiore. Tale differenza è meno pronunciata per i provini con travi IPE360, mentre diventa più importante per i provini con travi più

grandi (IPE450 e IPE600). La maggiore resistenza dei provini EH3-TS35 rispetto ai EH3-TS45, che si osserva in Figura 6.9, è dovuta al fatto che i provini provengono da lotti differenti e la tensione di snervamento dell'acciaio è maggiore per il primo gruppo.

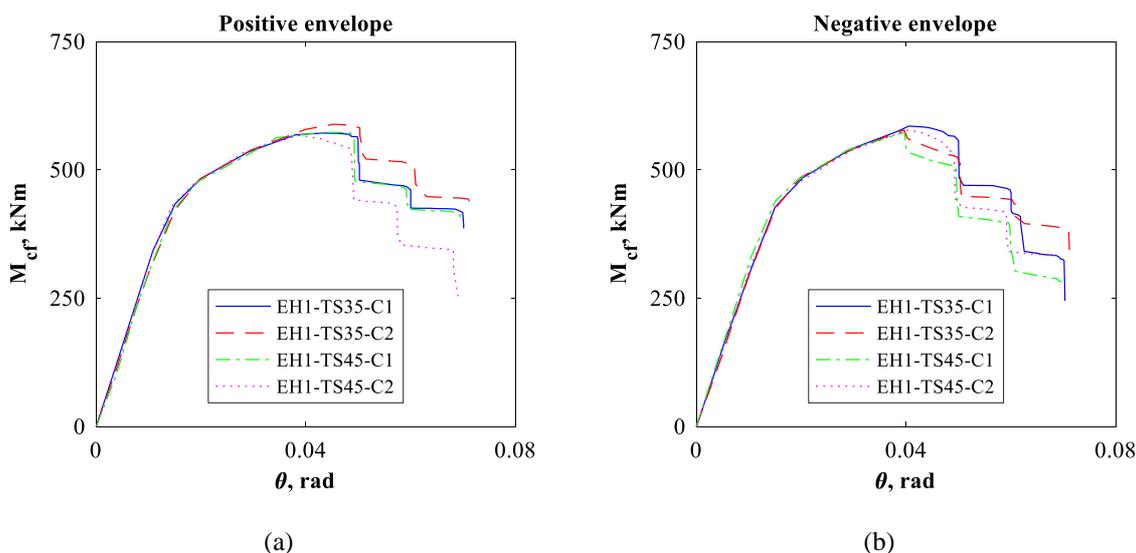


Figura 6.7: Influence of the haunch depth for IPE360 specimens: a) positive envelopes; b) negative envelopes

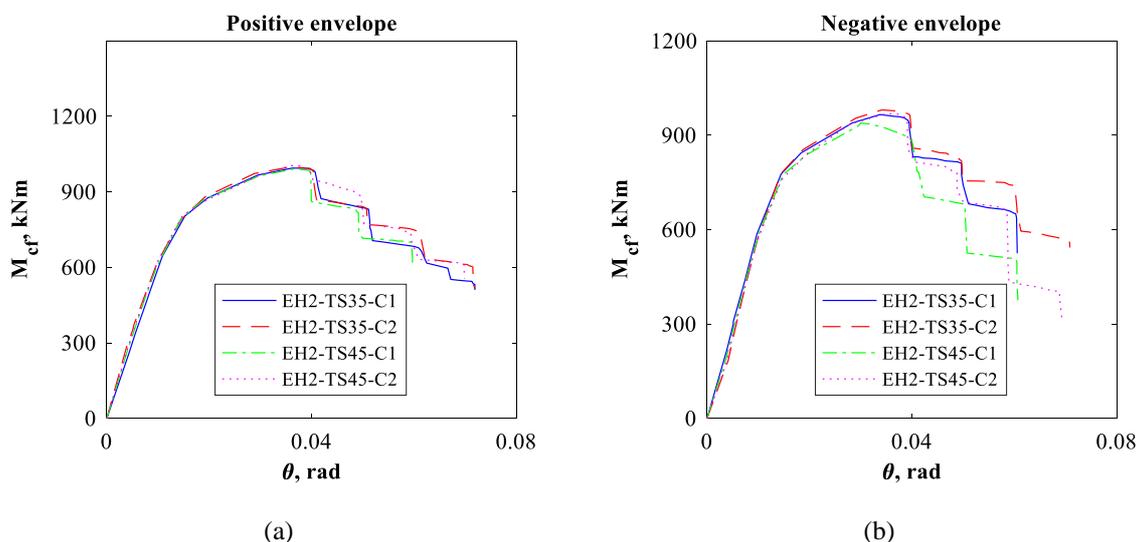


Figura 6.8: Influenza della dimensione della costola di irrigidimento per I provini con travi IPE450: a) involucro positivo; b) involucro negativo

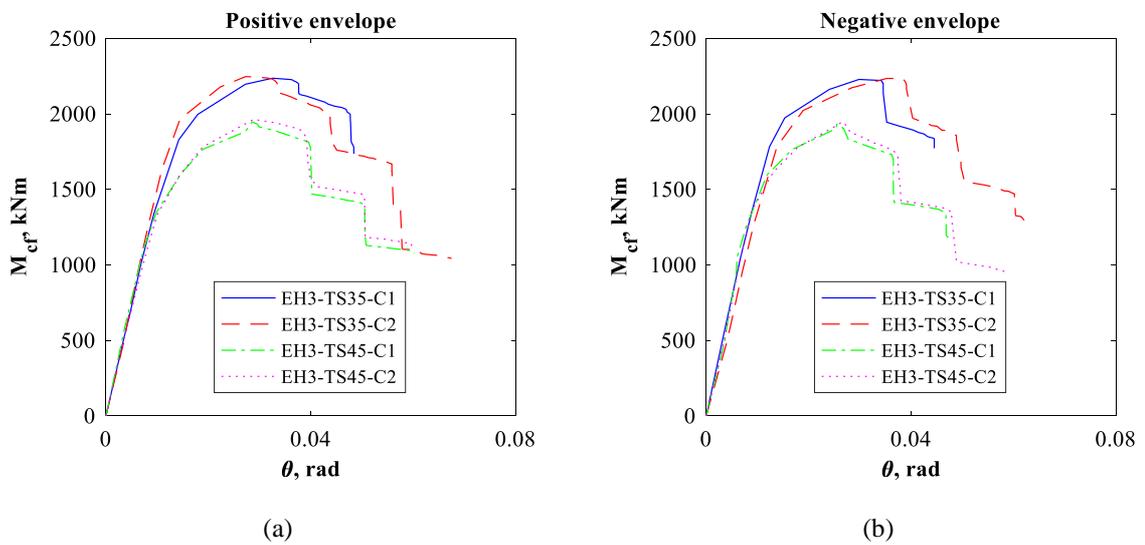


Figura 6.9: Influenza della dimensione della costola di irrigidimento per I provini con travi IPE600: a) involucro positivo; b) involucro negativo

6.1.4. Influenza del protocollo di carico

La Figura 6.10 mostra il confronto tra la risposta dei provini EH2-TS35 testati con protocollo di carico monotono e ciclico. Per i provini a carico ciclico si osserva un incremento del momento massimo (dovuto all'incrudimento isotropo) e una riduzione della deformazione ultima. La rigidità iniziale è invece invariata.

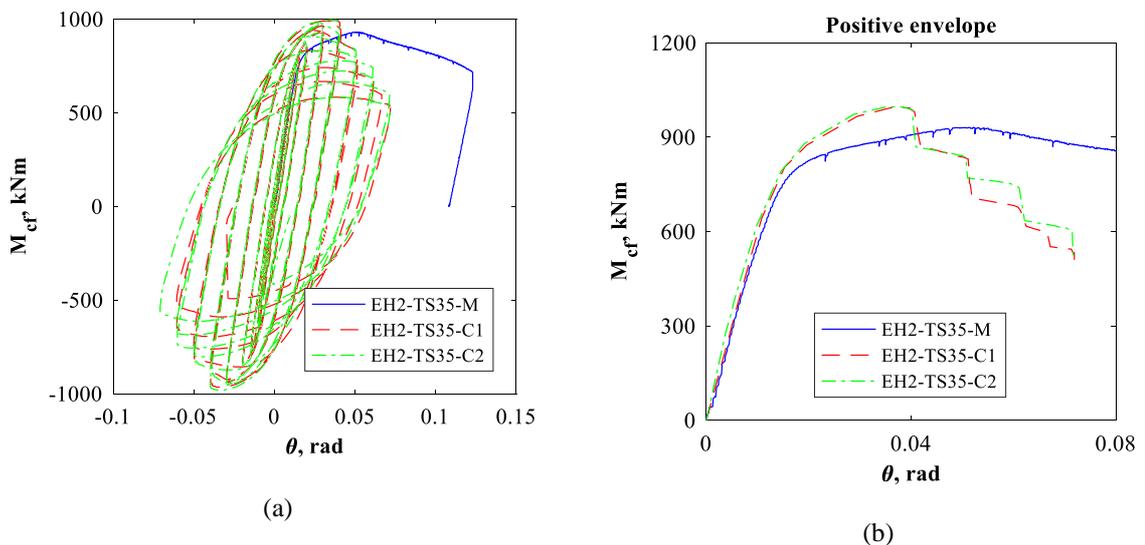


Figura 6.10: Influenza del protocollo di carico: a) risposta isteretica e monotona; b) involucri positivo e negativo e risposta monotona.

In Figura 6.11 si osserva una minima differenza tra i due protocolli di carico ciclici, quello fornito dall' ANSI/AISC 341 e quello sviluppato nell'ambito del progetto

Equaljoints, sostanzialmente imputabile al minor numero di cicli elastici previsti dal secondo.

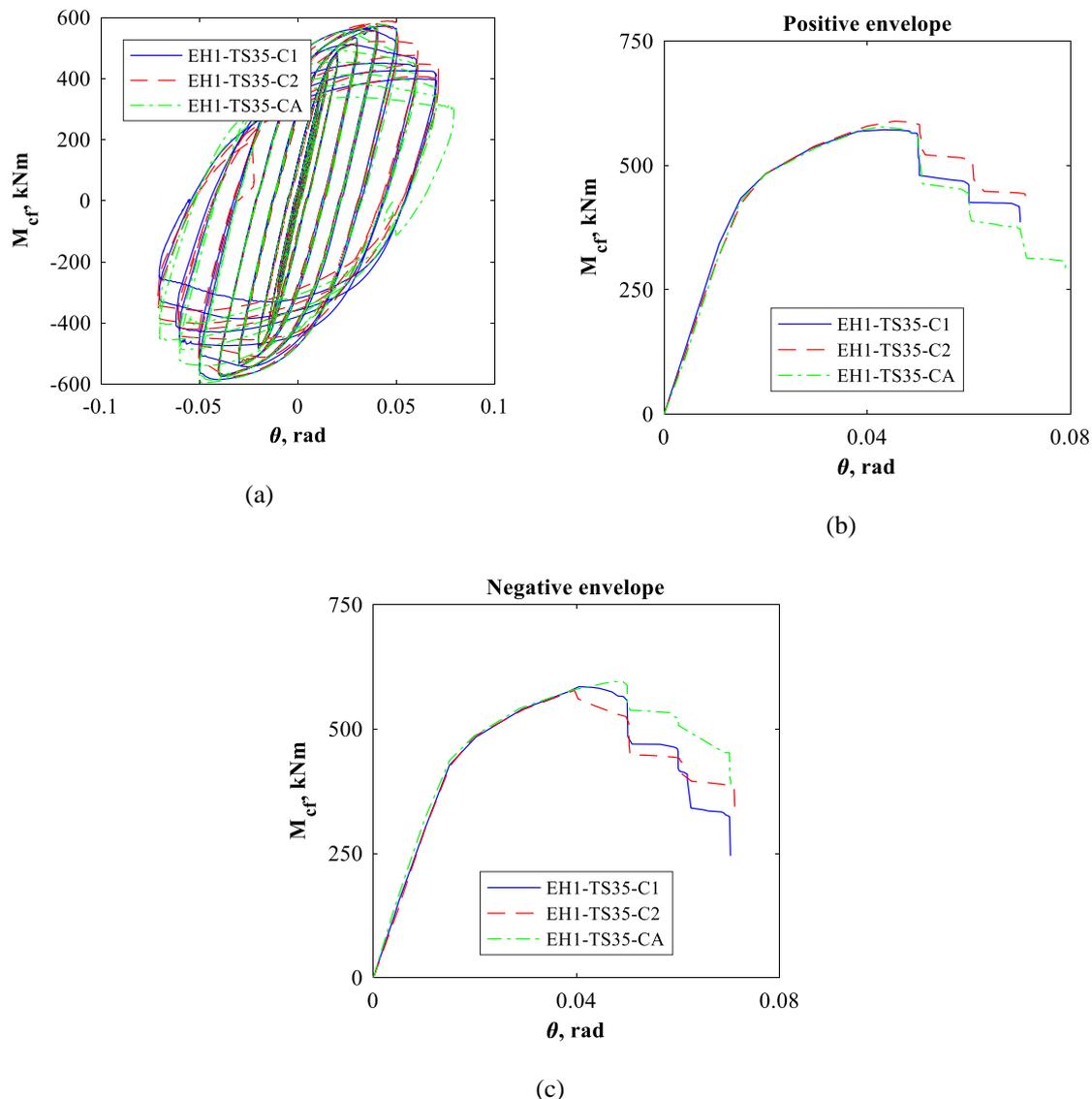


Figura 6.11: protocollo di carico ANSI/AISC 341 (Provini EH1-TS35-C1 e EH1-TS35-C2, protocollo Equaljoints (EH1-TS35-CA): a) risposta isteretica per I due protocolli di carico ciclici; b) confronto degli involucri positivi; c) confronto degli involucri negativi

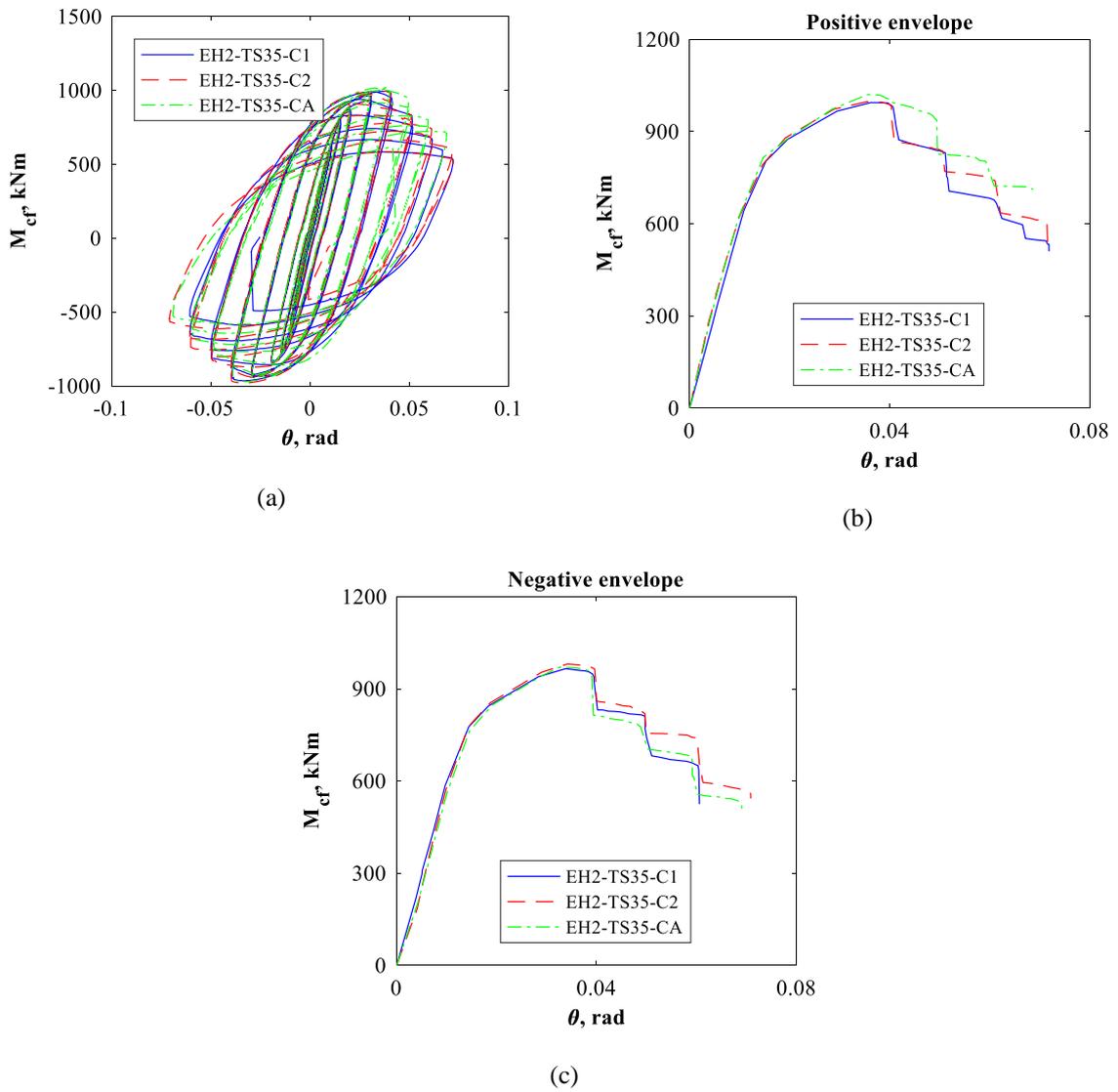


Figure 6.2: ANSI/AISC 341 loading protocol (EH2-TS35-C1 and EH2-TS35-C2 specimens), alternative protocol (EH2-TS35-CA specimen): a) hysteretic curves for two cyclic loading protocols; b) comparison between positive envelopes; c) comparison between negative envelope.

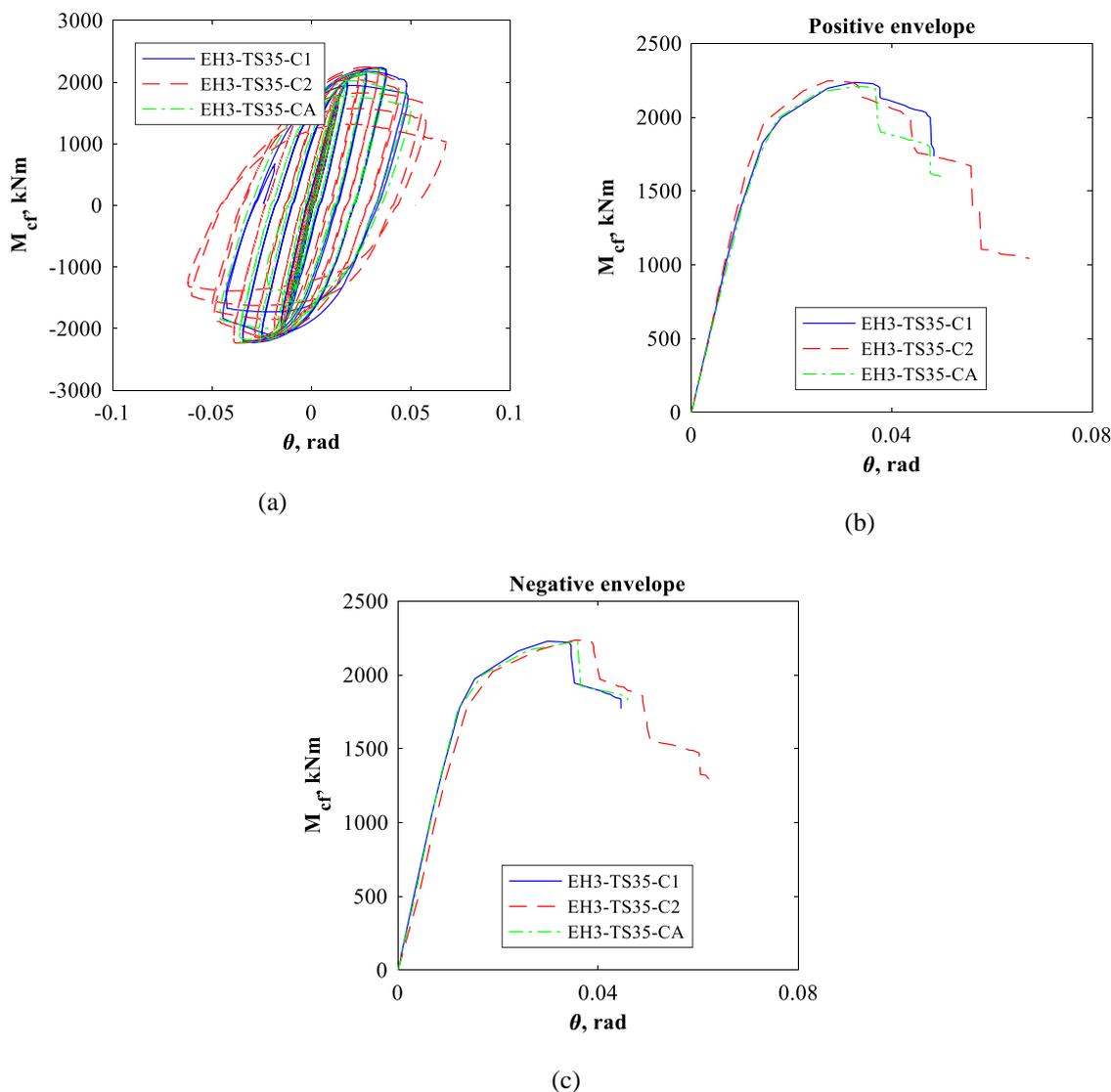


Figure 6.13: ANSI/AISC 341 loading protocol (EH2-TS35-C1 and EH2-TS35-C2 specimens), alternative protocol (EH2-TS35-CA specimen): a) hysteretic curves for two cyclic loading protocols; b) comparison between positive envelopes; c) comparison between negative envelope.

6.1.5. Influenza della sovraresistenza della trave

Al fine di valutare l'effetto della sovra-resistenza della trave che potrebbe potenzialmente innescare un meccanismo di rottura fragile nella connessione, due provini (serie TO) le cui travi sono state realizzate con acciaio S460 anziché S355. Per i provini della serie EH1 (travi IPE360) l'acciaio S460 comporta una sovraresistenza effettiva di 1.3 volte quella dell'acciaio S355. Al contrario la differenza è trascurabile per i provini della serie EH3 (travi IPE600).

Pertanto, la sovra-resistenza della trave si sviluppo solo nei provini EH1 (travi IPE360). Malgrado i momenti di snervamento e massimo siano maggiori, la sovra-resistenza della trave non comporta riduzione della rotazione ultima, né modifica il meccanismo di rottura del provino. La Figura 6.14 (a, b) mostra gli involuipi $M_{cf} - \theta$ per la serie EH1 (travi IPE360) e la Figura 6.14 (c, d) per la serie EH3 (travi IPE600).

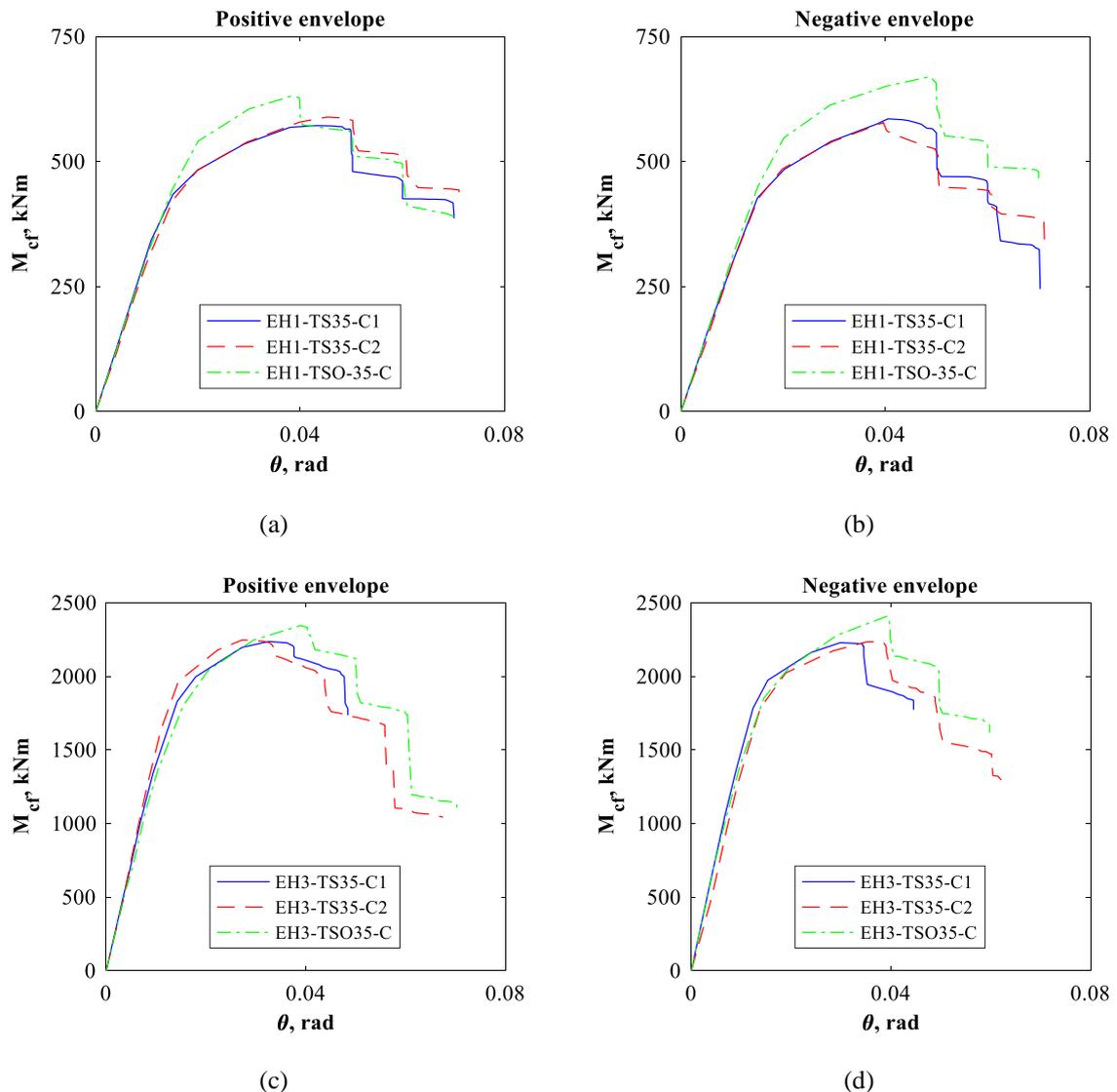


Figura 6.14: Influenza della sovra-resistenza dell'acciaio della trave: a) Serie EH1 – involuipi positivi; b) Serie EH1 involuipi negativi; c) Serie EH3 - involuipi ; d) Serie EH3 –involuipi negativi

6.1.6. Contributo delle componenti del nodo alla rotazione plastica

Le Figure 6.15-6.21 mostrano I contributi delle singole componenti - trave (θ_{bhd}), connessione (θ_{cd}), distorsione del pannello nodale (γ_d) e rotazione elastica dell'assemblaggio trave-colonna (θ_e) – alla rotazione totale di corda (θ). Il maggiore contributo è offerto dalla rotazione della cerniera plastica nella trave.

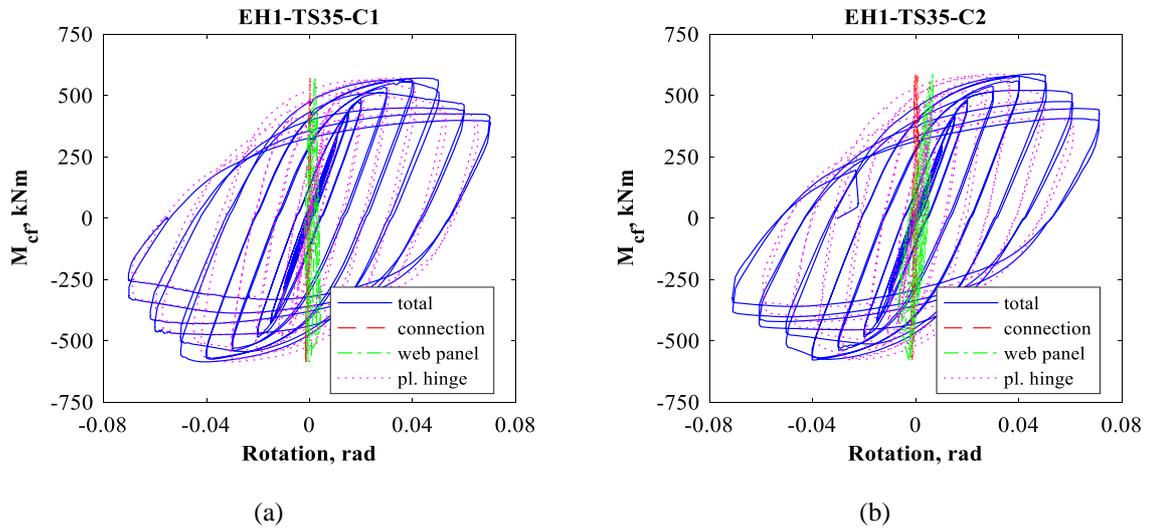


Figura 6.15: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH1-TS35-C1 e C2

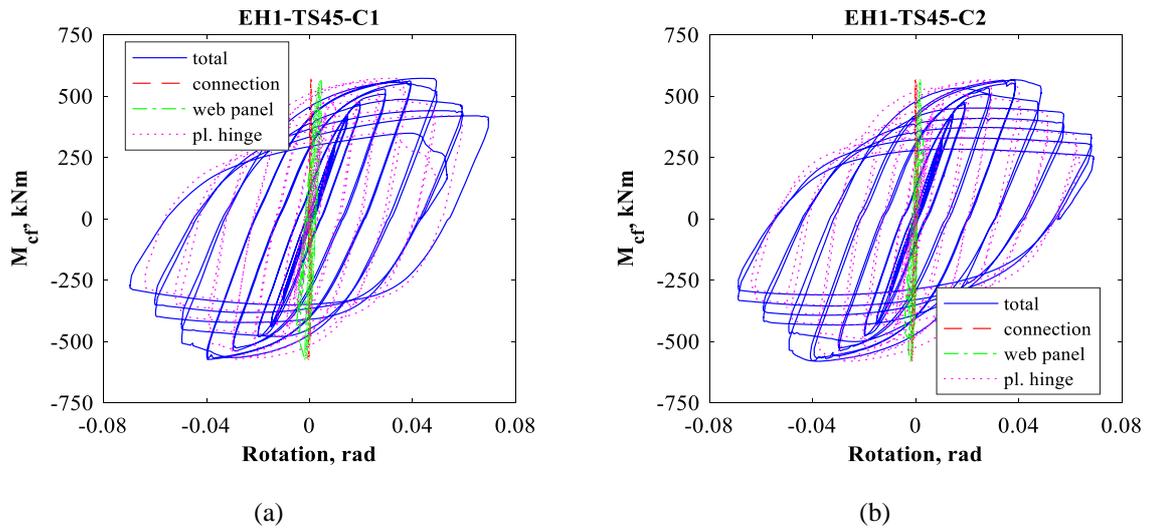


Figura 6.16: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH1-TS45-C1 e C2

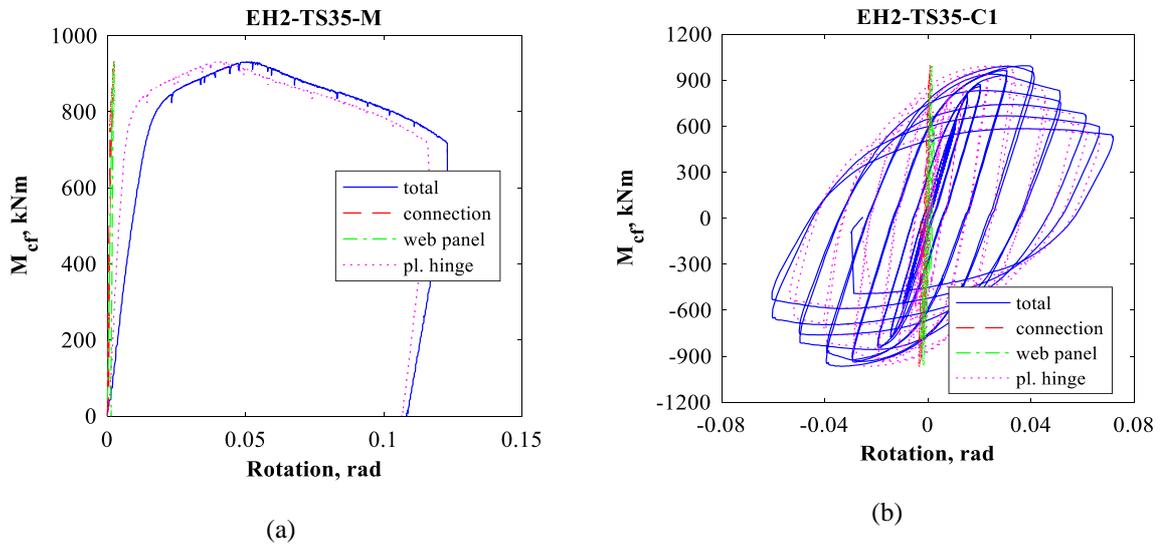


Figura 6.17: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH2-TS35-M e C1

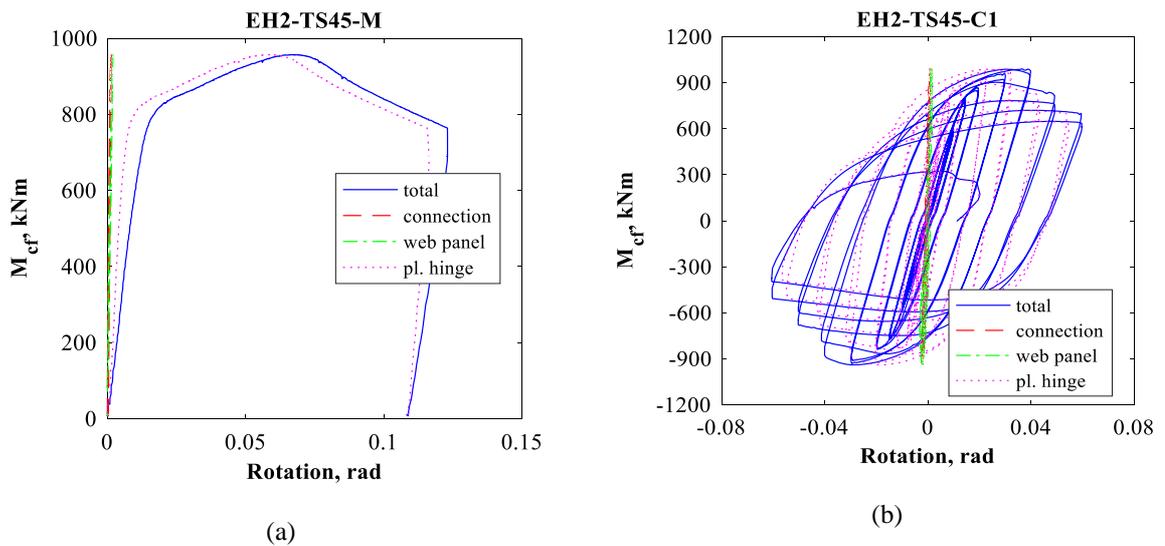


Figura 6.18: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH2-TS45-M e C1

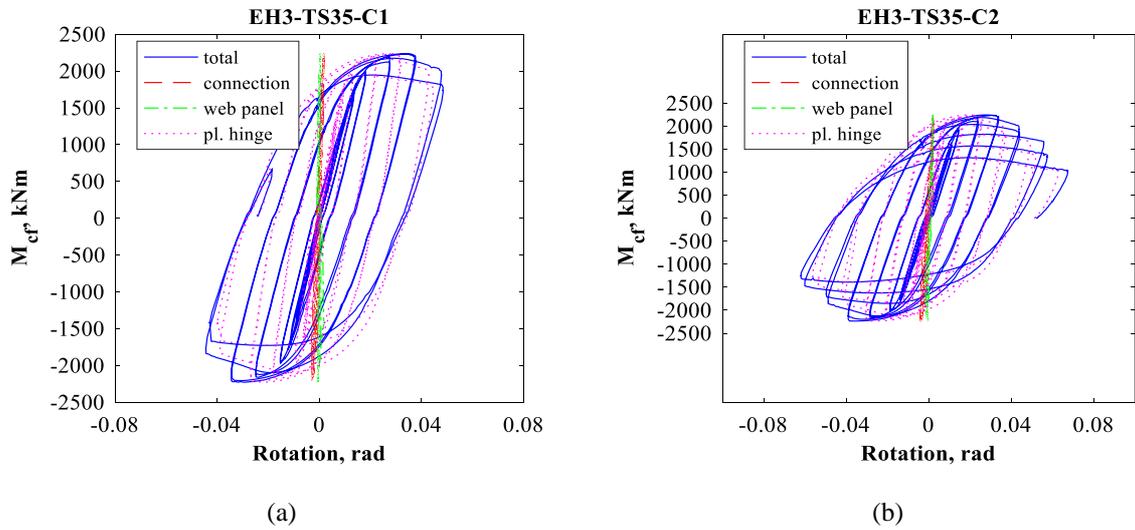


Figura 6.19: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH3-TS35-C1 e C2

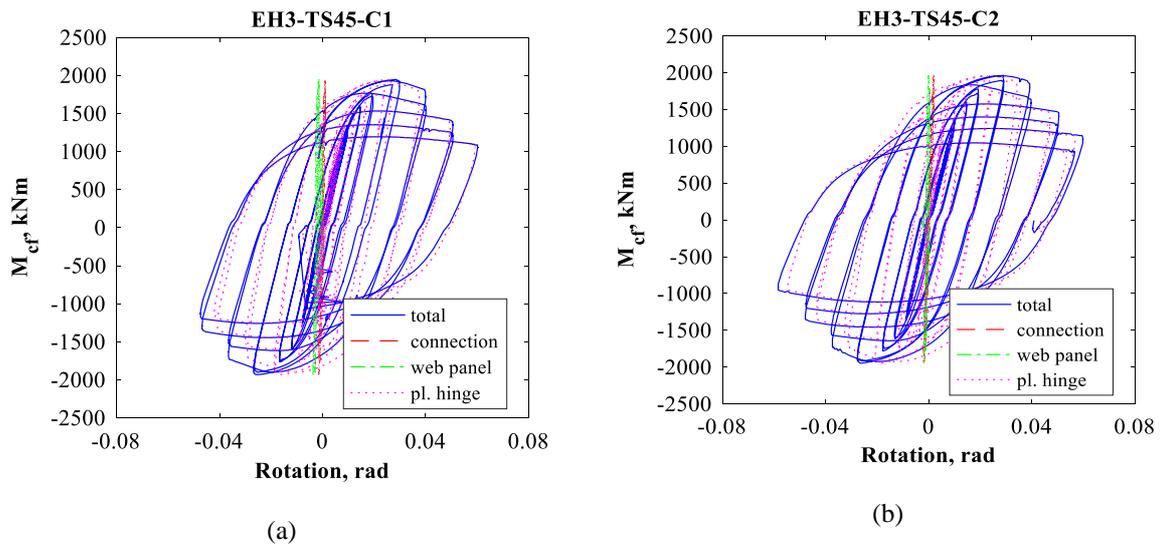


Figura 6.20: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH3-TS45-C1 e C2

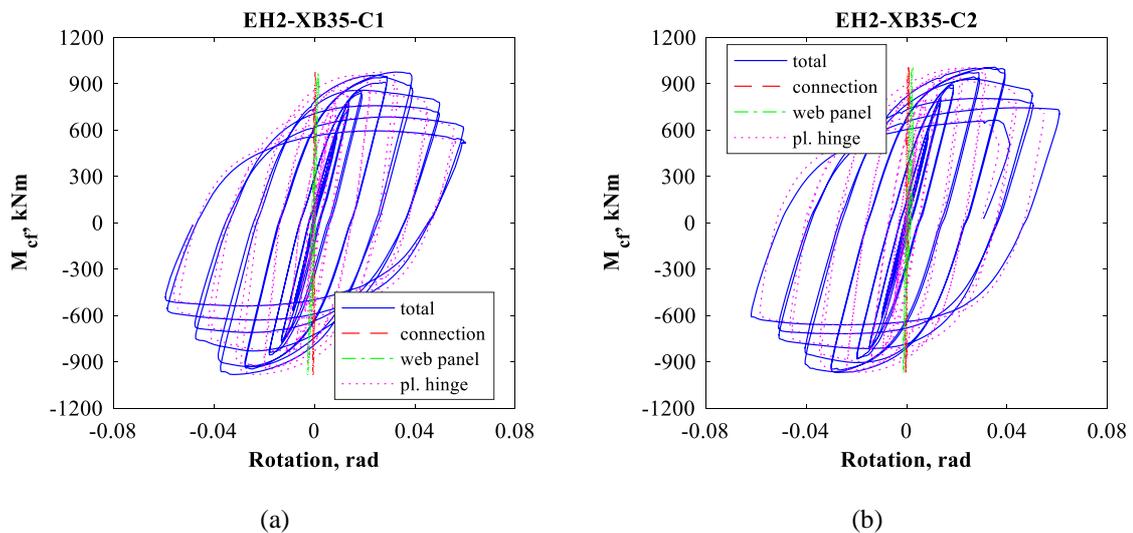


Figura 6.21: Contributo delle varie component alla rotazione totale dei provini EH2-XB35-C1 e C2

6.1.7. Considerazioni generali sui nodi flangiati con costolatura d'ala

Tutti i provini hanno esibito un comportamento isteretico stabile, con deformazioni plastiche concentrate nella trave in prossimità dell'irrigidimento. Il meccanismo di collasso è stato caratterizzato da graduale degrado di resistenza dovuto all'instabilità locale della trave. Non è stato osservato un contributo significativo del pannello nodale alla rotazione globale. I fenomeni instabili hanno provocato la rottura di flangia e anima della trave a fatica oligociclica.

Tutti i provini testate a carico ciclico soddisfano i criteri di accettazione in accordo all'ANSI/AISC 341-16 per sistemi ad elevata duttilità. Tutti i nodi pertanto (1) hanno raggiunto una rotazione di almeno 0.04 rad e (2) hanno raggiunto una resistenza misurata della connessione (calcolata alla faccia della colonna) pari almeno all'80% del momento plastico della trave connessa al 4% di rotazione. La risposta dei nodi è stata caratterizzata anche in termini di rotazione ultima, corrispondente ad una riduzione del momento del 20% rispetto al picco. Quasi tutti i nodi hanno esibito una rotazione ultima eccedente il 4% a carico ciclico. I nodi con travi IPE 600 e costola inclinata a 45° hanno esibito una rotazione ultima minore di 0.04 rad (ma maggiore di 0.03rad).

6.2. Nodi flangiati irrigiditi

L'approccio di modellazione proposto per i nodi flangiati irrigiditi è descritto in Figura 6.22, dove sono riportati tre casi: (b1) nodi esterni, (b2) nodi interni per telai momento-resistenti, (b3) nodi interni per sistemi duali (telai momento resistenti +

controventi eccentrici o concentrici). L'altezza del pannello nodale si assume pari a $z_{wp}=(h_b+0.3h_{rib})$, vedi Figura 6.22 per il significato dei simboli. Le travi delle campate momento-resistenti hanno un elemento rigido elastico ad entrambe le estremità, ad una lunghezza s_{rib} dalla faccia della colonna. Il controvento è collegato alla parte superiore del pannello nodale in corrispondenza del punto di origine del modello a forbice, cioè il punto che collega gli elementi rigidi che modellano la dimensione del pannello nodale.

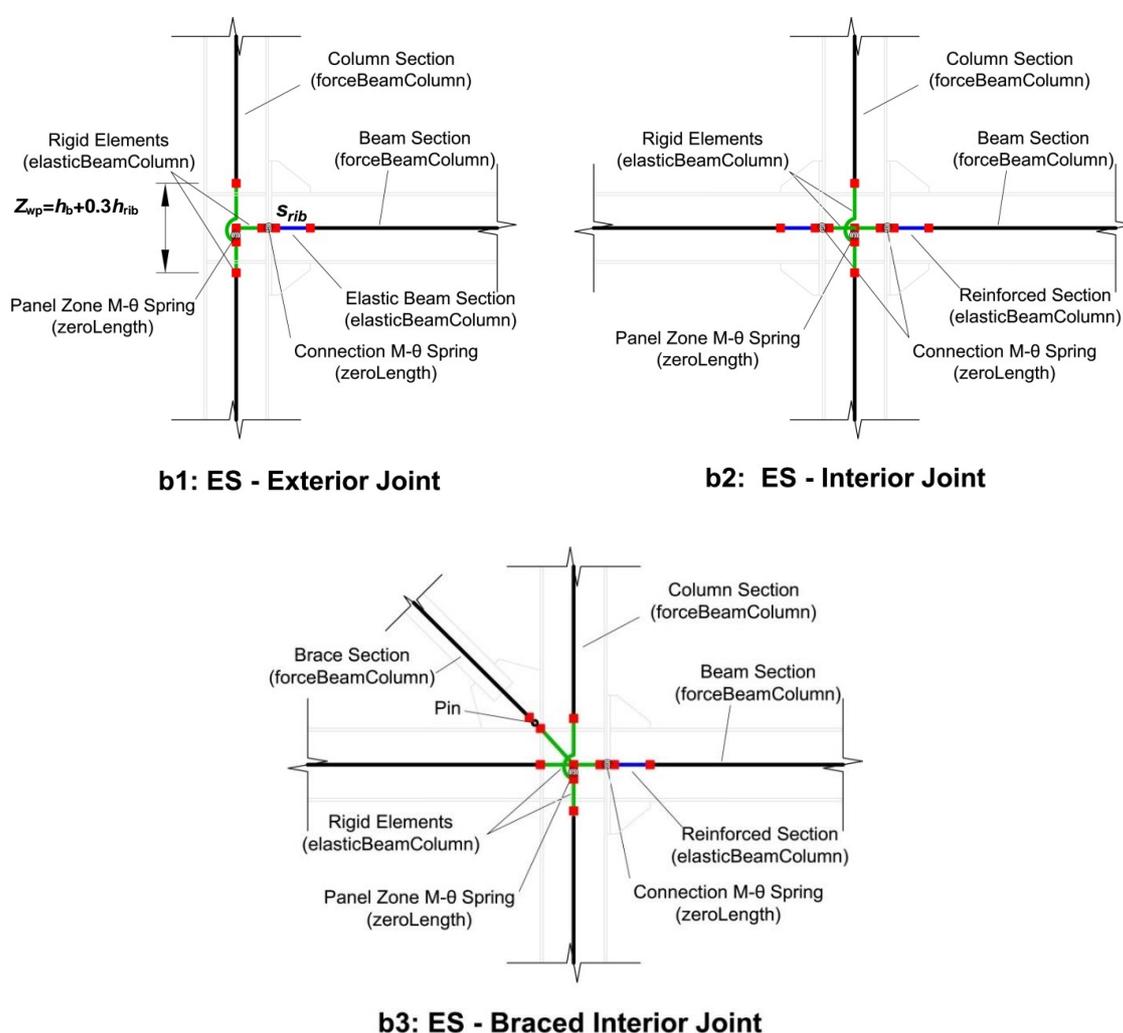


Figura 6.22 Modellazione dei nodi flangiati irrigiditi

Si fornisce di seguito con buona approssimazione, la stima delle caratteristiche di resistenza e rigidezza dei nodi flangiati irrigiditi. I valori proposti sono stati ottenuti sulla base delle simulazioni numeriche e dei test sperimentali condotti sui nodi prequalificati per diversi archetipi di edifici. L'esattezza dei dati forniti è circoscritta alle ipotesi considerate quali, telai con campate con luci tra i 6 e gli 8 m, altezza di

interpiano tra i 3.5 e 4 m e travi con profili nell'intervallo IPE360 - IPE600. Tuttavia, una volta progettata la geometria effettiva del nodo, le caratteristiche meccaniche possono essere valutate nuovamente per ottenere una predizione del comportamento strutturale più accurata. La resistenza è normalizzata rispetto alla resistenza plastica attesa per la trave calcolata alla faccia della colonna, $M_{pl,b,cf,Rd}^e$, mentre la rigidezza è normalizzata rispetto alla rigidezza flessionale della trave, $s_b = EI_b / L_b$. Le resistenze normalizzate sono coerenti con i principi di gerarchia delle resistenze e i valori forniti per la rigidezza sono i medi per ogni gruppo di nodi.

Tipo di nodo	Geometria	Resistenza		Rigidezza	
		Connessione:	Pannello nodale:	Connection:	Panel Zone:
ES-S-E: bilanciato con pannello nodale forte	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.15$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 34$	Nodi esterni: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 35$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.15$		Nodi interni: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 35$
ES-S-F: a completo ripristino con pannello nodale forte	$h_{rib} / h_b = 0.45$ $s_{rib} / h_b = 0.55$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.5$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 68$	Nodi esterni: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 56$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.65$		Nodi interni: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 56$
ES-B-E: Bilanciato con pannello nodale bilanciato	$h_{rib} / h_b = 0.35$ $s_{rib} / h_b = 0.45$ $z_{wp} = h_b + 0.3h_{rib}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b} = 37$	Nodi esterni: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b} = 30$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nodi interni: $\frac{s_{wp,ini}}{2 \cdot s_b} = 30$

Note:

i) Si assume un comportamento elasto-plastico per le molle della connessione, con 1% di incrudimento post-snervamento. La capacità rotazionale plastica pre-picco della componente è 18 mrad (ASCE 41-13, Tabella 9-6, snervamento dei bulloni). Il comportamento della

connessione può essere implementato nel modello assegnando una legge bilineare (barra-Medina-Krawinkler modificato) al GDL rotazione della molla.

ii) La molla che descrive il comportamento del pannello modale è caratterizzata in accordo al modello tri-lineare di Krawinkler (Gupta and Krawinkler, 1999). La resistenza corrisponde al **primo** snervamento del pannello. Si considera un incrudimento post-snervamento dell'1.5%. Nella piattaforma OpenSEES il comportamento del pannello nodale può essere modellato assegnando il materiale Hysteretic o Steel02 al GDL rotazione della molla.

iii) Sia che il pannello modale sia modellato come (a) un parallelogramma costituito da elementi rigidi collegati da cerniere o (b) o come macromodello JOINT2D le proprietà cinematiche e della molla rotazionale sono le stesse. La rigidezza elastica della molla è: $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$

iv) Se il pannello nodale è modellato in accordo al modello a forbice, la resistenza e rigidezza della molla rotazionale (calcolata secondo l'approccio di Krawinkler's) devono essere modificate (Charney and Downs, 2004).

6.2.1. Parametri di risposta dei nodi testati

I parametri di risposta generalmente adottati per la pre-qualificazione sismica (Vedi Figura 6.1) ottenuti per i nodi ES sono riportati in Tabella 6.3. Per i nodi bilanciati, caratterizzati da curve di risposta senza eccessivo degrado di resistenza, la deformazione ultima Θ_u è determinata come il minimo tra il picco di rotazione di corda positivo e negativo. Si osserva che il rapporto di incrudimento è relativamente uniforme per tutti i provini, con un valore medio di circa $\gamma_h=1.30$. La rotazione ultima (Θ_u) è generalmente maggiore di 0.04 rad (il minimo specificato dall' ANSI/AISC 341-16 per gli SMRF) e la rotazione plastica è maggiore di 0.035 rad (minimo specificato dall'En 1998-1 per l'alta duttilità). Pertanto, sia i nodi a completo ripristino che quelli bilanciati possono essere utilizzati in sistemi ad alta duttilità e possono considerarsi qualificati, ad eccezione dei provini ES3-XS-E-C1 e ES3-XS-E-C2.

Table 6.1. **Parametri di risposta dei nodi flangiati irrigiditi testati (EN 1998-1)**

Provino	S_{ini} , kNm/rad	M_y , kNm	M_{max} , kNm	γ_h	Θ_y , rad	Θ_u , rad	Θ_p , rad
ES1-TS-E-C1	23000	433.33	505.78	1.17	0.019	0.068	0.049
ES1-TS-E-C2	22800	411.11	489.67	1.19	0.018	0.068	0.05
ES1-TS-Esp-C	21500	444.44	503.84	1.13	0.021	0.064	0.043
ES1-TS-F-C1	27800	444.44	518.64	1.17	0.016	0.064	0.048
ES1-TS-F-C2	27800	433.33	524.82	1.21	0.016	0.062	0.046
ES1-TS-F-M	27600	461.11	577.52	1.25	0.017	0.094	0.077
ES1-TS-E-C1_L	27100	413.33	505.67	1.22	0.015	0.066	0.051
ES1-TS-E-C1_R	26800	427.78	504.56	1.18	0.016	0.062	0.046
ES1-TS-E-C2_L	27100	413.33	509.03	1.23	0.015	0.066	0.051
ES1-TS-E-C2_R	27300	433.33	502.67	1.16	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-E-C1	45500	738.89	897.19	1.21	0.016	0.063	0.047
ES2-TS-E-C2	45500	733.33	856.66	1.17	0.016	0.066	0.05
ES2-TS-Esp-C	47500	724.44	879.92	1.21	0.015	0.064	0.049

ES2-TS-F-C1	55600	822.22	991.85	1.21	0.015	0.062	0.047
ES2-TS-F-C2	52000	844.44	1002.93	1.19	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-F-CA	52000	844.44	985.52	1.17	0.016	0.061	0.045
ES2-TS-E-C1_L	54300	722.22	912.04	1.26	0.015	0.063	0.048
ES2-TS-E-C1_R	58000	755.56	927.00	1.23	0.013	0.042	0.029
ES2-TS-E-C2_L	54600	744.44	900.62	1.21	0.014	0.053	0.039
ES2-TS-E-C2_R	57000	755.56	908.46	1.20	0.013	0.043	0.03
ES3-TS-E-C1	135000	1811.11	2081.54	1.15	0.013	0.051	0.038
ES3-TS-E-C2	135000	1866.67	2127.01	1.14	0.014	0.049	0.035
ES3-TS-Esp-C	135000	1888.89	2084.26	1.10	0.014	0.05	0.036
ES3-TS-F-C1	215000	1888.89	2202.29	1.17	0.009	0.049	0.04
ES3-TS-F-C2	170000	1833.33	2107.21	1.15	0.011	0.04	0.029
ES3-TS-F-M	165000	1700.00	1987.60	1.17	0.01	0.068	0.058
ES3-TS-Esp-C	136029	1621.19	2090.09	1.29	0.012	0.05	0.038
ES3-XS-E-C1**	116025	1501.22	1882.25	1.25	0.013	0.03	0.017
ES3-XS-E-C2***	-	-	-	-	-	-	-

** prova caratterizzata da inaspettato collasso fragile della trave che ha danneggiato il setup di prova

***a causa dei danni riportati al setup di prova, questo test non è stato eseguito.

6.2.2. Meccanismi di collasso

Il meccanismo di collasso dei nodi flangiati irrigiditi varia in funzione del livello prestazionale per cui sono stati progettati. Infatti, i nodi a completo ripristino di resistenza esibiscono una crisi simile a quella dei nodi con costolatura d'ala (i.e. formazione della cerniera plastica nella trave connessa e progressivo deterioramento dovuto ai fenomeni instabili e rottura della trave a fatica oligociclica), come si osserva in Figura 6.23. Viceversa, i nodi bilanciati con pannello nodale forte esibiscono un meccanismo di collasso più complesso con deformazioni plastiche che interessano sia la trave (instabilità locale delle flange) che la zona di connessione (snervamento del piatto a flessione), come si osserva in Figura 6.24. tutti i nodi a 4 vie (nodi interni) sono stati progettati come nodi bilanciati con pannello nodale forte e il meccanismo di collasso rilevato durante le prove è perfettamente coerente con i criteri di progetto ed in linea con quello dei corrispondenti nodi esterni (a T). Un esempio di meccanismo di collasso per i nodi interni è visibile in Figura 6.25.

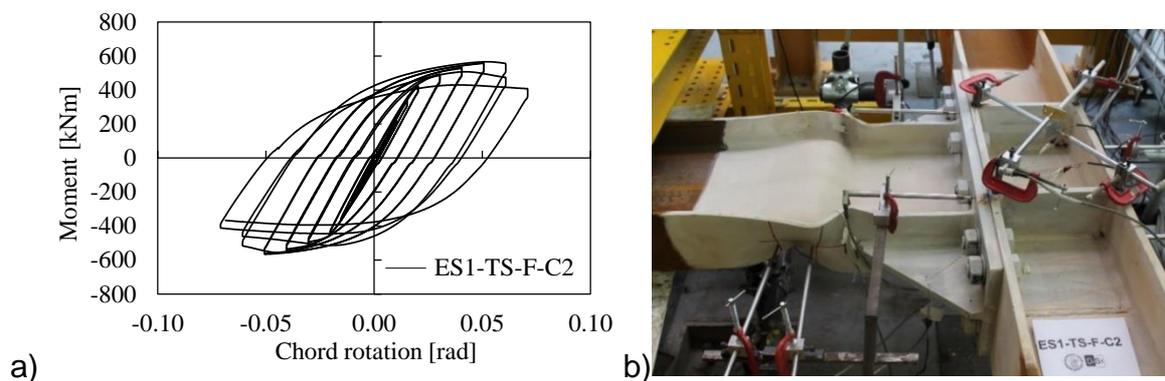


Figura 6.23: Nodi flangiati irrigiditi a tre vie (esterni) a completo ripristino: risposta sperimentale (a) meccanismo di collasso (b) per il provino ES1-TS-F-C2.

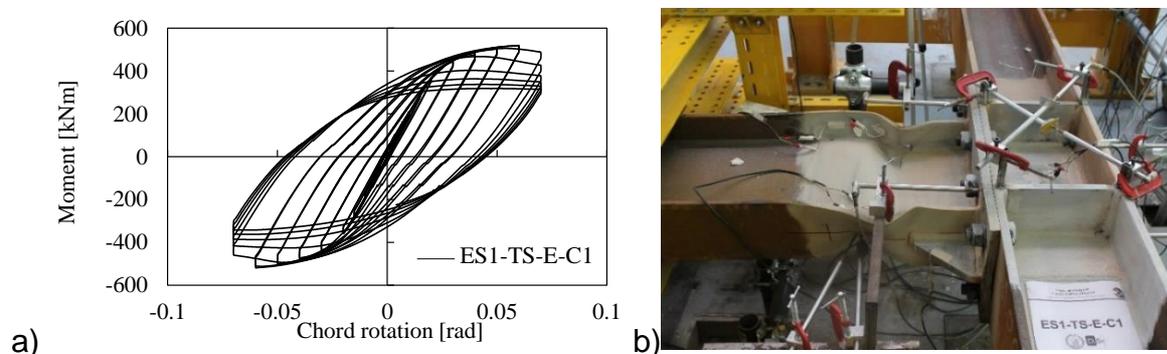


Figura 6.24: Nodi flangiati irrigiditi a tre vie (esterni) bilanciati: risposta sperimentale (a) meccanismo di collasso (b) per il provino ES1-TS-E-C1.

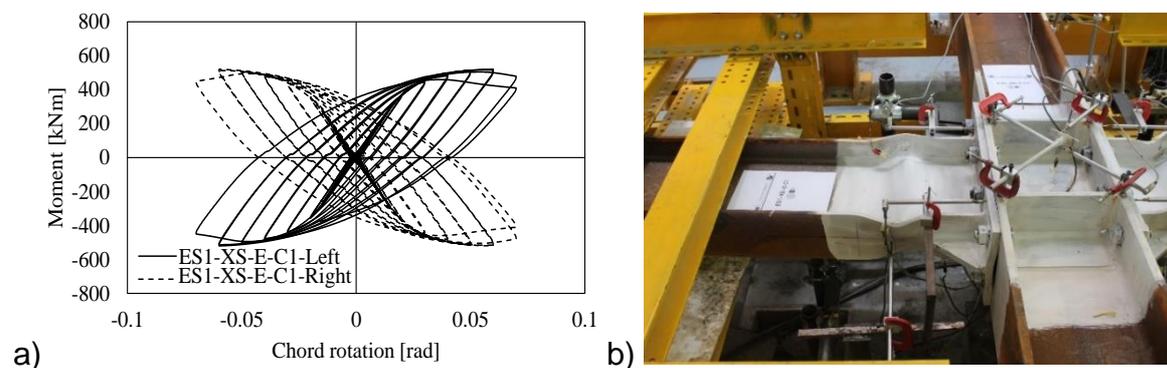


Figura 6.25 Nodi flangiati irrigiditi a quattro vie (interni) bilanciati: risposta sperimentale (a) meccanismo di collasso (b) per il provino ES1-XS-E-C1.

È importante sottolineare che il pannello nodale rimane elastico per tutti i provini. Si osserva che la maggior parte dei provini flangiati irrigiditi esibiscono una risposta stabile senza degrado sensibile fino a 0.04 rad. Fanno tuttavia eccezione i due provini ES3-XS-E-C1 e C2. Infatti, la prova condotta sul provino ES3-XS-E-C1 è stata prematuramente interrotta a causa di fenomeni di frattura fragile a livello della flangia tesa della trave prima che il provino attingesse lo snervamento. Il valore del

momento applicato alla trave all'insorgere delle prime lesioni è pari al momento plastico della trave calcolato utilizzando le proprietà effettive misurate dell'acciaio.

6.2.3. *Influenza della dimensione della trave*

L'influenza della dimensione della trave connessa sulla risposta nei nodi flangiati irrigiditi è molto simile a quanto riscontrato per i nodi con costolatura d'ala inferiore, ossia all'aumentare della trave si riduce la rotazione ultima. Tuttavia, per i nodi bilanciati si riscontra solo un incremento della rotazione di limite elastico e nessuna influenza significativa su quella ultima, come si evince dai dati riportati in Tabella 6.3. Si sottolinea comunque che per i nodi bilanciati a travi più alte corrisponde una maggiore suscettibilità della trave a rottura fragile quando si forma la cerniera plastica. La frattura inizia a formarsi all'estremità della saldatura alla punta dell'irrigidimento e si propaga sull'anima della trave, come evidenziato in Figura 6.26. Tale fenomeno si riscontra per i provini della serie ES2-E ed ES3-E. Tuttavia, per gli ES2-E il collasso sopraggiunge per una rotazione maggiore (i.e. circa 6%), rispetto ai provini del gruppo ES2-E (i.e. circa al 3%).

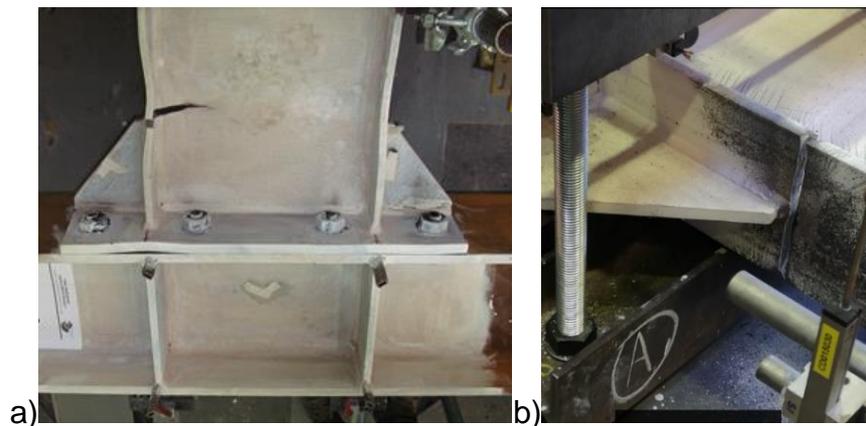


Figura 6.26: Influenza della dimensione della trave sul meccanismo di collasso dei nodi flangiati irrigiditi: ES2-TS-E-C2 (a) ES3-XS-E-C1 (b).

6.2.4. *Influenza della pallinatura*

I risultati delle prove condotte sui nodi flangiati irrigiditi realizzati con pallinatura delle saldature della zona di connessione (i.e. quelli identificati dal pedice "sp") mostrano chiaramente che tale procedura non influenza la risposta del nodo. Per chiarire tale risultato, la Figura 6.27a,b riportano gli le curve medie di involuppo per i provini del gruppo ES1 ed ES2, rispettivamente; il confronto tra i cicli isteretici è riportato in Figura 6.27c.

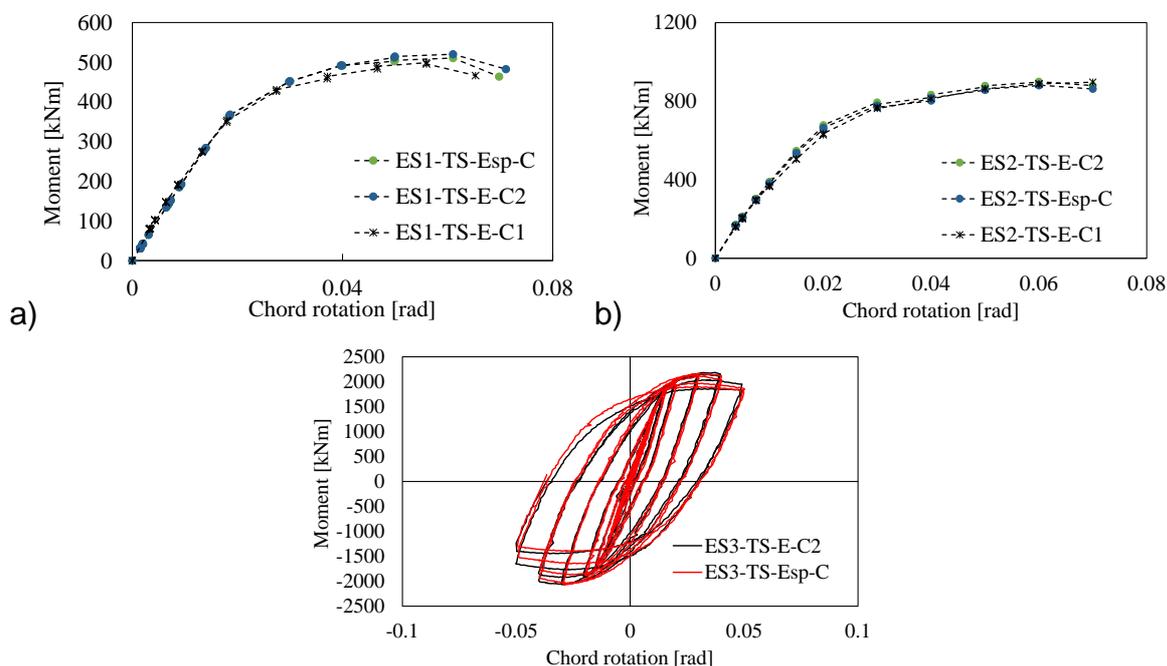


Figura 6.27: Influenza della pallinatura sui nodi flangiati irrigiditi bilanciati: a,b) curve medie di inviluppo, c) risposta ciclica

6.2.5. Influenza del protocollo di carico

L'influenza del protocollo di carico per i nodi flangiati irrigiditi è simile a quella osservata per i nodi con costola d'ala inferiore. La Figura 6.28a riporta il confronto tra la risposta ciclica e monotona dei provini ES1-TS-F. L'influenza del tipo di protocollo ciclico (ANSI/AISC 341-10 and EQUALJOINTS), riportata in Figura 6.28b, si rivela trascurabile poiché la principale differenza tra i due protocolli riguarda i cicli elastici che sono meno numerosi per il protocollo EQUALJOINTS.

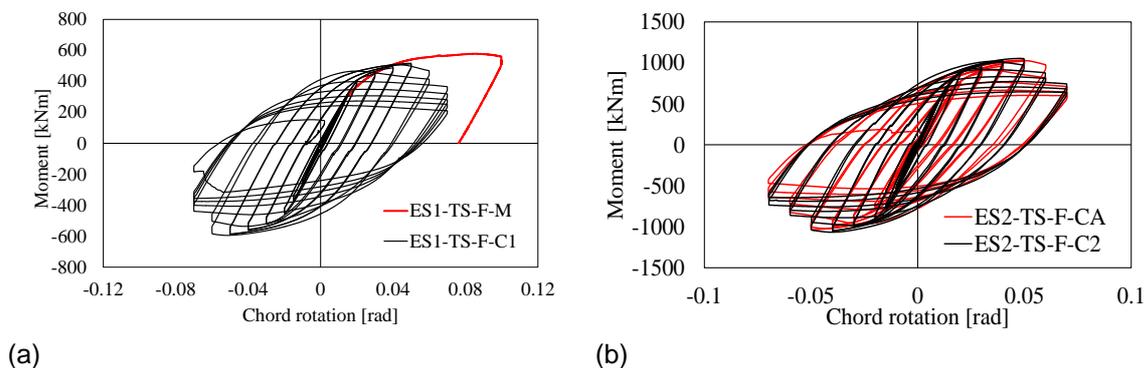


Figura 6.28: Influenza del protocollo di carico sui nodi flangiati irrigiditi: a) Carico monotono vs ciclico; b) risposta isteretica per i due differenti protocolli di carico ciclico.

6.2.6. Contributo delle componenti del nodo alla rotazione plastica

Il contributo delle componenti alla rotazione globale differisce per i nodi a completo ripristino e bilanciati. Nel primo caso il contributo maggiore è fornito dalla trave, con un contributo elastico trascurabile delle altre componenti, vedi Figura 6.29.

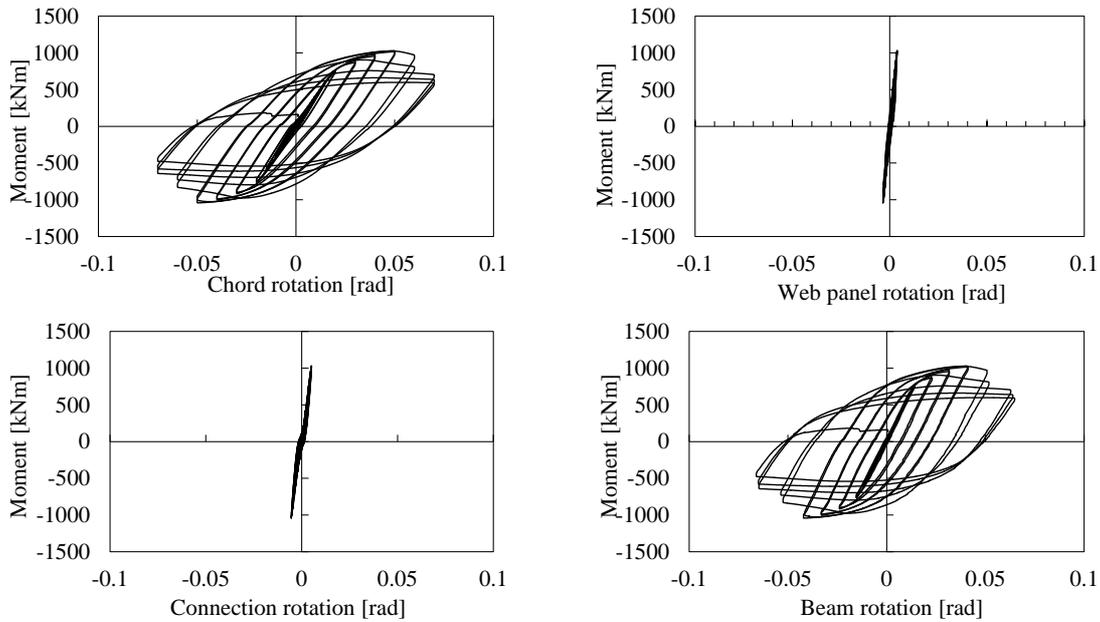


Figura 6.29: Contributi alla rotazione plastica dei nodi flangiati irrigiditi a completo ripristino: ES-TS-F-C2

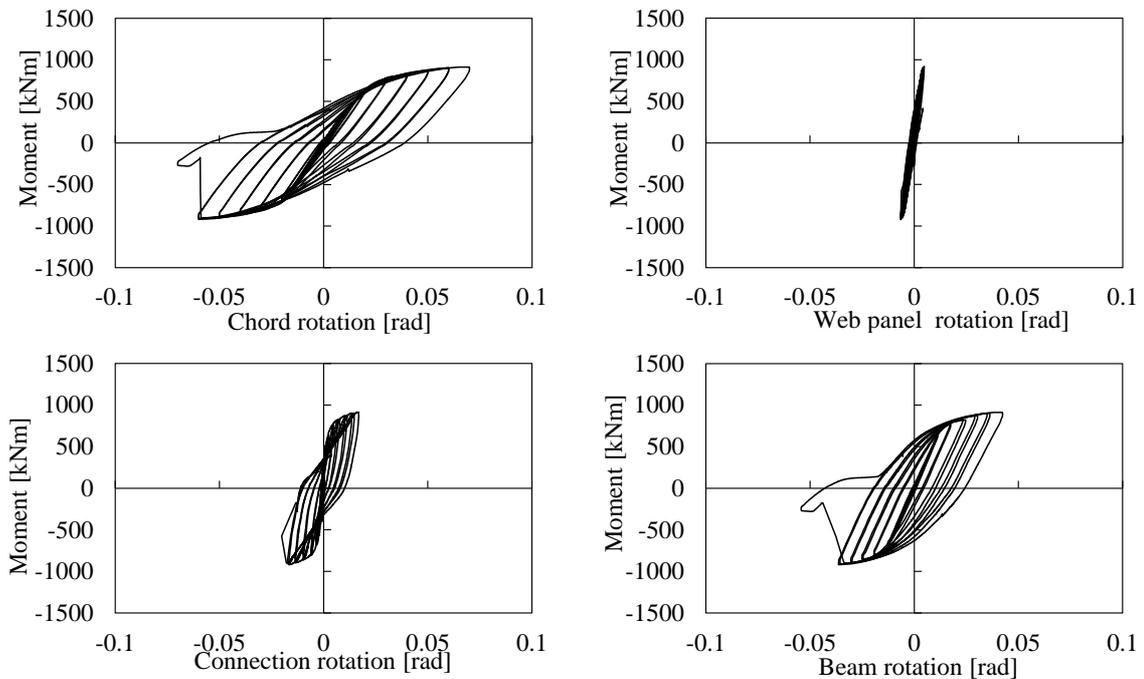


Figura 6.30: Contributi alla rotazione plastica dei nodi flangiati irrigiditi bilanciati: ES2-TS-E-C1

Nel caso dei nodi bilanciati invece le deformazioni plastiche si concentrano prevalentemente nella trave, con impegno plastico anche nella zona di connessione mentre il pannello nodale risponde elasticamente. Pertanto, si può concludere che per i nodi flangiati irrigiditi bilanciati il contributo della trave varia tra l'80-90% della rotazione totale, e quello della connessione tra il 10-20%.

6.2.7. Considerazioni generali sui nodi flangiati irrigiditi

Sulla base dei risultati sperimentali, è possibile trarre le seguenti osservazioni generali:

- Tutti i provini a completo ripristino esibiscono un ciclo isteretico stabile con le deformazioni plastiche concentrate nella trave connessa all'estremità dell'irrigidimento. Tale meccanismo di collasso è caratterizzato da un progressivo degrado di resistenza dovuto all'insorgere di instabilità locale nella trave. Il pannello nodale risponde elasticamente.
- La maggior parte dei nodi bilanciati esibiscono un ciclo isteretico stabile senza degrado di resistenza, poiché le deformazioni plastiche sono bilanciate tra il piatto d'estremità e la trave.
- Tutti i nodi, ad eccezione dei due nodi a 4 vie della serie ES3, soddisfano i requisiti di qualificazione sia dell'ANSI/ASIC 341 che EN1998-1. Possono pertanto essere utilizzati in sistemi strutturali ad alta duttilità.
- Si necessita di ulteriore approfondimento per chiarire le ragioni dei fenomeni di rottura fragile insorti per i due provini a 4 vie del gruppo ES3.
- Le prove sperimentali confermano che la posizione del centro di compressione è coerente con le ipotesi di progetto, validate numericamente.
- La sovraresistenza di progetto (i.e. $\gamma_{ov} \times \gamma_{sh} = 1.25 \times 1.2 = 1.5$) per le connessioni a completo ripristino fornisce un margine di sicurezza adeguato.

6.3. Nodi flangiati non irrigiditi

Il modello proposto per i nodi flangiati non irrigiditi (tipo c) è riportato negli schemi che seguono: (c1) nodi esterni, (c2) nodi interni e (c3) nodi interni per strutture controventate. L'altezza del pannello nodale è uguale a h_b . Il controvento è collegato alla parte superiore del pannello nodale in corrispondenza del punto di origine del modello "scissor", cioè il punto che collega gli elementi rigidi che modellano la dimensione del pannello nodale.

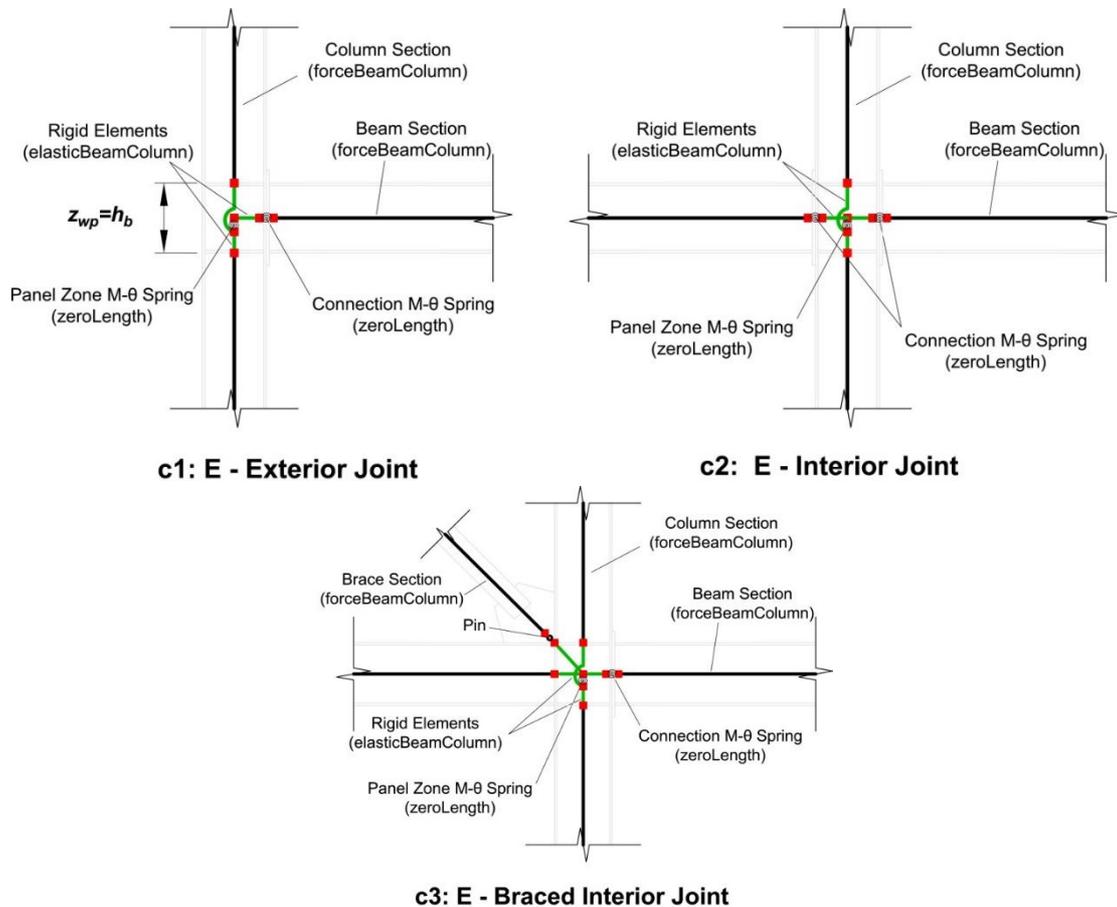


Figura 6.31 Modellazione dei nodi flangiati non irrigiditi

Si fornisce di seguito con buona approssimazione, la stima delle caratteristiche di resistenza e rigidezza dei nodi flangiati irrigiditi. I valori proposti sono stati ottenuti sulla base delle simulazioni numeriche e dei test sperimentali condotti sui nodi prequalificati per diversi archetipi di edifici. L'esattezza dei dati forniti è circoscritta alle ipotesi considerate quali, telai con campate con luci tra i 6 e gli 8 m, altezza di interpiano tra i 3.5 e 4 m e travi con profili nell'intervallo IPE360 - IPE600. Tuttavia, una volta progettata la geometria effettiva del nodo, le caratteristiche meccaniche possono essere valutate nuovamente per ottenere una predizione del comportamento strutturale più accurata. Le resistenze normalizzate sono coerenti con i principi di gerarchia delle resistenze e i valori forniti per la rigidezza sono i medi per ogni gruppo di nodi.

Tipo di collegamento	Geometria	Resistenza		Rigidezza	
		Connessione	Pannello nodale	Connessione	Pannello nodale
E-B-E: ad eguale resistenza con	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 1.0$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 28$	Nodi esterni: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$

pannello nodale bilanciato			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 1.0$		Nodi interni: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$
E-B-P(0.6): A parziale ripristino con pannello nodale bilanciato	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.6$	Nodi esterni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 22$	Nodi esterni: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 19$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$		Nodi interni: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 19$
E-W-P(0.8): A parziale ripristino con pannello nodale debole	$z_{wp} = z_{eq}$	$\frac{M_{j,Rd}^n}{M_{pl,b,Rd}^e} = 0.8$	External nodes: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$	$\frac{S_{con,ini}}{S_b} = 24$	Nodi esterni: $\frac{S_{wp,ini}}{S_b} = 14$
			Nodi interni: $\frac{V_{wp,Rd}^n \cdot z_{wp}}{2 \cdot M_{pl,b,cf,Rd}^e} = 0.6$		Nodi interni: $\frac{S_{wp,ini}}{2 \cdot S_b} = 14$

Note:

i) Si assume un comportamento elasto-plastico per le molle della connessione, con 1% di incrudimento post-snervamento. La capacità rotazionale plastica pre-picco della componente è 18 mrad (ASCE 41-13, Tabella 9-6, snervamento dei bulloni). Il comportamento della connessione può essere implementato nel modello assegnando una legge bilineare (barra-Medina-Krawinkler modificato) al GDL rotazione della molla.

ii) La molla che descrive il comportamento del pannello modale è caratterizzata in accordo al modello tri-lineare di Krawinkler (Gupta and Krawinkler, 1999). La resistenza corrisponde al **primo** snervamento del pannello. Si considera un incrudimento post-snervamento dell'1.5%. Nella piattaforma OpenSEES il comportamento del pannello nodale può essere modellato assegnando il materiale Hysteretic o Steel02 al GDL rotazione della molla.

iii) Sia che il pannello modale sia modellato come (a) un parallelogramma costituito da elementi rigidi collegati da cerniere o (b) o come macromodello JOINT2D le proprietà cinematiche e della molla rotazionale sono le stesse. La rigidezza elastica della molla è: $s_{wp} = (V_{wp} / \gamma) z_{wp}$

iv) Se il pannello nodale è modellato in accordo al modello a forbice, la resistenza e rigidezza della molla rotazionale (calcolata secondo l'approccio di Krawinkler's) devono essere modificate (Charney and Downs, 2004).

v) $S_b = E I_b / L_b$ dove I_b e L_b sono rispettivamente il momento di inerzia e la lunghezza della trave.

6.3.1. Parametri di risposta dei nodi testati

I parametri di risposta generalmente adottati per la pre-qualificazione sismica (Vedi Figura 6.1b) ottenuti per i nodi ES sono riportati in Tabella 6.4.

Table 6.4. Parametri di risposta dei nodi flangiati non irrigiditi testati (EN 1998-1)

Provino	$S_{j,ini}$ kNm/rad	$M_{b,Rk}$ kNm	$M_{b,Ru}$ kNm	γ_h	$\varphi_{j,u}$ rad	$\varphi_{j,pl}$ rad	$(M_{b,Rk}/M_{b,pl})_{actual}$	$(M_{b,Rk}/M_{b,pl})_{target}$
E1-TB-E-M	87486	290	422	1,46	0,067	0,064	0,75	1
E1-TB-E-C1	76596	310	461	1,49	0,040	0,038	0,80	1
E1-TB-E-C2	77419	301	455	1,51	0,041	0,036	0,77	1
E1-TB-P-C1	68068	300	412	1,37	0,035	0,027	0,77	0,6
E1-TB-P-C2	67069	300	402	1,34	0,046	0,037	0,77	0,6
E1-TB-PP-C	70707	301	395	1,31	0,036	0,030	0,77	0,6
E1-XW-P-C1	57480	298	358	1,20	0,082	0,074	0,77	0,8
E1-XW-P-C2	59310	301	385	1,28	0,079	0,072	0,77	0,8
E2-TB-E-M	148290	515	705	1,37	0,055	0,052	0,68	1
E2-TB-E-C1	130194	503	716	1,42	0,051	0,047	0,66	1
E2-TB-E-C2	119654	484	728	1,50	0,052	0,048	0,64	1
E2-TB-P-C1	131434	461	638	1,38	0,038	0,034	0,61	0,6
E2-TB-P-C2	176417	432	567	1,31	0,034	0,032	0,57	0,6
E2-TB-PP-C	134072	475	622	1,31	0,037	0,033	0,63	0,6
E2-XW-P-C1								0,8
E2-XW-P-C2	114523	500	657	1,31	0,069	0,065	0,66	0,8
E3-TB-E-C1	272822	1.063	1.394	1,31	0,035	0,031	0,63	1
E3-TB-E-C2	301250	1.060	1.360	1,28	0,034	0,030	0,63	1
E3-TB-E-CA	337234	995	1.406	1,41	0,037	0,034	0,60	1
E3-TB-P-C1	380625	923	1.280	1,39	0,046	0,044	0,55	0,6
E3-TB-P-C2	426875	1.037	1.354	1,31	0,046	0,044	0,62	0,6
E3-TB-PP-C	335253	991	1.324	1,34	0,049	0,046	0,59	0,6
E3-XW-P-C1	378552	950	1.129	1,19	0,085	0,082	0,57	0,8
E3-XW-P-C2	298606	874	1.101	1,26	0,073	0,070	0,52	0,8

I valori ottenuti per i collegamenti di tipo E sono riportati nella Tabella 6.4. Per i casi in cui si riscontrano piccole differenze tra le curve corrispondenti ai momenti flettenti positivi e negativi, sono indicati i valori minimi (resistenza e rotazione). Si osserva che il rapporto di incrudimento è relativamente uniforme per tutti i provini, con un valore medio di circa $\gamma_h=1.35$. Le rotazioni ultime ($\theta_{j,u}$) sono generalmente superiori a 0,04 rad (il requisito minimo specificato in ANSI / AISC 341-10 per SMRF in acciaio) e le rotazioni plastiche sono generalmente superiori a 0,035 rad (il requisito minimo specificato in EN1998-1 per l'alta duttilità). Pertanto, sia i nodi bilanciati che a parziale ripristino di resistenza possono essere impiegati in sistemi ad alta duttilità e possono essere considerati qualificate ad eccezione dei provini E3-TB-E-C2 ed E2-TB-P-C2 ($\theta_{j,pl}$, rad = 0,030 rad).

Dalle due ultime colonne della Tabella 6.4, si può concludere che la resistenza plastica target si attinge bene per i collegamenti a parziale ripristino con pannello nodale bilanciato, e non altrettanto per quelli a parziale ripristino con pannello bilanciato. Non si sviluppa per i nodi a parziale ripristino con pannello nodale debole. Tale risultato conferma le osservazioni discusse al paragrafo 6.4, in cui si era già sottolineato che la predizione teorica della resistenza del pannello nodale non è conservativa.

6.3.2. Meccanismi di collasso

I meccanismi di collasso dei nodi non irrigiditi sono principalmente caratterizzati dalla deformazione plastica del collegamento (piatto d'estremità flessione) e del pannello d'anima della colonna. Pertanto, questo tipo di nodo differisce significativamente dalle tipologie irrigidite. Il collasso in questo caso si verifica principalmente a causa dell'eccessiva concentrazione di deformazione plastica in prossimità delle saldature tra la flangia della trave e il piatto d'estremità. La rottura si verifica generalmente in prossimità delle saldature nel caso dei nodi bilanciati (Figura 6.32) mentre nei nodi a parziale ripristino di resistenza la deformazione si concentra maggiormente nel piatto (Figura 6.33). I test rivelano inoltre che il contributo del pannello nodale è significativo e caratterizzato da ampie escursioni di deformazione in campo plastico.

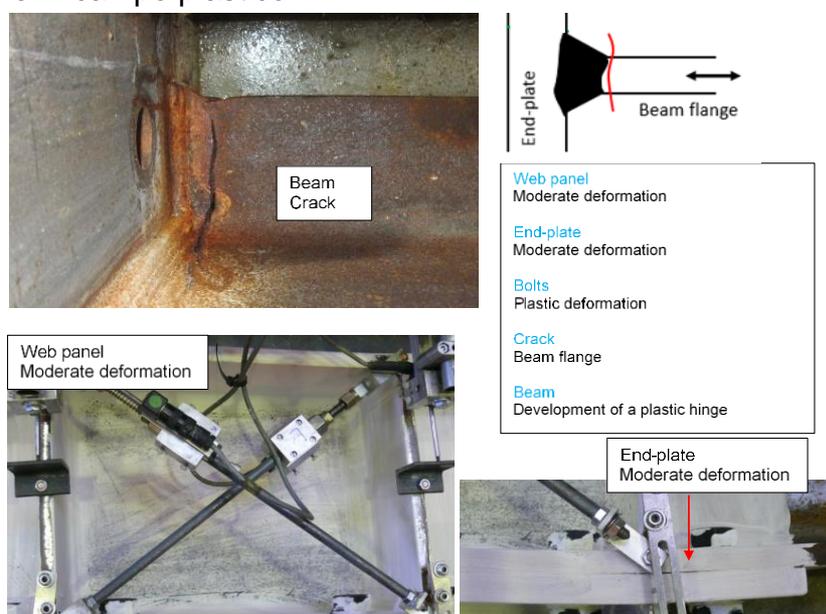


Figura 6.32: Meccanismo di collasso del provino E2-TB-E-M

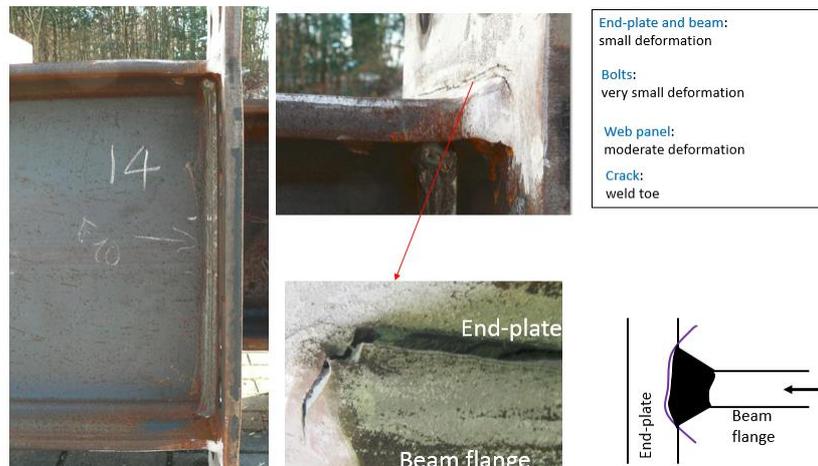


Figura 6.33: Meccanismo di collasso del provino E3-TB-E

6.3.3. Influenza della pallinatura

I risultati delle prove condotte sui provini di noti flangiati non irrigiditi a parziale ripristino, realizzati effettuando la pallinatura per le saldature della zona di connessione (quelli identificati dal pedice “pp”) rivelano chiaramente che questo tipo di trattamento non influenza positivamente la risposta del collegamento. Lo conferma il confronto della risposta ottenuta per provini con e senza pallinatura. I risultati sono riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** and **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Non si riscontrano differenza significative in termini di meccanismo di collasso, che nella maggior parte dei casi si verifica per la frattura della saldatura tra la trave e il piatto d'estremità.

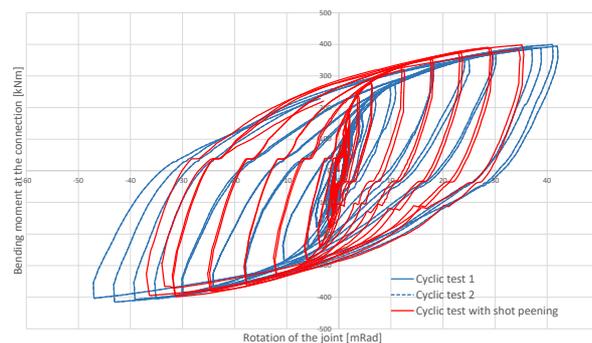


Figura 6.34: Influenza della pallinatura sul provino E1-TB-P

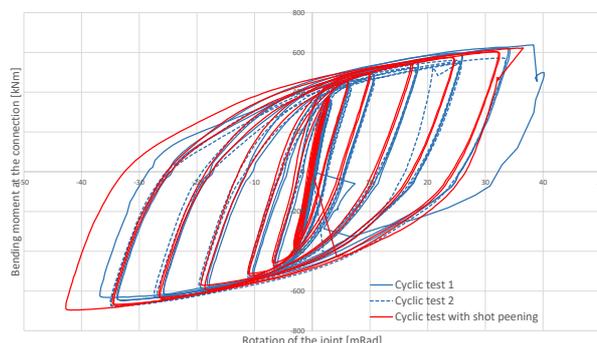


Figura 6.35: Influenza della pallinatura sul provino E2-TB-P

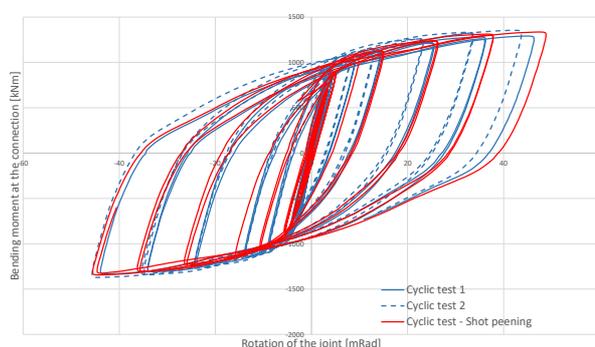


Figura 6.36: Influenza della pallinatura sul provino E3-TB-P

6.3.4. Influenza del protocollo di carico

Per i provini di tipo E1-TB-E riportati in Figura 6.37 si può osservare che la rotazione massima ottenuta dalle prove a carico monotono è significativamente maggiore di quella esibita durante le prove cicliche, mentre il carico di rottura è invariato. Nella Figura 6.38, che fornisce un confronto tra la risposta monotona e ciclica dei provini E2-TB-E, la situazione è differente. Si può infatti osservare che il massimo momento flettente raggiunto nel corso della prova a carico monotono è analogo o addirittura leggermente inferiore a quello osservato durante i test ciclici, mentre la rotazione massima è pressappoco la stessa. Tutti i test sono stati interrotti a causa dell'insorgere di fenomeni frattura in prossimità delle saldature tra le flange della trave e la piastra terminale. L'influenza del tipo di protocollo di carico ciclico (ANSI / AISC 341-10 e EQUALJOINTS), si veda la Figura 6.39, è trascurabile come già mostrato per le altre tipologie, in quanto la differenza tra le due procedure di carico riguarda principalmente i cicli elastici.

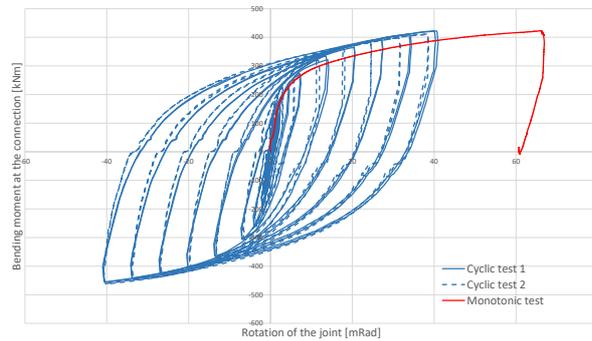


Figura 6.37: Confronti tra i risultati ottenuti tramite prova monotona e ciclica per i collegamenti di tipo E1-TB-E

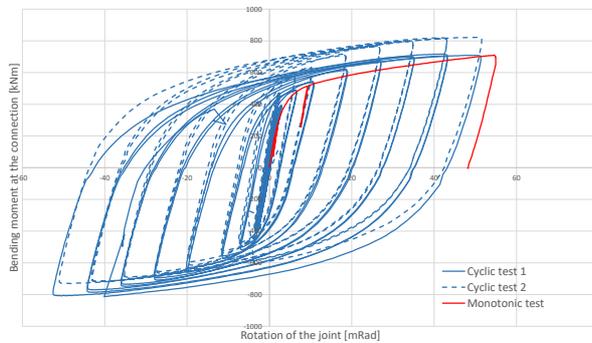


Figura 6.38: Confronti tra i risultati ottenuti tramite prova monotona e ciclica per i collegamenti di tipo E2-TB-E

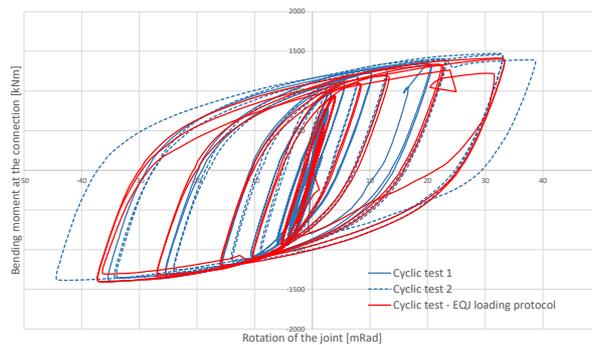


Figura 6.39: Influenza del protocollo di carico ciclico sul provino E3-TB-E

6.3.5. Contributo delle componenti alla rotazione plastica

Il contributo dei pannelli d'anima delle colonne alla deformazione globale del collegamento sembra essere significativa per tutti i nodi flangiati non irrigiditi testati. Tale risultato è coerente considerati i livelli prestazionali per cui tali nodi sono progettati, cioè bilanciati o a parziale ripristino di resistenza.

Tuttavia, è opportuno sottolineare che è il contributo del pannello nodale è maggiore, talvolta anche significativamente, rispetto a quello della connessione. Tale comportamento non è conforme alle disposizioni fornite dall'EC8, che impone che la deformazione del pannello nodale contribuire non più del 30% alla rotazione plastica del nodo. Si può pertanto concludere che si rende necessario sia un rinforzo del pannello che un modello analitico più accurato.

6.3.6. *Considerazioni generali sui nodi flangiati non irrigiditi*

Sulla base delle prove sperimentali, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Tutti i nodi testate esibiscono un ciclo isteretico stabile.
- La duttilità esibita è globalmente conforme ai requisiti normativi, per classe di duttilità.
- Il contributo del pannello nodale alla rotazione plastica globale del nodo è maggiore rispetto ai limiti imposti dall'EC8
- La sovreresistenza nel nodo è piuttosto costante ed uguale a 1.35.
- Le predizioni teoriche (Eurocodice 3 Parte 1-8) e i risultati sperimentali sembrano in buon accordo.
- Si può osservare una certa influenza della dimensione della trave connessa sulla risposta del nodo; tuttavia tale effetto è meno significativo di quello osservato precedentemente per le altre tipologie.
- La pallinatura non influenza positivamente la risposta del nodo.
- L'influenza dei due tipi di protocollo di carico ciclico è trascurabile.

6.4. Nodi dogbone

Come precedentemente accennato, i collegamenti di tipo dog-bone o RBS (reduced beam section) sono stati inclusi nel lavoro di ricerca svolto nell'ambito progetto Equaljoints per investigare l'impiego di acciaio europeo in assemblaggi trave-colonna di grandi dimensioni, per i quali nella pratica costruttiva statunitense si implementa questo tipo di connessione dissipativa. Rappresentano pertanto un caso particolare che non è direttamente correlato alle altre configurazioni bullonate discusse in precedenza. Tuttavia, al fine di fornire informazioni sui parametri chiave che influenzano la risposta di questo tipo di connessione e sulle principali caratteristiche del suo comportamento, questo paragrafo discute anche alcuni risultati rappresentativi, ottenuti da simulazioni numeriche che riproducono le prove sperimentali. L'attenzione è posta in particolare sull'influenza della scelta della sezione, sulle condizioni di vincolo, sul progetto della zona di pannello nodale e sulla geometria della RBS. Segue una descrizione di approcci di modellazione semplificati che possono essere utilizzati per l'analisi e il progetto dei telai.

6.4.1. Realizzazione

La realizzazione dei provini (vedi Figura 6.40) è parte della procedura di prequalificazione americana. Infatti, questo tipo di nodi richiedono di essere saldati in sito. Si pone pertanto l'attenzione su questo aspetto. La manifattura degli elementi strutturali è avvenuta in Lussemburgo, dove sono stati tagliati i profili d'acciaio e preparati gli elementi della connessione: preparazione delle saldature, perforazioni, saldatura degli irrigidimenti, preparazione per la saldatura in sito. Travi e colonne sono state quindi trasportate negli USA, la saldatura finale tra gli elementi collegati è stata eseguita presso il laboratorio in cui sono state eseguite le prove.



Figure 6.40: Realizzazione dei provini in officina e laboratorio

6.4.2. Risultati sperimentali per il provino SP2

La prova sul provino SP2 è stata condotta nell'arco di due giorni. Il tempo di prova totale ammonta a circa 8 ore. Durante i cicli al 4% di rotazione, una forza di 293 kips (1303.33 kN) è stata impressa al provino. La figura mostra anche che la predizione teorica della rigidezza elastica del provino, $K_{\text{elastic}} = 75 \text{ k/in}$ (13.13 kN/mm), è piuttosto accurata considerando il valore medio tra quelli ricavati dalle analisi FEM preliminari. Il comportamento del provino SP2 è descritto in Figura 6.41.

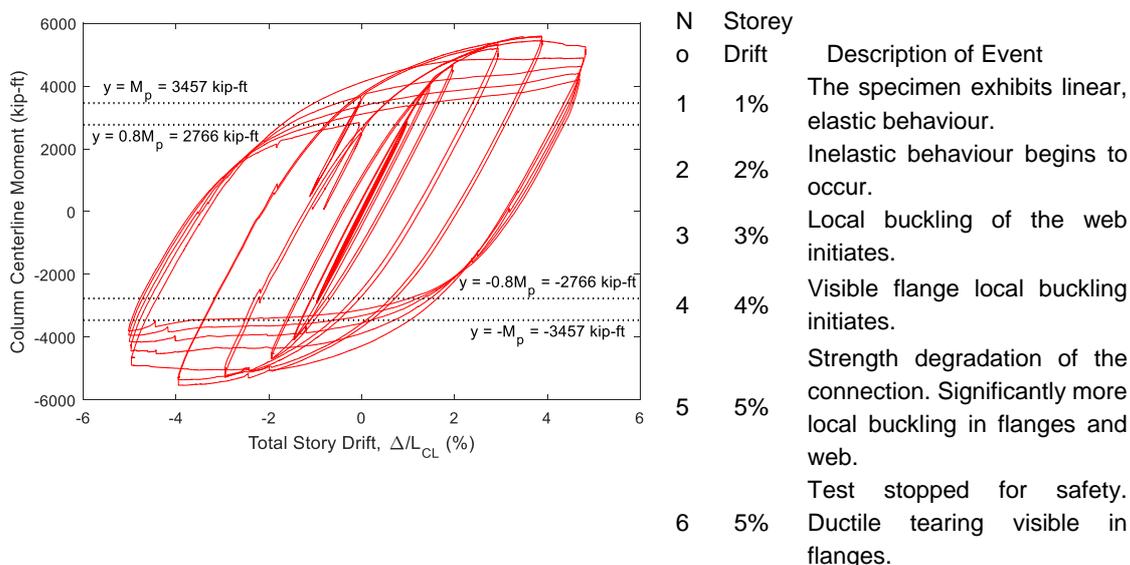


Figura 6.41: Risposta sperimentale dei nodi Dogbone: provino SP2

A seguito dei due cicli al 4% che hanno concluso la prova di prequalificazione, sono stati condotti 5 ulteriori cicli completi al 5% di rotazione, fino al collasso per fatica oligociclica. Durante la fase finale, si verifica la frattura di entrambe le flange della trave in corrispondenza della sezione ridotta a causa di significativi fenomeni di instabilità locale, come mostrato in Figura 6.42a,b,c.

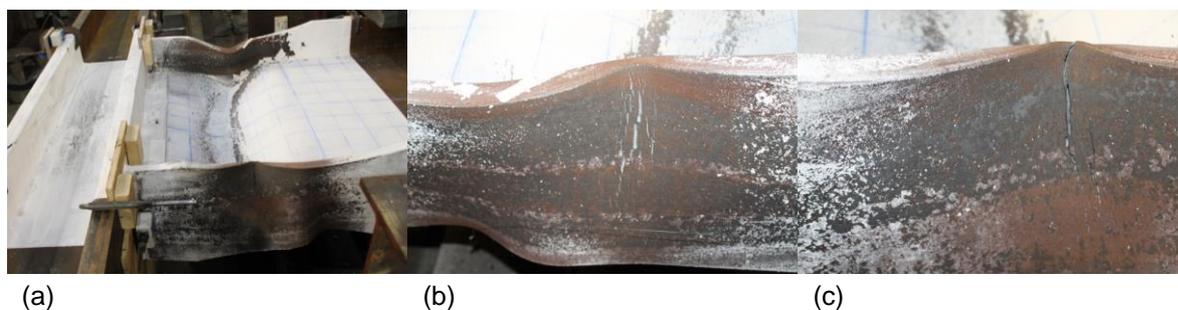
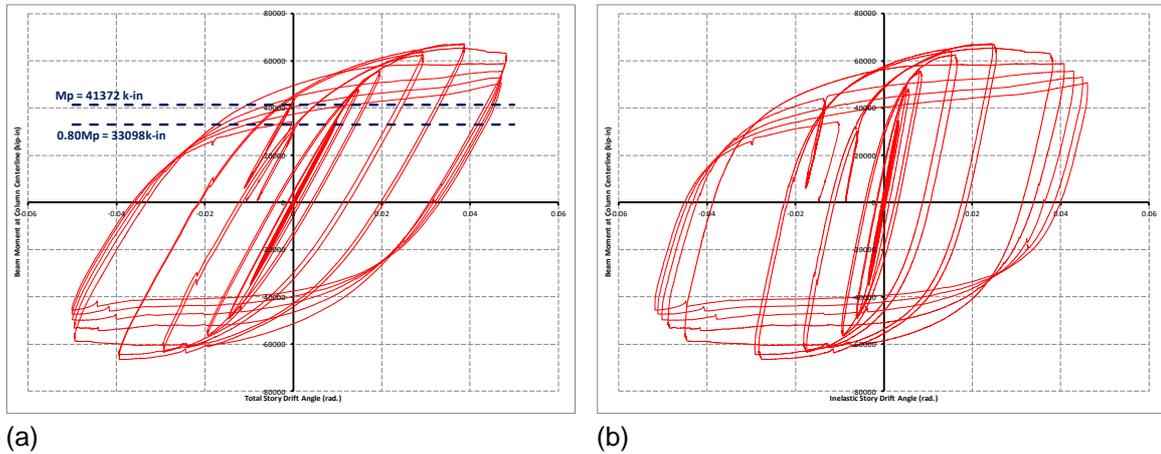


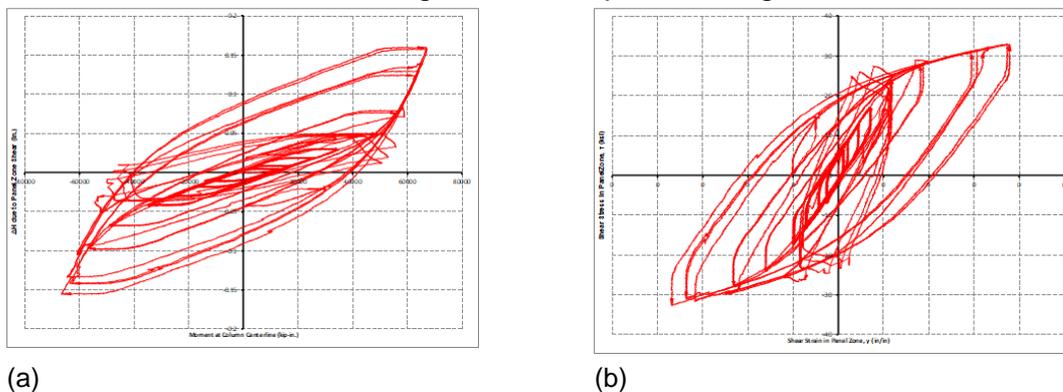
Figura 6.42: Risposta sperimentale del provino SP2: (a, b) deformazione della connessione; (c) frattura delle flange

La Figura 6.43 riporta le curve momento-rotazione. Al 4% di rotazione, il momento sperimentale supera l'80% della resistenza plastica nominale della trave connessa, M_p . Lo stesso anche al 5% di rotazione. Tale risultato soddisfa i criteri di accettazione forniti dall'AISC 341-10. La Figura 6.43b riporta il contributo plastico alla rotazione totale. Esclusi i primi cicli, la deformazione inelastica costituisce il principale contributo alla rotazione totale. Quando si attinge lo snervamento della sezione ridotta e si forma la cerniera plastica il principale contributo è dato dalla rotazione intorno a questa.



(a) (b)
Figura 6.43: Risposta sperimentale del provino SP2: curva momento-rotazione, (a) Totale; (b) Plastica

Anche se non ben visibile nelle immagini, anche il pannello nodale gioca un ruolo importante nella risposta del nodo. La risposta a taglio del pannello è riportata in Figura 6.44 in termini di spostamento orizzontale della colonna vs. momento in corrispondenza dell'asse della colonna. I valori di picco sono registrati durante i cicli al 4% con un degrado drastico a seguito dello snervamento e delle grandi deformazioni della zona di connessione; nei cicli finali il momento decresce leggermente, mentre la deformazione orizzontale diminuisce notevolmente, poiché una volta formata la cerniera plastica, la maggior parte della deformazione si concentra nella RBS. Il comportamento del pannello nodale è ulteriormente descritto dalla Figura 6.44b, che ne mostra la risposta taglio-distorsione. Anche in questo caso sia il picco di forza che di deformazione sono attinti al 4%. Durante i cicli al 5% le deformazioni plastiche sono davvero significative e la curva di output diventa discontinua come si evince dagli ultimi cicli plottati in figura.



(a) (b)
Figura 6.44: Risposta sperimentale del provino SP2: (a) Deformazione a taglio del pannello nodale; (b) Taglio-Distorsione del pannello nodale.

6.4.3. Risultati sperimentali del provino SP4

La prova sul provino SP4 è stata condotta nell'arco di 7 ore. Il protocollo di carico è lo stesso impiegato per il provino SP2 (i.e. AISC341-10). Tuttavia, a causa di complicazioni, la prova è stata terminata dopo il 4% di rotazione. Dopo questa soglia, il sistema di rinforzo laterale è entrato in crisi implicando eccessivi rischi per lo staff del laboratorio, per poter continuare la prova. La Figura 6.45 raffigura la curva di risposta globale e riassume i principali step della prova. La deformazione del provino è raffigurata in Figura 6.46a. Si riscontra un significativo contributo torsionale per la colonna alta. La Figura 6.46b raffigura l'instabilità dell'anima.

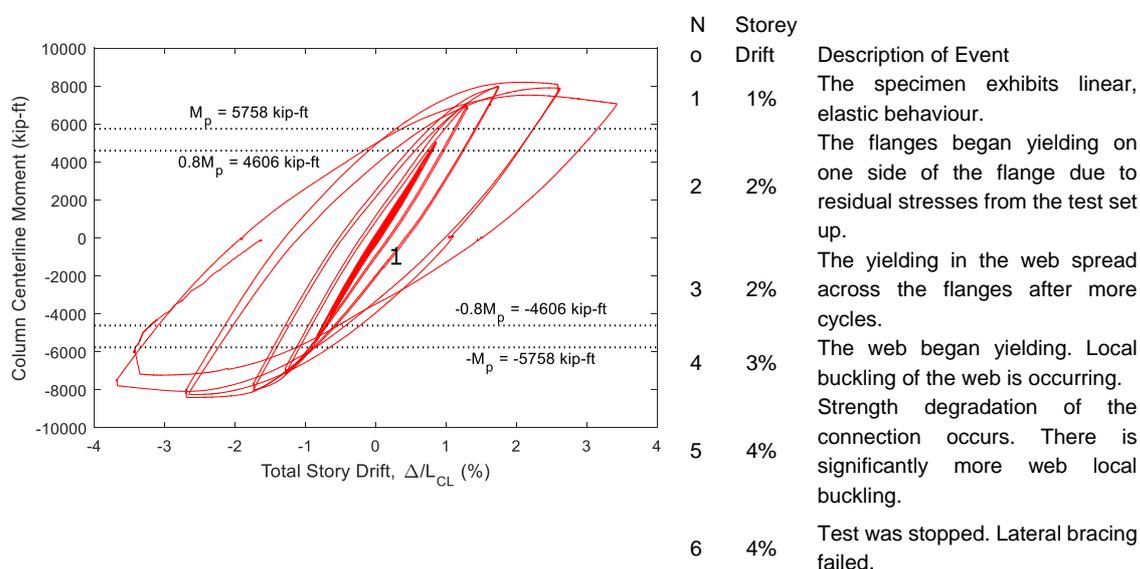
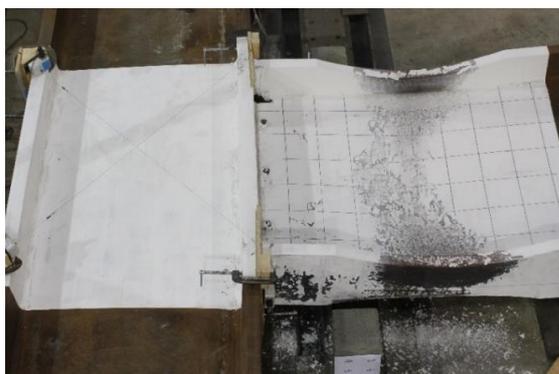
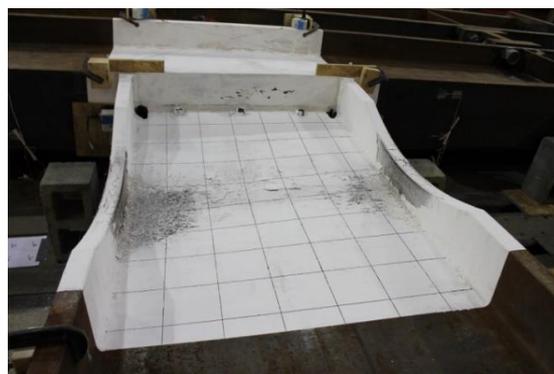


Figura 6.45: Risposta sperimentale dei nodi dogbone: provino SP4 specimen



(a)

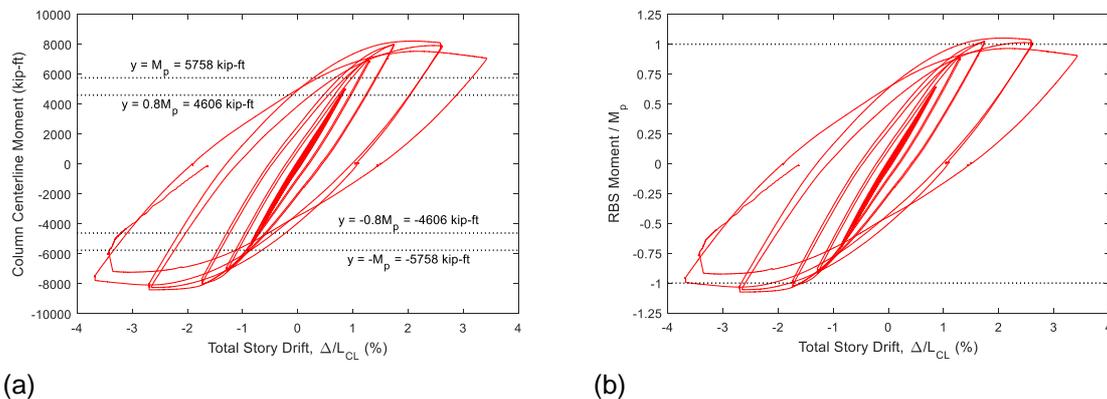


(b)

Figura 6.46: Risposta sperimentale del provino SP4: (a, b) deformazione della connessione; (c) instabilità e snervamento della trave

La Figura 6.47 mostra la curva momento-rotazione totale. Sebbene si riscontri un certo degrado di resistenza, la resistenza del nodo è superiore all'80% della resistenza flessionale nominale plastica della trave connessa al 4% di rotazione.

Tuttavia, la Figura 6.47a può risultare ambigua riguardo alla lettura di quanto la resistenza misurata del nodo superi il limite dell'80% della capacità nominale della trave. Il momento riportato in figura è infatti calcolato rispetto all'asse della colonna in accordo all'AISC 341-10.



(a) (b)
Figura 6.47: Risposta sperimentale del provino SP4: (a) Curva momento-rotazione globale; (b) momento normalizzato della RBS - rotazione (SP4)

Per le connessioni RBS la capacità nominale è calcolata in corrispondenza della sezione ridotta. La Figura 6.47b mostra il rapporto tra il momento misurato in corrispondenza della sezione ridotta e la relativa capacità nominale. La resistenza sperimentale misurata è comunque maggiore dell'80% di quella plastica nominale.

6.4.4. Contributo delle componenti del nodo

Di seguito sono mostrati dei risultati rappresentativi, ottenuti per un nodo con una trave W36x925 e una colonna W14x873. La Figura 6.48a,b riporta le curve momento alla faccia della colonna assoluto e normalizzato vs. rotazione di corda, rispettivamente. Il momento massimo registrato è di 22465 kNm, ad una rotazione del 5%. La sezione ridotta esibisce un fattore di riduzione del momento di 0.79, praticamente identico a quello assunto in fase di progetto. Nel grafico sono evidenziati 4 punti, di seguito descritti. Il primo snervamento si attinge all'interfaccia trave colonna (0.9% di rotazione) e si propaga quindi nelle flange della RBS (1.2% di rotazione). Il meccanismo plastico si sviluppa completamente al 2.6% di rotazione, con le deformazioni plastiche concentrate principalmente nella RBS, con un limitato contributo del pannello nodale a taglio (Figura 6.49). Si riscontra comunque concentrazione di deformazioni plastiche nelle saldature in corrispondenza delle flange, il che indica che la RBS non abbatte del tutto la domanda di deformazione. L'entità della deformazione plastica al centro della saldatura raggiunge un valore dell'1,6% (a una rotazione di corda del 5%), rispetto al 6,3% della RBS.

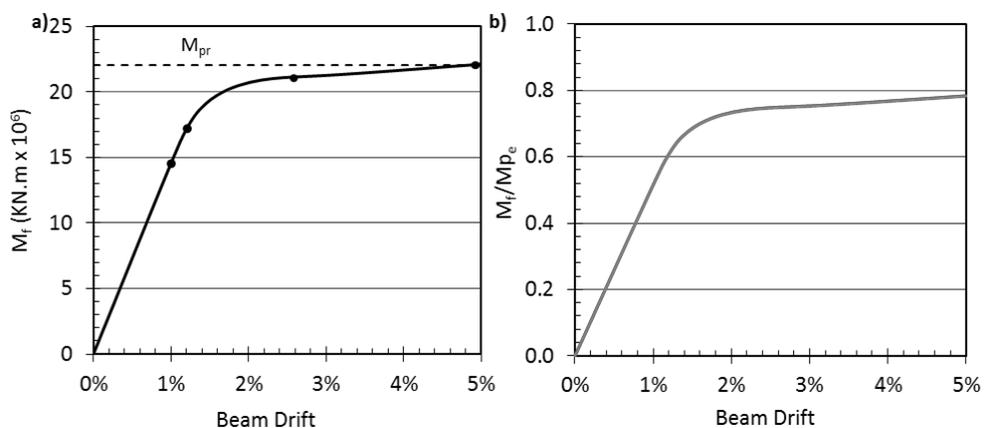


Figura 6.48: Momento alla faccia della colonna vs rotazione di cora. a) valori assoluti, b) risultati normalizzati rispetto al momento plastico dell'intera sezione della trave M_{pe}

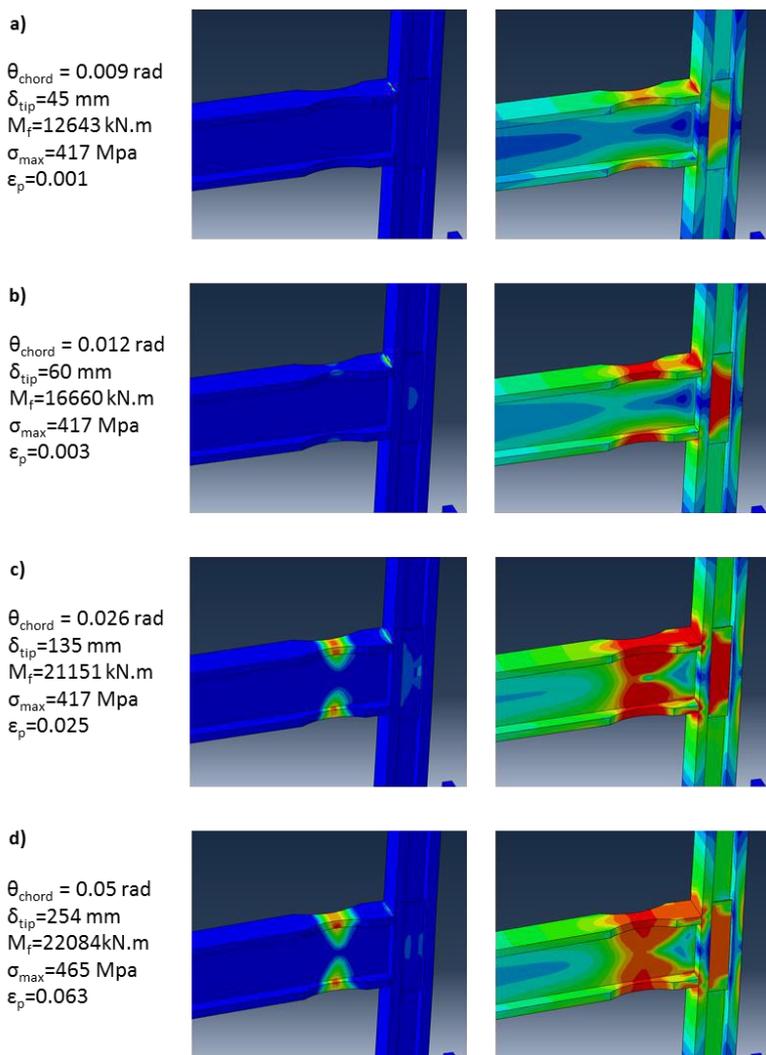


Figura 6.49: Deformazioni plastiche (a sinistra) e tensioni di Mises (destra): a) primo snervamento, b) snervamento delle flange della trave e del pannello nodale, c) incrudimento, d) formazione completa del meccanismo

Il contributo delle single componenti alla deformazione totale è riportato in Figura 6.50-51 in termini di momento alla faccia della colonna vs. rotazione della componente. Il contributo della RBS alla rotazione totale (a una rotazione della trave del 5%) è circa tre volte maggiore di quello del pannello nodale, che esibisce un comportamento praticamente elastico, sebbene lo snervamento sia raggiunto. La rotazione di ogni nodo dell'asse della colonna è riportata in Figura 6.51 in funzione della distanza dalla faccia della colonna. La rotazione della cerniera plastica a metà della RBS è di circa 0.037 rad, mentre quella del pannello nodale è di circa 0.009 rad.

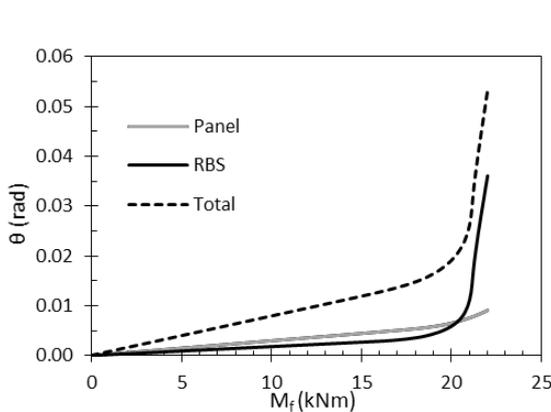


Figura 6.50: Rotazione totale, della RBS e del pannello nodale vs momento alla faccia della colonna.

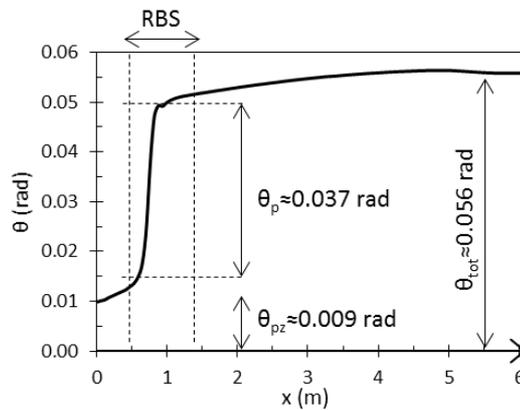


Figura 6.51: Rotazione dei nodi dell'asse delle colonne (θ) vs distanza dalla faccia della colonna (x)

Dopo un attento esame del comportamento di quattro connessioni RBS che collegano elementi strutturali jumbo in una vasta gamma di combinazioni, è possibile dedurre alcune considerazioni chiave.

Come discusso precedentemente, si sono riscontrati fenomeni di instabilità laterotorsionale per il provino SP4 che collega la colonna più alta ad una trave alta di tipo W40. Il fenomeno instabile riscontrato è caratterizzato da uno spostamento laterale della flangia inferiore di 51 mm, insieme all'avvitamento della colonna. Inoltre, si è rilevata un'elevata domanda di deformazione plastica nelle saldature tra le flange della trave e quella della colonna, per gli elementi più grandi. I nodi hanno esibito un pannello nodale forte, confermando che trascurare il contributo delle flange della colonna nel calcolo della resistenza nominale del PZ (in accordo AISC 358-10 (AISC, 2010b) è conservativo. Pertanto, si può affermare che la dimensione degli elementi collegati, la geometria della RBS e il progetto del pannello nodale sono aspetti fondamentali che influenzano la risposta del nodo come ulteriormente discusso nei seguenti paragrafi.

6.4.5. Influenza della dimensione degli elementi

L'esame del comportamento del provino SP4 indica la suscettibilità delle travi alte a fenomeni di instabilità latero-torsionale con distorsione fuori piano della flangia inferiore all'altezza della sezione ridotta. Anche la colonna W40x593, che è stata l'unica a superare i limiti di prequalificazione, ha subito avvitaamento. Al fine di chiarire ulteriormente questo tipo di comportamento sono state condotte ulteriori analisi, variando alternativamente i profili di trave e colonna.

I nodi SP5 ed SP6 sono rivolti a investigare l'influenza della sezione della colonna, che varia (SP5: W14x730; SP6: W36x487), mentre la trave resta costante (W44x408). Viceversa i nodi SP7 ed SP8 sono rivolti a investigare l'influenza della sezione della trave, che varia (SP7: W40x431; SP8: W36x387), mentre la colonna resta costante (W40x593).

Il comportamento al variare della colonna è riassunto dai grafici che seguono. Entrambi i provini SP5 ed SP6 presentano una trave identica al provino SP4, e il provino SP5 esibisce una risposta momento-rotazione identica. Viceversa, il provino SP6 è soggetto ad una significativa riduzione della rigidezza pre- e post-snervamento (Figura 6.52) che conferma l'influenza dell'instabilità latero-torsionale (Figura 6.53). La deformazione della trave è raffigurata in Figura 6.54 (al 5% di rotazione). Infine,

The deformed state of the beams is illustrated in Figure 6.54 (for 5% drift). Infine, la Figura 6.55 riporta la lunghezza d'onda del fenomeno instabile in funzione del rapporto h/t_{cf}^3 della colonna, che costituisce un indicatore dell'avvitaamento; si evince che la lunghezza d'onda normalizzata, a parità di trave, varia in funzione dell'avvitaamento della colonna.

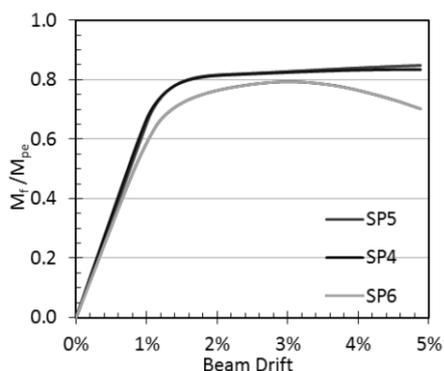


Figure 6.52: Momento alla faccia della colonna dei provini SP4, SP5, SP6 vs rotazione della trave (normalizzato su M_{pe})

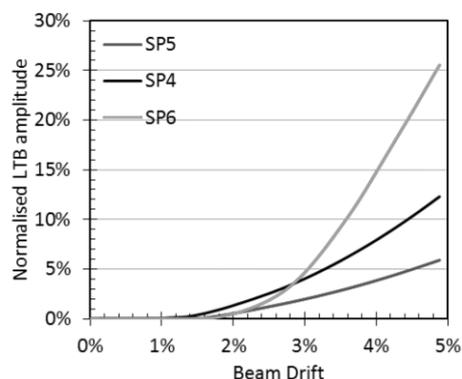


Figura 6.53: Deformazioni laterali della flangia inferiore per i provini: SP4, SP5, SP6 (normalizzata sulla larghezza della flangia della trave)

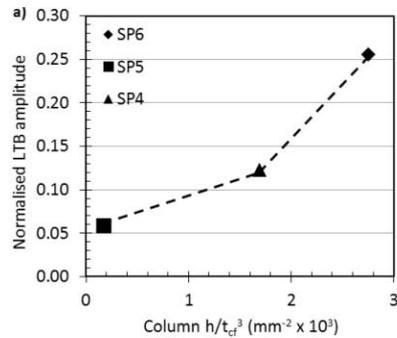
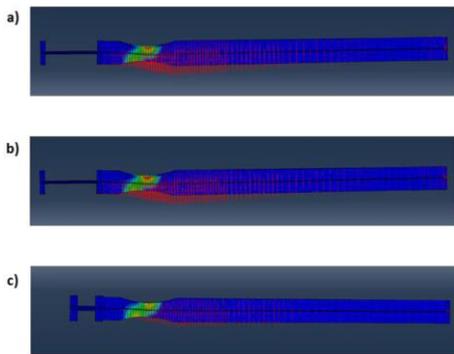


Figura 6.54: Spostamento laterale e Figura 6.55: lunghezza d'onda al 5% di deformazioni plastiche al 5% di rotazione: (a) rotazione vs h/t_{cf}^3 SP6, (b) SP5, (c) SP6

Per quanto riguarda il comportamento momento-rotazione al variare della sezione della trave, i provini SP7 e SP8 esibiscono un comportamento simile al provino di riferimento SP4 (Figura 6.56). Per tutti i provini si verificano fenomeni di instabilità latero-torsionale, come riportato in Figura 6.57-58. L'instabilità latero-torsionale della trave e il conseguente avvitemento della colonna sono legati alla snellezza dell'anima della trave: la Figura 6.59 riporta l'angolo di avvitemento della colonna in funzione della snellezza dell'anima della trave per le connessioni esaminate. E' opportuno notare che nell'ambito del presente studio, sono previsti irrigidimenti torsionali sono in corrispondenza del punto di applicazione del carico (in controllo di spostamento); l'aggiunta di irrigidimenti nella zona RBS contribuirebbe a ridurre la suscettibilità nei confronti dell'instabilità latero-torsionale.

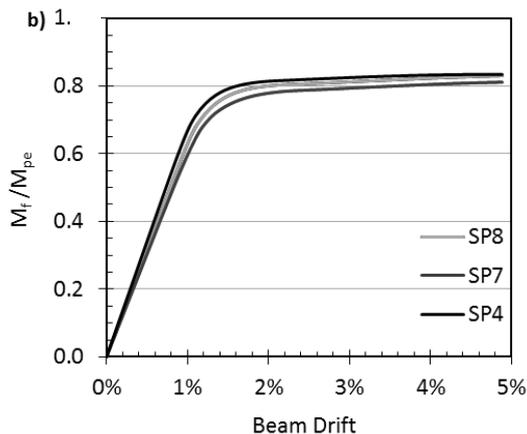


Figura 6.56: Momento alla faccia della colonna SP4, SP7, SP8, vs rotazione della trave (normalizzato su M_{pe})

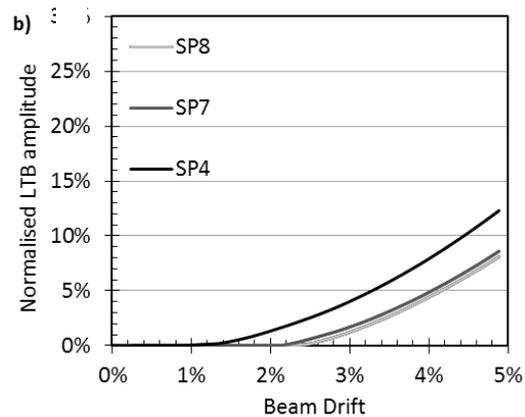


Figura 6.57: movimento laterale della flangia Inferiore (SP4, SP7, SP8) (normalizzato rispetto alla larghezza della flangia).

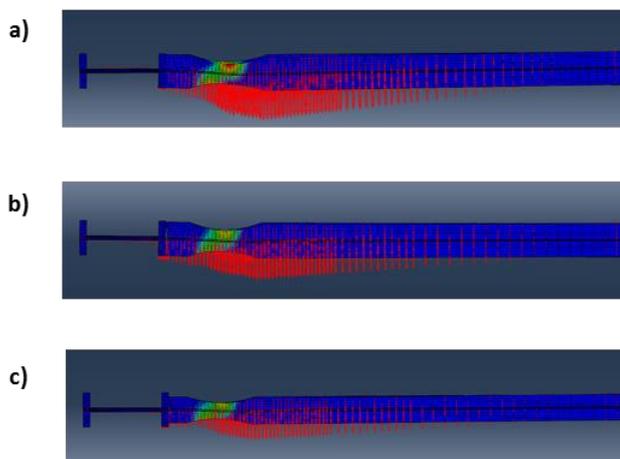


Figura 6.54: Spostamento laterale e deformazioni plastiche al 5% di rotazione: (a) SP4, (b) SP7, (c) SP8

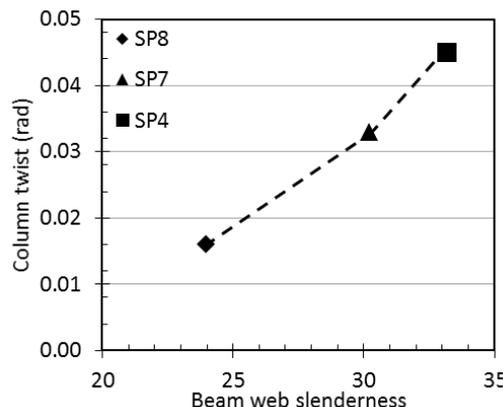


Figura 6.59: angolo di avviticciamento della colonna vs snellezza dell'anima della trave.

6.4.6. Influenza del progetto del pannello nodale

Sono state considerate quattro diverse configurazioni variando il dettaglio del pannello nodale. Di seguito sono riportati come risultati rappresentativi quelli del provino SP3, progettato alternativamente con tre spessori differenti della zona del pannello nodale (ottenuti grazie all'aggiunta di piatti di rinforzo) e in un caso con un acciaio di grado maggiore per la colonna. I risultati sono riportati in Figura 6.60 in termini di momento alla faccia della colonna vs rotazione di corda. Il caso con il pannello nodale più debole (100 mm di spessore), esibisce una resistenza della connessione molto inferiore. In Figura 6.61 sono riportata la rotazione plastica della sezione ridotta e la distorsione del pannello nodale in funzione della rotazione. Nel caso con il pannello nodale più debole (senza piatti di rinforzo), la RBS rimane essenzialmente in campo elastico e tutte le deformazioni plastiche si concentrano nella zona del pannello nodale. Rinforzando il pannello con dei piatti per uno spessore di 136 mm, la rotazione plastica si ripartisce più o meno equamente tra il pannello nodale e la RBS. Con un ulteriore rinforzo del pannello per uno spessore di 156 mm o impiegando un acciaio 65 ksi (455MPa) per la colonna, la rotazione nella zona RBS ammonta al 60% della rotazione totale. Il contributo relativo della RBS e del pannello nodale (elastico e plastico) alla rotazione della connessione al variare del dettaglio del pannello nodale è riportato in Figura 6.62.

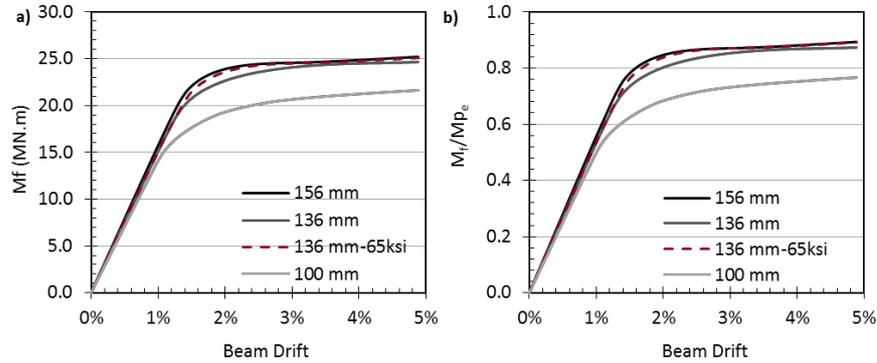


Figura 6.60: Momento alla faccia della colonna-rotazione al variare del progetto del pannello nodale

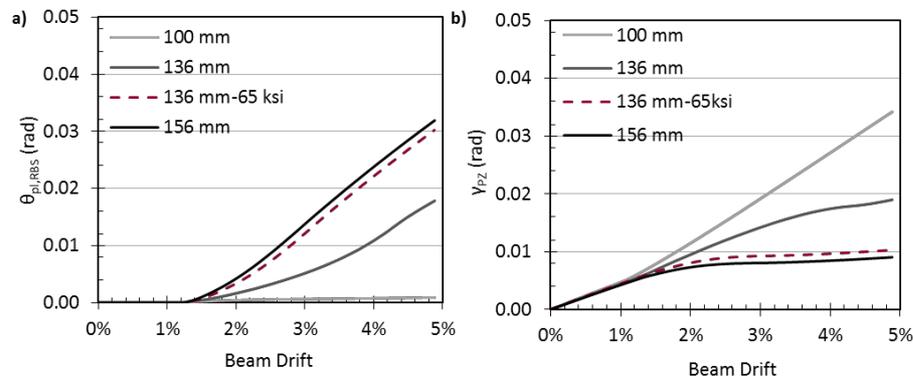


Figura 6.61: a) Rotazione plastica della RBS, (b) distorsione del pannello nodale vs rotazione al variare del progetto del pannello nodale per il provino SP3

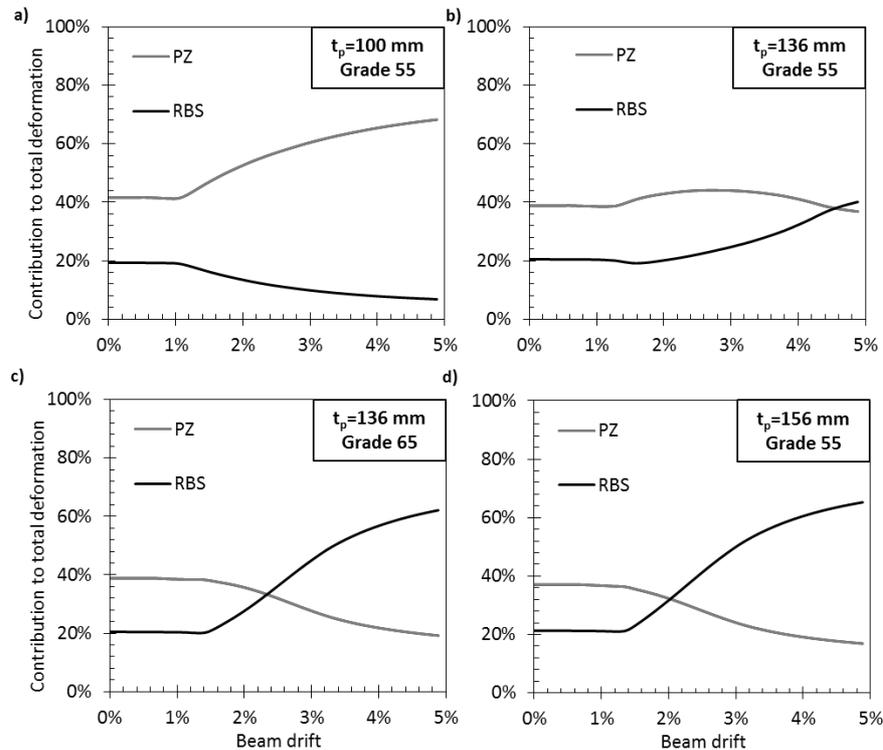


Figure 6.62: Contributo della RBS e del pannello nodale alla rotazione totale per il nodo SP3

6.4.7. Influenza del progetto della RBS

I nodi SP2 ed SP3 sono stati analizzati al variare della geometria del taglio della RBS, definita dai parametri A, B e C. In generale, al crescere della superficie di taglio, si riduce il momento alla faccia della colonna. Il parametro C, che definisce la profondità del taglio, governa la resistenza della connessione e il taglio agente sul pannello (i.e. un taglio più profondo corrisponde a una minore resistenza e a un minore taglio agente sul pannello). La Figura 6.63 riporta l'effetto della riduzione delle flange considerando un intervallo da zero al massimo consentito dalla norma sulle deformazioni plastiche al 5% di rotazione.

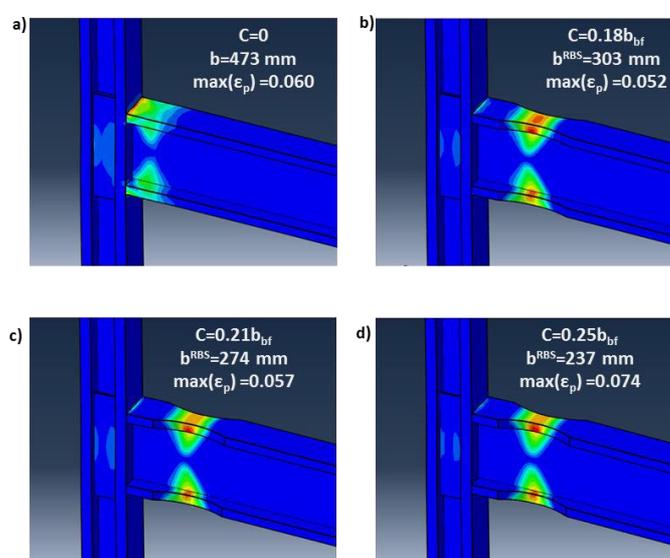


Figura 6.63: deformazioni plastiche al 5% di rotazione per il nodo SP3 al variare del taglio della RBS

6.4.8. Strategie di modellazione semplificate

Le simulazioni numeriche precedentemente discusse sono state condotte su un modello di continuo tridimensionale non lineare che, se da un lato costituisce la rappresentazione più accurata della realtà, comporta dall'altro un tempo computazionale molto elevato. Per semplificare la modellazione e il progetto è possibile schematizzare il comportamento delle componenti. I nodi dogbone differiscono dalle altre tipologie considerate nei paragrafi precedenti, ma alcune componenti possono essere schematizzate analogamente a come fatto per le altre tipologie. Ragionando similmente all'approccio dell'EN 1993:1-8, si possono identificare le seguenti componenti: anima della colonna a trazione, flangia della colonna a flessione, anima della colonna a taglio. Si noti che la RBS deve essere opportunamente modellata come parte della trave. La Figura 6.64 riporta uno schema delle componenti. La procedura adottata per le stesse componenti di altre

tipologie di nodo può essere utilizzata per ricavare una predizione del comportamento monotono (bilineare) e ciclico della connessione. Il pannello nodale a taglio o la flangia della colonna a flessione possono essere, a seconda delle dimensioni, delle componenti critiche.

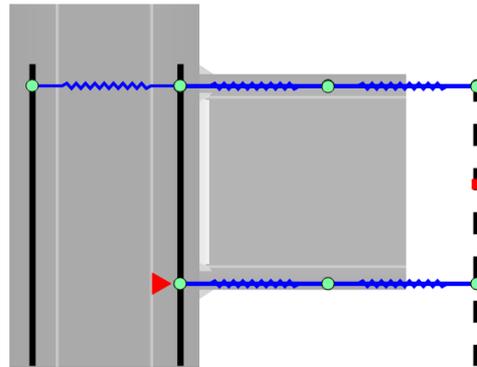


Figura 6.64: Schema delle componenti per i nodi SP

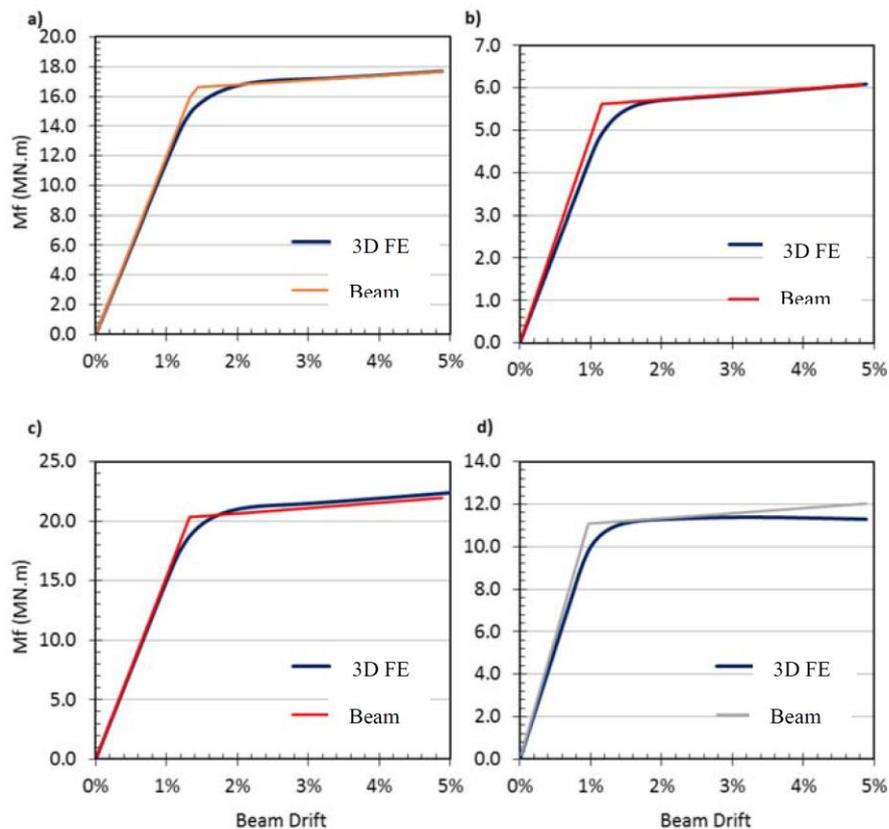


Figure 6.65: Confronto tra le simulazioni FEM e la predizione del modello semplificato per i provini SP1-SP4

Utilizzando un approccio semplificato (Grubbs, 1997), la rigidezza elastica degli elementi trave-colonna può essere modificata per considerare il degrado di resistenza dovuto al taglio delle flange, mentre la risposta nonlineare della RBS è

modellata attraverso una molla rotazionale. La figura 6.65 fornisce un confronto tra le simulazioni FEM e la predizione del modello semplificato per i provini SP1-SP4. Si può osservare una buona corrispondenza tra i due modelli.

6.4.9. Considerazioni generali sui nodi dogbone

Sulla base dei risultati numerici e sperimentali condotti sui nodi dogbone come collegamenti momento-resistenti di elementi jumbo, si può affermare che la risposta all'aumentare della rotazione è caratterizzata dal primo snervamento all'interfaccia tra la flangia della trave e la flangia della colonna, seguito dallo snervamento della zona RBS o del pannello nodale, a seconda della resistenza relativa delle due componenti. Le deformazioni plastiche si concentrano quindi nella componente più debole.

L'utilizzo della RBS comporta una riduzione del momento agente alla faccia della colonna dell'ordine del 75-95% del momento plastico della sezione piena. Si riduce inoltre, la domanda di deformazione plastica all'interfaccia trave-colonna, ma non si abbatte del tutto. La flangia inferiore (in compressione) delle travi più grandi è suscettibile di fenomeni di instabilità latero-torsionale. Si osservano deformazioni fuori piano fino al 25% della larghezza della flangia della trave per le travi con l'anima più snella. Tale comportamento può essere mitigato ricorrendo all'aggiunta di irrigidimenti laterali posti a una distanza di $d_b/2$ dall'estremità della RBS più lontana dalla faccia della colonna. Le colonne più grandi sono più suscettibili ad avvitemento. L'angolo di rotazione massima osservato è di 0.12 rad per le colonne con il maggiore rapporto h/t_{cf} . L'avvitemento della colonna e l'instabilità latero-torsionale della trave sono fenomeni correlati che si aggravano vicendevolmente. L'impiego di irrigidimenti laterali riduce anche l'avvitemento della colonna che risulta minore di un ordine di grandezza. Le travi snelle esibiscono fenomeni di instabilità locale delle zone compresse a partire dal 2% di rotazione, che riduce significativamente la capacità rotazionale della trave a causa della concertazione di deformazioni plastiche asimmetriche in corrispondenza della flangia interessata dal fenomeno, dove possono verificarsi fenomeni di frattura. Gli irrigidimenti laterali non sono in grado di inibire questo fenomeno.

Il progetto del pannello nodale (PZ) è il fattore che governa maggiormente la domanda di rotazione elastica e plastica sulla RBS. L'insorgere di deformazioni plastiche nel pannello può prevenire un'eccessiva domanda di rotazione plastica nella RBS e per le travi più snelle, inibire l'insorgere di fenomeni prematuri di instabilità latero-torsionale. Dall'altro lato, se il pannello nodale si deforma plasticamente in modo eccessivo, la domanda di deformazione plastica all'interfaccia flangia trave-flangia colonna aumenta, incrementando il rischio di crisi prematura delle saldature.

Lo spessore delle flange della trave gioca un ruolo importante sul comportamento delle saldature all'interfaccia trave-colonna. Flange eccessivamente spesse impongono un regime triassiale ed elevate deformazioni plastiche. Questo fenomeno si amplifica se il pannello nodale è debole o bilanciato. L'entità della riduzione della flangia (parametro C) è un altro parametro chiave che governa il comportamento della RBS. All'aumentare di tale parametro, aumenta la capacità rotazionale plastica e si riducono il momento alla faccia della colonna e il taglio imposto al pannello nodale.

Bibliografia

Abidelah A., Bouchaïr A., Kerdal D.E. (2012). *Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners*. Journal of Constructional Steel Research, 76:13–

American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 341-10 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010

American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI-AISC 360-10 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2010

ANSI/AISC 358-16 (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

American Society for Testing and Materials (ASTM) (2011). “*Standard Practices for Cycle-Counting in Fatigue Analysis*.” ASTM Standard E1049-85, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13 Standard, Reston, Virginia.

ANSI/AISC 358-10 (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

ANSI/ASIC 341-16 (2016): *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction

Arce G. *Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength of links in eccentrically braced frames*. MS thesis, Univ.of Texas at Austin, Austin, Tex. (advisor: M.D. Engelhardt).

ASTM E606 / E606M-12 (2012) *Standard Test Method for Strain-Controlled Fatigue Testing*, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org

Bijlaard FSK, Nethercot DA, Stark JWB, Tschemmernegg F, and Zoetemeijer P. (1989). *Structural properties of semi-rigid joints in steel frames*. IABSE Periodica, 2, 33.

Bjorhovde R, Colson A. (1991) *Economy of semi-rigid frame design*, in *Connections in Steel Structures II: Behaviour, Strength and Design*, Bjorhovde, R., Haaijer, G., and Stark, J.W.B (eds.), American Institute of Steel Construction, 418–430.

Brandonisio G, De Luca A., Mele E. (2012). *Shear strength of panel zone in beam-to-column connections*. Journal of Constructional Steel Research, 71, 129–142.

CEN (2005). Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-8: Design of Joints*. European Committee for Standardization (CEN), 2005.

CEN (2005). Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. European Standard EN 1998-3:2005, Brussels.

Chang KL, and Uang C M. (1997). *Designing after Northridge*. Modern Steel Constr., 37(3), 36-42

Charney FA, and Downs WM. (2004). *Modeling Procedures for Panel Zone Deformations in Moment Resisting Frames*. Proceedings, Connections in Steel Structures V, Amsterdam.

Chen SJ, Yeh CH, and Chu JM. (1996). *Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance*. J. Struct. Engrg., ASCE, 122(11), 1292-1299

- Che S, Tu C. (2004) *Experimental study of jumbo size reduced beam section connections using high-strength steel*. Journal of Structural Engineering. 130 (4), 582-587.
- Chen S. (1996) *A simple and effective retrofit method for steel beam-to-column connections*. Seventh US-Japan Workshop on the improvement of structural design and construction practices.
- Chi B. & Uang C. (2002) *Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep columns*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 464-473.
- D'Aniello M, Landolfo R, Piluso V, Rizzano G. (2012). *Ultimate Behaviour of Steel Beams under Non-Uniform Bending*. Journal of Constructional Steel Research, 78, 144–158.
- D'Aniello M, Tartaglia R, Costanzo S, Landolfo R. (2017) *Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes*. Journal of Constructional Steel Research, Vol 128, pp 512-527
- Dubina D, Ciutina A, Stratan A. (2001) *Cyclic tests of double-sided beam-to-column joints* Journal of Structural Engineering 2001, 127:129-136;
- Elnashai A, Elghazouli AY. (1994). *Seismic behaviour of semi-rigid steel frames*. Journal of Constructional Steel Research, 29, 149–174.
- Engelhardt MD, Winneberger T, Zekany AJ, Potyraj TJ, (1998). *Experimental Investigations of Dogbone Moment Connections*. Engrg. J., 35(4), AISC, Fourth Quarter, 128-139
- Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J. & Potyraj, T. J. (1996) *The dogbone connection: Part II*. Modern Steel Construction. 36 (8), 46-55.
- Engelhardt MD, Fry G, Jones S, Venti M. & Holliday S. (2000) *Behavior and design of radius cut reduced beam section connections*. A Draft Report of SAC Task 7.
- FEMA- 355D, *State of the Art Report on Connection Performance*. Ch 3, 2000
- FEMA- 351, *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Moment-Frame Buildings*, Ch 6, 2000
- FEMA (2000a) FEMA 355D, *State of the art report on connection performance*. Report no.FEMA-355D.Washington (DC): Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA (2000b) FEMA-350, *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- Gilton C, Chi B. & Uang C. (2000) *Cyclic response of RBS moment connections: weak-axis configuration and deep column effects*. Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Güneyisi EM, D'Aniello M, Landolfo R, Mermerdaş K. (2013). *A novel formulation of the flexural overstrength factor for steel beams*. Journal of Constructional Steel Research, 90, 60-71
- Güneyisi EM, D'Aniello M, Landolfo R, Mermerdaş K. (2014). *Prediction of the flexural overstrength factor for steel beams using artificial neural network*. Steel and Composite Structures, An International Journal, 17(3), 215-236.
- Guo B, Gu Q, Liu F. (2006) *Experimental Behavior of Stiffened and Unstiffened End-Plate Connections under Cyclic Loading*. Journal of Structural Engineering, 132(9), 1352-1357.

Gupta A, and Krawinkler H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Report No. 132 - John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California.

Gross JL., Engelhardt MD, Uang CM, Kasai K. and Iwankiw, N.R., *Modification of Existing Welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance*, AISC Design Guide Series 12, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 1999.

Grubbs KV. (1997) *The effects of the dogbone connection on the elastic stiffness of steel moment frames*. Master thesis, Dept. of Civ. Engrg., The University of Texas at Austin, Texas.

Jaspart JP. (1997). *Contributions to recent advances in the field of steel joints. Column bases and further configurations for beam-to-column joints and column bases*. These aggregation, University of Liege, Belgium.

Jones SL., Fry GT. & Engelhardt MD. (2002) *Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connections*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 441-451.

Joints in Steel Construction: Moment-Resisting Joints to Eurocode 3 (P398). Edited by The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association, 2013, ISBN 978-1-85-942209-0.

Kunnath SK, Malley JO. (2002) *Advances in seismic design and evaluation of steel moment frames: recent findings from FEMA/SAC Phase II Project*. Journal of Structural Engineering. 128 (4), 415-419.

Lachal A, Aribert JM, Loho G. (2006) *Analytical and experimental investigations of bolted haunched beam-to-column joints with a view of seismic design*. Advanced Steel Construction 2 (2006) 137-160.

Lee CH, Jung JH, Oh MH, Koo ES. (2005). *Experimental Study of Cyclic Seismic Behavior of Steel Moment Connections Reinforced with Ribs*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 131(1), 108-118.

Lee CH. (2002). *Seismic Design of Rib-Reinforced Steel Moment Connections based on Equivalent Strut Model*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(9), 1121-1129.

Lee CH and Uang CM., *Analytical modeling of dual panel zone in haunch repaired, SAC, Technical report: Experimental investigations of beam-column subassemblies.*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997, 123(1), pp.20-29

Maquoi R, and Chabrolin B. (1998). *Frame design including joint behaviour: final report*. EUR, Off. for Off. Publ. of the Europ. Communities, Luxembourg.

Maris C, Vulcu C, Stratan A, and Dubina D. (2015). *Validation through numerical simulations of the design procedure for bolted beam-to-column connections with haunches*. Pollack Periodica, 10(3), 95–107.

Mazzolani FM, Piluso V. (1992). *Member behavioural classes of steel beams and beam-columns*. Proc. of First State of the ArtWorkshop, COSTI, Strasbourg, 517-29.

NIST, *Modification of existing Welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance*, Draft Report, National Institute for Standards and Testing, Gaithersburg, MD,1998

Pachoumis D, Galoussis E, Kalfas C & Efthimiou I. (2010) *Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections—experimental analysis and finite element model simulation*. Engineering Structures. 32 (9), 2683-2692.

- Popov E, Blondet M, Stepanov L. & Stojadinovic B. (1996) *Full-Scale Beam-to-Column Connection Tests*. University of California Department of Civil Engineering, Berkeley, CA.
- Plumier A. (1997). *The dogbone: back to the future*. *Engrg. J.* 34(2), 61-67
- Plumier A. (1990) *New idea for safe structures in seismic zones*. IABSE Symposium. Mixed structures including new materials-Brussels. pp.431-436.
- SCI/BCSA. (2013). *Joints in steel construction: moment-resisting joints to Eurocode 3*. The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association, London, UK. Publication Number: P398.
- Shi G, Shi Y, Wang Y. (2007) *Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading*. *Engineering Structures* 29, 703–716.
- Shi Y, Shi G, Wang Y. (2007) *Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections*. *Journal of Constructional Steel Research*, 63, 1279–1293.
- Stratan A., Maris C, Dubina D, and Neagu C. (2017). *Experimental prequalification of bolted extended end plate beam to column connections with haunches*. *ce/papers*, 1(2–3), 414–423.
- Stratan A., Maris C, Dubina D, and Neagu C. (2016). *Prequalification tests on bolted beam-to-column joints with haunches*. Proceedings of the 8th International Workshop “Connections in Steel Structures VIII,” American Institute of Steel Construction, Boston, USA, 569–578.
- Tartaglia R, D’Aniello M. (2017). *Nonlinear performance of extended stiffened end-plate bolted beam-to-column joints subjected to column removal*. *The Open Civil Engineering Journal* Vol 11, Issue Suppl-1,, Pages 369-383
- Tartaglia R, D’Aniello M, Rassati GA, Swanson JA, Landolfo R. (2018). *Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria*. *Engineering Structures*, Volume 159, 15 March 2018, Pages 155–171
- Tremblay R, Tchegotarev N. & Filiatrault A. (1997) *Seismic performance of RBS connections for steel moment resisting frames: Influence of loading rate and floor slab*. Proceedings, Stessa’97.
- Uang C. & Fan C. (2001) *Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam section*. *Journal of Structural Engineering*. 127 (9), 1021-1027.
- Uang C. Yu Q, Noel S. & Gross J. (2000) *Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch*. *Journal of Structural Engineering*. 126 (1), 57-68.
- Uang CM, Bondad D, and Lee CH. (1998). “Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling.” *Engineering Structures, Innovations in Stability Concepts and Methods for Seismic Design in Structural Steel*, 20(4–6), 552–561.
- Yu QS, Gilton C. & Uang C. (2000) *Cyclic response of RBS moment connections: Loading sequence and lateral bracing effects*. Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- Yu, QS, Uang CM. and Gross J. “*Seismic rehabilitation design of steel moment connection with welded haunch*”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2000, 126(1), pp.69-78.
- Zekioglu A, Mozaffarian H, Le Chang S, Uang C. & Noel S. (1997) *Designing after Northridge. Modern Steel Construction*.
- Zhang X. & Ricles JM. (2006) *Experimental evaluation of reduced beam section connections to deep*

columns. Journal of Structural Engineering. 132 (3), 346-357.

Zoetemeijer P. (1981). *Bolted Connections with Flush End Plates and Haunched Beams. Tests and Limit State Design Methods*, Report 6-81-15, Delft University of Technology, Stevin Laboratory.