



Università degli Studi di Salerno
Dipartimento di Ingegneria Civile

Progettazione sismica dei collegamenti flangiati trave-colonna a completo ripristino di resistenza e duttilità

Vincenzo Piluso

Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Antonella B. Francavilla



XXV GIORNATE ITALIANE DELLA
COSTRUZIONE IN ACCIAIO
SESSIONE SPECIALE
PROGETTARE E COSTRUIRE IN ACCIAIO


EDILFER PEA CARRANO s.r.l.

PROGETTAZIONE SISMICA DEI COLLEGAMENTI FLANGIATI TRAVE-COLONNA A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA E DUTTILITA'

Vincenzo Piluso

Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Antonella B. Francavilla

Dipartimento di Ingegneria Civile

Università di Salerno

PREFAZIONE

La concezione e la progettazione dei collegamenti ha sempre rappresentato la principale peculiarità delle strutture in acciaio, consentendo una flessibilità progettuale che non ha paragoni negli altri materiali da costruzione, con la sola eccezione delle strutture in lega di alluminio che, però, hanno impiego limitato in ambito civile.

L'estrema varietà delle soluzioni progettuali possibili rende la tematica dei collegamenti una fonte inesauribile di interesse per i ricercatori ed i progettisti. Infatti, da un lato, le tipologie di collegamento tradizionali richiedono un attento riesame alla luce delle metodologie più moderne di modellazione ed analisi, basate sul metodo delle componenti, e, dall'altro, la molteplicità delle tipologie strutturali possibili e la possibilità di combinarsi con altri materiali, come accade nelle strutture composte acciaio-calcestruzzo, rendono praticamente illimitate le tipologie nodali possibili.

Con riferimento alle strutture intelaiate in acciaio in zona sismica, la presente monografia intende affrontare in maniera esaustiva il tema della progettazione dei collegamenti flangiati trave-colonna. Sebbene l'obiettivo possa apparire abbastanza limitato, tuttavia esso risulta di grande interesse in considerazione della diffusione che tali collegamenti hanno negli edifici in acciaio. Inoltre, sebbene il metodo delle componenti risulta ormai codificato da molti anni, mentre il problema della determinazione della curva momento-rotazione dei collegamenti trave-colonna risulta ampiamente trattato nella letteratura tecnica, al contrario, sono quasi assenti lavori scientifici finalizzati all'impiego del metodo delle componenti come strumento di progettazione piuttosto che come strumento di previsione del comportamento rotazionale dei collegamenti. Proprio tale osservazione ha suggerito, nell'ambito del Progetto di Ricerca RELUIS-DPC, finanziato dal Dipartimento delle Protezione Civile, lo sviluppo di linee guida per la progettazione dei collegamenti trave-colonna. Poiché il progetto di ricerca risulta ancora in corso, al fine di fornire delle prime indicazioni ai progettisti, la presente monografia si limita a trattare il caso dei collegamenti flangiati trave-colonna, con 4 bulloni in zona tesa, a completo ripristino di resistenza e duttilità con l'intento di delineare le problematiche progettuali da affrontare ai fini del conseguimento degli obiettivi progettuali (completo ripristino) e evidenziare le limitazioni che la normativa ancora attualmente presenta.

Al termine di questa breve premessa corre l'obbligo di ringraziare il Consorzio RELUIS per il finanziamento dell'Unità di Ricerca dell'Università di Salerno impegnata nella redazione delle suddette linee guida e la Ditta EDILFER Pea Carrano s.r.l. che ha finanziato la presente monografia al fine di renderla disponibile ai partecipanti alle XXV Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio (Salerno, 1-3 Ottobre 2015).

Prof. Vincenzo Piluso

1. INTRODUZIONE

L'analisi e la modellazione del comportamento ultimo dei collegamenti trave-colonna rappresenta certamente una delle tematiche più studiate nell'ambito della analisi e progettazione delle strutture in acciaio, essendo di fatto nata con le stesse strutture in acciaio di cui costituisce probabilmente la principale peculiarità progettuale.

E' ben noto che, prima dell'introduzione del concetto di semirigidità, la progettazione delle strutture in acciaio veniva eseguita sotto le ipotesi limite di nodo rigido oppure di nodo cerniera conducendo, nel primo caso, ai telai continui e, nel secondo caso, ai telai incernierati. Con le moderne normative in materia strutturale, in particolare con l'Eurocodice 3, è stato introdotto il concetto di nodo semirigido, con comportamento intermedio tra i suddetti schemi limite, e quindi di sistema strutturale semicontinuo la cui analisi richiede la caratterizzazione dei collegamenti, in termini di resistenza, rigidezza e capacità di deformazione.

L'applicazione pratica di questi nuovi concetti richiedeva lo sviluppo di una metodologia generale che, con particolare riferimento ai collegamenti trave-colonna, consentisse la previsione della rigidezza rotazionale e della resistenza flessionale dei collegamenti. Ciò ha determinato un forte impulso, in Europa forse più che negli Stati Uniti, alla ricerca sia teorica che sperimentale sul comportamento ultimo rotazionale dei collegamenti che ha impegnato un intero ventennio, gli anni '80 e '90, fino alla completa definizione e codificazione del metodo delle componenti.

Tale metodo si inquadra nell'ambito dei modelli meccanici basati sull'assemblaggio di componenti rigide e di componenti flessibili. In tali modelli, la non linearità della risposta viene ottenuta per mezzo dei legami costitutivi inelastici adottati per le componenti. Sulla base dei risultati conseguiti mediante i primi modelli meccanici, è stato riconosciuto come essi siano adatti alla modellazione di qualsiasi tipologia nodale a condizione che le componenti nodali siano correttamente identificate ed il loro legame costitutivo sia opportunamente definito, sia esso per via teorica o per via sperimentale.

Le componenti nodali e il loro legame costitutivo forza-spostamento possono essere raccolte in una libreria dalla quale, in funzione della tipologia nodale da esaminare, può essere estratta la lista delle componenti attive cosicché la determinazione della curva momento-rotazione richiede l'individuazione delle componenti attive, la determinazione del legame costitutivo forza-spostamenti delle stesse e l'assemblaggio delle componenti in un modello meccanico per la valutazione della curva momento-rotazione. In tale contesto, le componenti nodali possono essere riguardate come dei macro-elementi e il metodo delle componenti può essere assimilato al metodo degli elementi finiti.

L'attuale codifica del metodo delle componenti consente una valutazione sufficientemente accurata della resistenza flessionale e della rigidezza rotazionale delle principali tipologie di collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione con piastra di base.

Nonostante gli sviluppi significativi che la ricerca sul comportamento ultimo dei collegamenti ha avuto negli ultimi 30 anni, il tema non può considerarsi ancora esaustivamente trattato e, probabilmente, non lo sarà mai, non fosse altro per l'estesa varietà di tipologie di collegamento che possono adottarsi nelle strutture sia in acciaio che composte acciaio-calcestruzzo, ma anche e soprattutto per alcune tematiche che restano ancora quasi completamente aperte.

Tra queste merita di essere citato, in quanto fondamentale in sismica, il tema della previsione, a partire dalle proprietà geometriche e meccaniche delle componenti, della capacità di deformazione plastica, ossia il terzo parametro per la definizione della curva momento-rotazione. Anche se, già nel 1997, venne evidenziato da alcuni ricercatori come una

valutazione in sicurezza della duttilità dei collegamenti potesse essere condotta a partire dalla conoscenza della capacità di deformazione plastica della componente più debole e del braccio di leva, sono invero molto esigue le informazioni che la norma fornisce in tema di duttilità delle componenti. Inoltre, non deve essere trascurata l'evidenza che la classificazione in collegamenti a completo oppure a parziale ripristino di resistenza appare, proprio sotto l'aspetto della capacità di deformazione plastica, troppo semplicistica risultando rigorosa solo nel caso puramente teorico in cui sia il collegamento che le membrature collegate esibiscono un comportamento perfettamente plastico.

Alla stessa stregua della ormai tradizionale distinzione tra nodo e collegamento (Fig. 1) che inquadra il nodo come l'insieme del collegamento e della zona di pannello nodale, si rende necessaria l'introduzione di un nuovo concetto, quello di **sistema strutturale nodo-trave**, in cui si riguardano il nodo e la trave così come sono nella realtà, ossia due macro-elementi disposti in serie il cui contributo alla capacità di deformazione plastica deriva da un delicato bilanciamento delle soglie di prima plasticizzazione e di resistenza ultima.

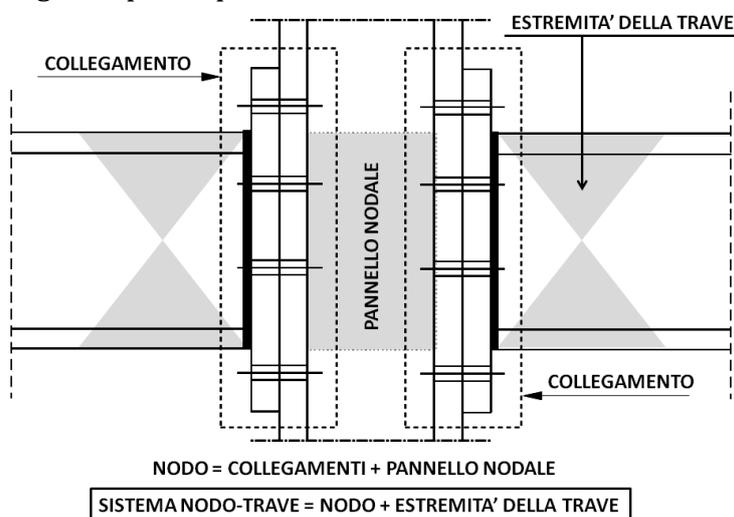


Figura 1: Sistema strutturale nodo-trave

Infatti, in generale, la capacità di rotazione plastica del sistema nodo-trave Θ_{pu} risulta data dalla somma di due contributi: la rotazione plastica del nodo trave-colonna φ_p e la rotazione plastica ϑ_p fornita dalla estremità della trave collegata. Pertanto, risulta necessaria una accurata valutazione della curva momento-rotazione del nodo, essendo la rotazione plastica che la trave è in grado di esibire fortemente influenzata dalla resistenza flessionale che il nodo è in grado di sviluppare.

Tale affermazione può essere facilmente spiegata mediante una modellazione trilineare della curva momento-rotazione sia del nodo che della trave collegata (Fig. 2). Per quanto riguarda il nodo $M_{j,y}$ è il momento di prima plasticizzazione, $M_{j,p}$ è il momento di plastico convenzionale che definisce il gomito della curva momento-rotazione, ossia la resistenza flessionale secondo EC3, $M_{j,u}$ è la resistenza flessionale ultima valutata con una modellazione di tipo avanzato delle componenti nodali che tenga conto dell'incrudimento delle stesse e degli eventuali effetti dovuti alla non-linearità geometrica. Per quanto riguarda l'estremità della trave collegata, $s M_{pb}$ è il massimo momento flettente corrispondente al completo sviluppo della instabilità locale della flangia compressa.

Evidentemente si possono presentare quattro casi significativi (Fig. 2):

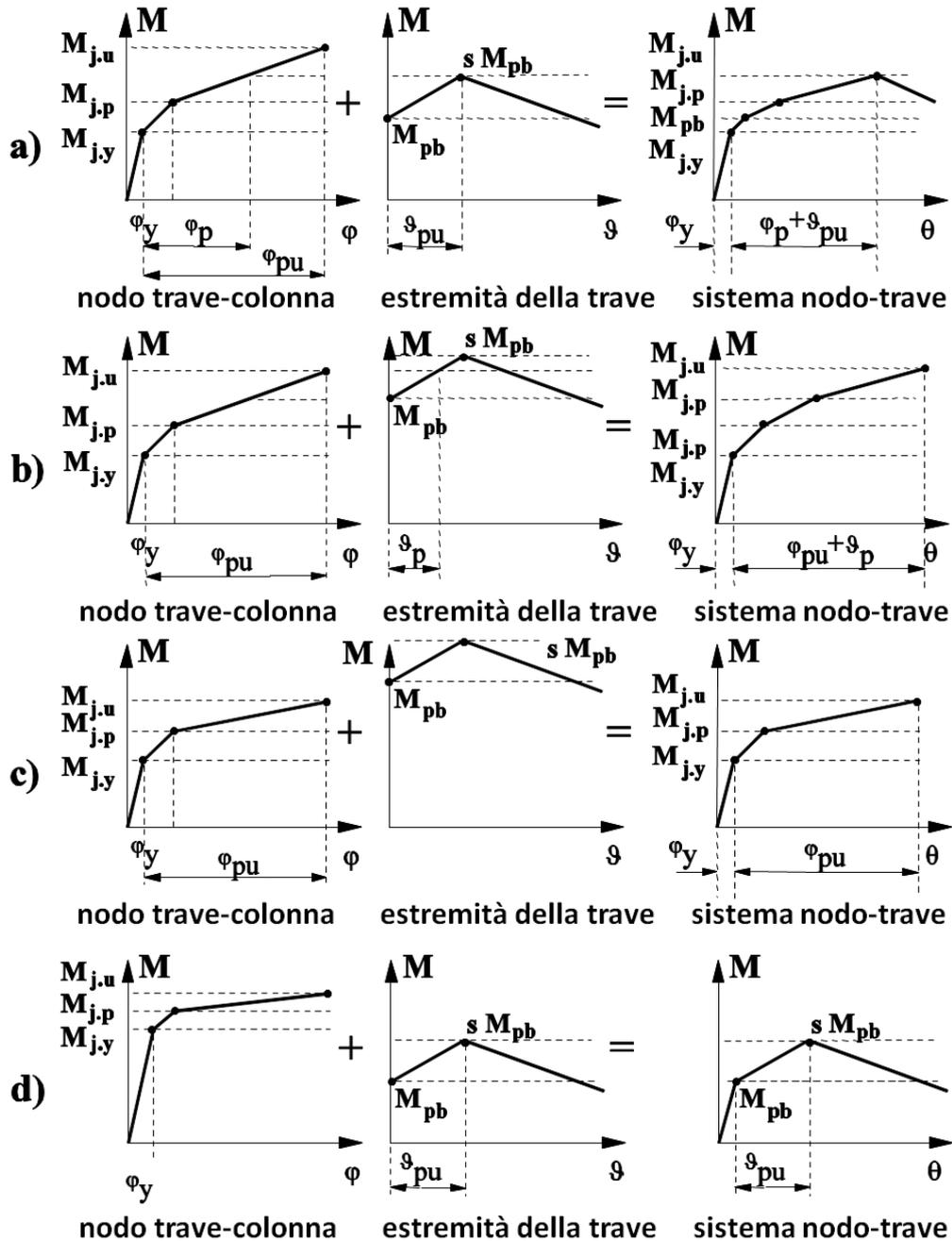


Figura 2: Distribuzione della plasticizzazione nel sistema nodo-trave

a) $M_{j,u} \geq s M_{pb}$

In questo caso la resistenza ultima del nodo permette il completo sfruttamento delle riserve plastiche della trave collegata, cosicché:

$$\vartheta_p = \vartheta_{pu} \quad \text{e} \quad \varphi_p \leq \varphi_{pu} \quad (1)$$

dove ϑ_{pu} è la rotazione plastica ultima della trave corrispondente alla instabilità locale e φ_{pu} è il valore teorico della rotazione plastica ultima del collegamento.

Risulta evidente che in questo caso il sistema strutturale nodo-trave può definirsi a **completo ripristino di duttilità** perché risulta in grado di sviluppare tutta la capacità di rotazione plastica della trave e, in più, una parte della capacità di rotazione plastica del nodo trave-colonna.

b) $M_{pb} < M_{j.u} < s M_{pb}$

In questo caso, sebbene l'estremità della trave venga impegnata in campo plastico, la resistenza ultima del nodo non risulta sufficiente ai fini del completo sfruttamento delle riserve plastiche della trave, cosicché:

$$\vartheta_p < \vartheta_{pu} \quad \text{e} \quad \varphi_p = \varphi_{pu} \quad (2)$$

Pertanto, la rotazione plastica del sistema strutturale nodo-trave risulta somma della rotazione plastica ultima del nodo e di una parte della capacità di rotazione plastica della trave collegata. In tal caso, il nodo non si può definire a priori a completo ripristino di duttilità perché il grado di ripristino dipende dalla rotazione plastica fornita dal collegamento.

c) $M_{j.u} \leq M_{pb}$

In questo caso la resistenza ultima del nodo non è sufficiente ad impegnare la trave in campo plastico, cosicché:

$$\vartheta_p = 0 \quad \text{e} \quad \varphi_p = \varphi_{pu} \quad (3)$$

Pertanto, la rotazione plastica del sistema strutturale nodo-trave risulta coincidente con la rotazione plastica del nodo.

d) $M_{j.y} > sM_{pb}$

In questo caso la resistenza flessionale elastica del nodo è sufficiente per sfruttare completamente le riserve plastiche della trave, cosicché:

$$\vartheta_p = \vartheta_{pu} \quad \text{e} \quad \varphi_p = 0 \quad (4)$$

Pertanto, in questo caso, la rotazione plastica del sistema strutturale nodo-trave risulta pari a quella della estremità della trave e, conseguentemente, il nodo può essere definito a **completo ripristino di duttilità**.

Per quanto riguarda il calcolo della rotazione plastica del sistema strutturale nodo-trave esiste ancora in letteratura un significativo vuoto di conoscenza, in particolare per quanto riguarda la determinazione della deformazione ultima delle singole componenti.

Tuttavia, risulta evidente che la rotazione plastica dei nodi trave-colonna può essere determinata a partire dalla conoscenza della deformazione plastica delle singole componenti, mediante una modellazione di tipo avanzato del loro legame costitutivo forza-spostamento fino allo spostamento ultimo. Infatti, lo spostamento plastico risultante al livello della flangia tesa risulta dalla somma di quello ultimo della componente più debole, che governa il collasso, e dei contributi forniti dalle altre componenti. La rotazione plastica disponibile risulta data semplicemente dal rapporto tra tale spostamento plastico risultante e il braccio di leva.

Risulta pertanto evidente che, a parità di dettaglio costruttivo, la rotazione plastica disponibile, ossia la "capacity", non può che essere inversamente proporzionale al braccio di leva e, pertanto, diminuire al crescere dell'altezza della sezione della trave.

Poiché il comportamento ciclico dei collegamenti trave-colonna risulta fortemente influenzato dalle componenti impegnate in campo plastico, è necessario preliminarmente analizzare le capacità dissipative delle singole componenti nodali. A tal riguardo, le componenti del sistema strutturale nodo-trave si possono distinguere in componenti dissipative e componenti non dissipative, ossia in meccanismi di collasso dissipativi e meccanismi non dissipativi. In particolare, sono componenti non dissipative le saldature ed i bulloni il cui collasso, essendo di tipo fragile, deve essere assolutamente evitato.

In Tabella 1, con riferimento alle componenti nodali codificate nell'Eurocodice 3, viene riportata una classificazione delle componenti sulla base della tipologia del corrispondente

meccanismo di collasso. Tale tabella evidenzia come l'instabilità locale possa causare un meccanismo di collasso non dissipativo. Questo è il caso dell'anima della colonna sia a taglio che in compressione e il caso dei piatti compressi, come accade nel caso di coprigiunti compressi o nel caso di angolari di flangia in compressione (ossia il caso dei collegamenti con angolari di flangia superiori ed inferiori ed eventuali angolari d'anima). Con riferimento alla estremità della trave a flessione, anche nel caso in cui si sviluppi il fenomeno della instabilità locale, come è ben noto, si verifica un meccanismo di collasso duttile a condizione che i rapporti ampiezza-spessore dei piatti che compongono la sezione della trave vengano opportunamente limitati, come accade nelle sezioni di prima classe. In particolare, i collegamenti che rispettano i requisiti corrispondenti al caso a) e al caso d) di Fig. 2, ossia i collegamenti trave-colonna a completo ripristino di resistenza che abbiano una sovrarresistenza, rispetto alla trave collegata, tale da assicurare anche il completo ripristino della duttilità della trave, presentano come principale componente dissipativa proprio l'estremità della trave a flessione che sviluppa una cerniera plastica in grado di esibire l'intera capacità di rotazione plastica che la membratura collegata possiede fino al completo sviluppo della instabilità locale della flangia compressa.

La versione attuale delle presenti linee guida risulta finalizzata, con riferimento ai collegamenti trave-colonna di tipo flangiato, proprio alla progettazione di collegamenti che rientrino in tale categoria di comportamento duttile.

Tabella 1: Individuazione delle componenti dissipative e non dissipative

COMPONENTE		DISSIPATIVA	NON DISSIPATIVA
1	Pannello d'anima della colonna a taglio		
	➤ in assenza di instabilità locale	X	
	➤ in presenza di instabilità locale		X
2	Anima della colonna in compressione		
	➤ in assenza di instabilità locale	X	
	➤ in presenza di instabilità locale		X
3	Anima della colonna a trazione	X	
4	Flangia della colonna in flessione		
	➤ collegamenti saldati		X
	➤ collegamenti bullonati	X	
5	Flangia di estremità in flessione	X	
6	Angolare di flangia in flessione		
	➤ in assenza di instabilità locale	X	
	➤ in presenza di instabilità locale		X
7	Estremità della trave a flessione	X	
8	Piatto in trazione	X	
9	Piatto in compressione		
	➤ in assenza di instabilità locale	X	
	➤ in presenza di instabilità locale		X
10	Bulloni soggetti a trazione		X
11	Bulloni soggetti a taglio		X
12	Rifollamento dei piatti	X	
13	Saldature		X

2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La progettazione sismica delle strutture risulta finalizzata al conseguimento di meccanismi di collasso duttili, ossia meccanismi in grado di provvedere alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso. A tale scopo, è universalmente riconosciuta la necessità di applicare degli opportuni criteri di gerarchia delle resistenze che, garantendo una adeguata sovrarresistenza dei meccanismi di collasso indesiderati, sono finalizzati a promuovere la plasticizzazione delle componenti duttili.

I criteri di gerarchia delle resistenze costituiscono una applicazione dei due principi fondamentali del "capacity design". In particolare, il primo principio afferma che le zone o meccanismi resistenti dissipativi devono essere progettati in funzione delle caratteristiche della sollecitazione interna che derivano dalla analisi strutturale, ossia dalle combinazioni di carico di progetto. Invece, il secondo principio del "capacity design" afferma che le zone o i meccanismi resistenti non dissipativi devono essere progettati per restare in campo elastico e, pertanto, devono essere dimensionati sulla base delle massime caratteristiche della sollecitazione interna che le zone dissipative, plasticizzate ed incrudite fino al limite della loro resistenza ultima, sono in grado di trasmettere. In altri termini, le zone non dissipative devono essere progettate in funzione della "capacity" delle zone dissipative.

Sebbene l'applicazione dei principi fondamentali del "capacity design" risulta attualmente codificata prevalentemente a livello di sistema strutturale globale, risulta evidente che essi possono essere razionalmente utilizzati anche a livello locale. In particolare, opportunamente implementati, i principi fondamentali del "capacity design" possono essere impiegati ai fini di una progettazione dei collegamenti trave-colonna finalizzata ad assicurare un comportamento duttile e, conseguentemente, una adeguata capacità di rotazione plastica.

In tale contesto, dal punto di vista sismico, il metodo delle componenti si presenta come un potente strumento di progettazione in quanto esso può essere utilizzato al fine di governare la collocazione della componente nodale più debole che, evidentemente, deve essere scelta tra le componenti nodali dissipative. Tutte le altre componenti, in particolare quelle che esibiscono un meccanismo di collasso fragile, dovranno essere progettate in funzione delle massime sollecitazioni che la componente dissipativa, plasticizzata ed incrudita, nonché tenuto conto degli effetti della aleatorietà delle proprietà meccaniche dei materiali, è in grado di trasmettere.

3. TIPOLOGIA NODALE TRATTATA

I collegamenti flangiati trave-colonna sono realizzati tramite una piastra che viene saldata alla estremità della trave collegata (detta piastra o flangia di estremità, "end-plate" nella letteratura internazionale) e bullonata alla flangia della colonna. Nel caso di collegamenti finalizzati al completo ripristino della resistenza, la piastra di estremità risulta "estesa" nel senso che la sua massima dimensione risulta maggiore dell'altezza della sezione della trave collegata ("extended end-plate" nella letteratura internazionale). Inoltre, poiché nel caso di strutture sismo-resistenti il collegamento deve sopportare momenti flettenti sia positivi che negativi, il piatto di estremità si estende sia superiormente che inferiormente rispetto alla altezza della sezione della trave.

Il dettaglio costruttivo della piastra di estremità risulta caratterizzato dal numero di bulloni in zona tesa e dalla eventuale presenza di costolature di irrigidimento. La presente monografia tratta il caso di collegamenti flangiati trave-colonna con 4 bulloni in zona tesa e piastra di estremità non irrigidita.

La resistenza flessionale ultima di questo tipo di collegamenti risulta governata da numerose componenti, in particolare: la resistenza flessionale della trave collegata, la resistenza delle saldature del piatto di estremità, la resistenza flessionale del piatto di estremità, la resistenza a taglio del pannello d'anima della colonna, la resistenza a trazione e taglio dei bulloni, la resistenza dell'anima della colonna a trazione/compressione e la resistenza flessionale delle flange della colonna.

La presente monografia, come già evidenziato, risulta finalizzata alla progettazione di collegamenti *a completo ripristino sia di resistenza che di duttilità*, ossia collegamenti in grado di sviluppare una adeguata sovreresistenza rispetto alla trave collegata, tale da garantire il completo sviluppo della instabilità locale della estremità della trave e, conseguentemente, della capacità di rotazione plastica della membratura.

4. PROCEDURA DI PROGETTAZIONE

La progettazione dei collegamenti trave-colonna richiede preliminarmente che siano noti i carichi di progetto, la geometria della struttura, la sezione della trave e la sezione della colonna. Pertanto, la progettazione risulta finalizzata alla definizione del diametro dei bulloni, delle sezioni di gola delle saldature, dello spessore della piastra di estremità, dei piatti di continuità e degli eventuali piatti d'anima supplementari per il rinforzo dell'anima della colonna.

La geometria del collegamento è riportata in Fig. 3. La procedura di progettazione si articola in 8 passi, di seguito riportati.

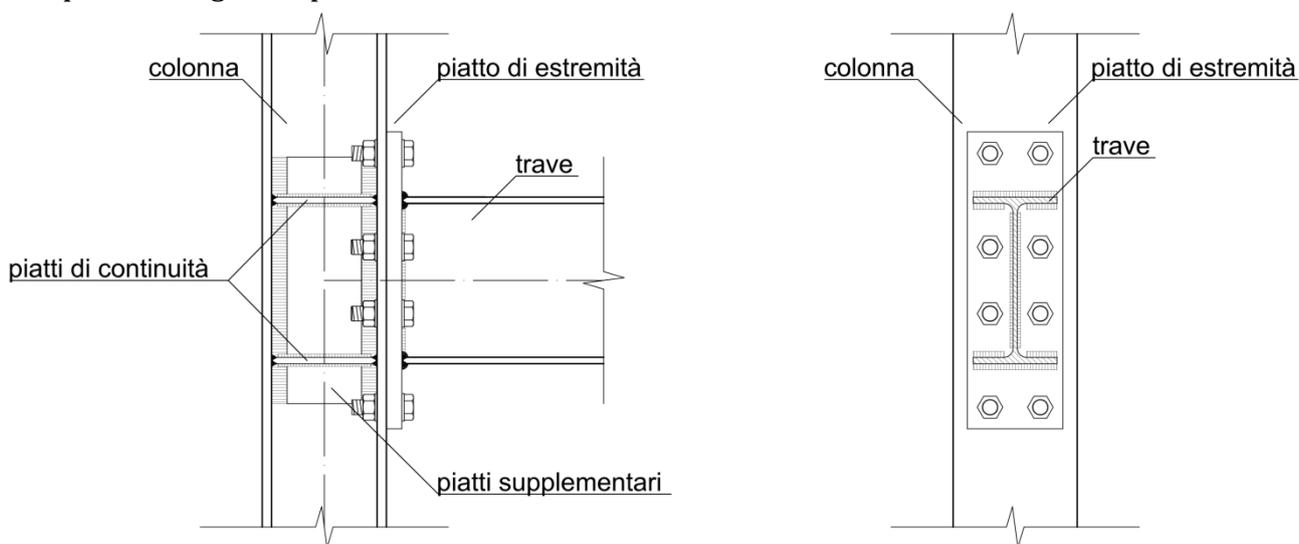


Figura 3: Collegamento flangiato trave-colonna con piatto di estremità non irrigidito e 4 bulloni in zona tesa

4.1 Determinazione delle sollecitazioni di progetto

La determinazione delle sollecitazioni di progetto viene effettuata sulla base del secondo principio del "capacity design". Pertanto, risulta necessario valutare le massime caratteristiche della sollecitazione che le zone dissipative, ossia le cerniere plastiche che si formano nella trave, sono in grado di trasmettere ai collegamenti. Lo schema strutturale di riferimento è illustrato in Fig. 4. In particolare, risulta necessario determinare le sollecitazioni massime che le zone dissipative trasmettono ai collegamenti tenendo conto delle peculiarità

dello stato di sollecitazione che differenziano il comportamento dei nodi esterni da quello dei nodi interni. In Fig. 4 vengono indicati con i pedici 1 e 2 i dati di progetto riguardanti le due travi e sono rappresentate le cerniere plastiche a distanza s_h dalla flangia della colonna.

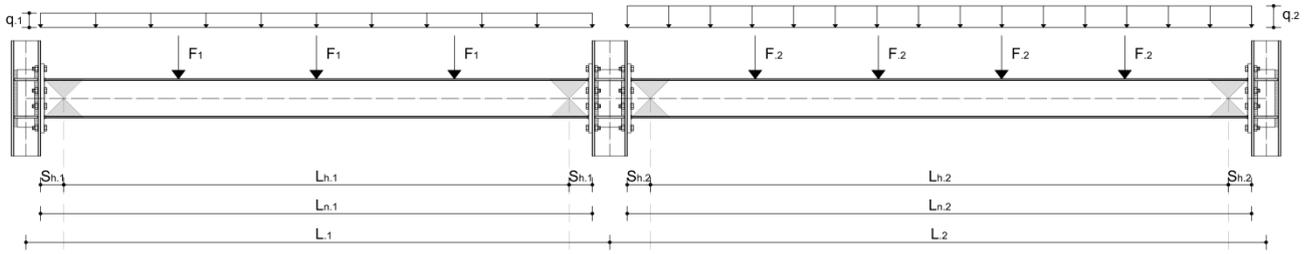


Figura 4: Schema strutturale di riferimento

I carichi gravitazionali agenti sulla trave sono i carichi verticali presenti nella combinazione di carico sismica, ossia i carichi corrispondenti alla combinazione $G_k + \psi_2 Q_k$ (essendo G_k il valore caratteristico dei carichi permanenti, Q_k il valore caratteristico dei carichi accidentali e ψ_2 il coefficiente di combinazione dipendente dalla destinazione d'uso della costruzione). Tali carichi corrispondono, in generale, ad un carico uniformemente distribuito q e ad un certo numero di forze concentrate F trasmesse dalle travi secondarie che costituiscono l'impalcato. Nel caso dei collegamenti flangiati trave-colonna, tenuto conto della lunghezza della cerniera plastica, le distanze tra l'asse della cerniera plastica e la flangia della colonna si assumono pari a:

$$s_{h.1} = \frac{d_{b.1}}{2} \quad s_{h.2} = \frac{d_{b.2}}{2} \quad (5)$$

dove d_{b1} e d_{b2} rappresentano l'altezza (d_b) della sezione delle travi (1 e 2) collegate (Fig. 5). Si definiscono, inoltre:

- L_n luce netta (L_{n1} e L_{n2} per le due travi);
- L_h distanza tra le due cerniere plastiche ($L_h = L_n - 2s_h$, L_{h1} e L_{h2} per le due travi).

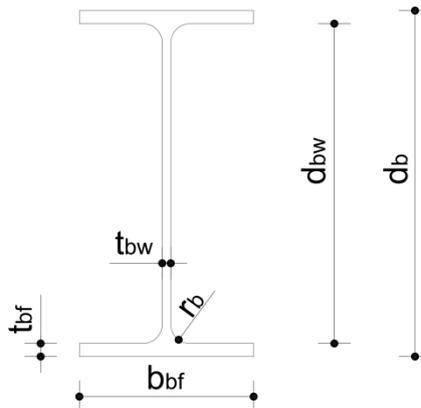


Figura 5: Geometria della trave collegata

Il momento ultimo che la trave plasticizzata ed incrudita è in grado di trasmettere, tenuto conto anche degli effetti della aleatorietà delle proprietà meccaniche dei materiali, è dato da:

$$M_{b.u} = \gamma_{ov.rm} \cdot \gamma_{ov.sh} \cdot \gamma_{M0} \cdot M_{b.p} \quad (6)$$

dove:

$$M_{b.p} = \frac{Z_b \cdot f_{y.b}}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

è il momento plastico nominale della trave collegata, essendo Z_b il modulo plastico della sezione della trave, $f_{y,b}$ la tensione di snervamento, e γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Gli effetti della aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale vengono tenuti in conto facendo riferimento al valore medio della tensione di snervamento e, pertanto, per mezzo di un coefficiente di sovreresistenza $\gamma_{ov.rm}$ dato da:

$$\gamma_{ov.rm} = \frac{f_{ym.bf}}{f_{y,b}} = \frac{f_0 - \beta t_{bf}}{f_{y,b}} \quad (8)$$

ossia dal rapporto tra la tensione di snervamento media delle flange della trave $f_{ym.bf}$ e la tensione di snervamento nominale $f_{y,b}$.

La (8) tiene conto dell'influenza dello spessore delle flange t_{bf} sulla tensione di snervamento media. I parametri f_0 e β dipendono dal tipo di acciaio e sono dati in Tabella 2 per gli usuali acciai da carpenteria.

Tabella 2: Proprietà meccaniche dei materiali

ACCIAIO	f_0 [MPa]	β [MPa/mm]	$\frac{E}{E_h}$	$\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y}$
S 235	313.4	2.254	37.5	12.3
S 275	323.3	0.910	42.8	11.0
S 355	444.2	2.987	48.2	9.8

Il coefficiente $\gamma_{ov.sh}$ tiene conto della sovreresistenza dovuta all'incrudimento che la sezione della trave è in grado di sviluppare fino al completo sviluppo della instabilità locale. Pertanto, esso dipende dai rapporti ampiezza-spessore dei piatti che compongono la sezione della trave e può essere determinato attraverso la seguente relazione:

$$\gamma_{ov.sh} = \frac{1}{0.5463 + 1.6325 \bar{\lambda}_f^2 + 0.0621 \bar{\lambda}_w^2 - 0.6021 \frac{b_{bf}}{L_e} + 0.0015 \frac{E}{E_h} + 0.0078 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y}} \leq \frac{f_u}{f_y} \quad (9)$$

dove:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{bf}}{2 t_{bf}} \sqrt{\frac{f_{ym.bf}}{E}} \quad (10)$$

è la snellezza locale della flangia:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d_{bw}}{2 t_{bw}} \sqrt{\frac{f_{ym.w}}{E}} \quad (11)$$

è la snellezza locale dell'anima, calcolata assumendo che la parte compressa dell'anima sia pari alla metà della stessa, ed L_e è la lunghezza a taglio, ossia la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la sezione critica dove si forma la cerniera plastica, da assumersi pari a:

$$L_e = \frac{L_h}{2} \quad (12)$$

Inoltre, E_h è il modulo incrudente e ε_h la deformazione corrispondente all'inizio dell'incrudimento. Essi sono forniti in Tabella 2, in forma adimensionale, per gli usuali acciai da carpenteria.

Le massime caratteristiche della sollecitazione interna che le travi sono in grado di trasmettere ai collegamenti vengono determinate mediante l'applicazione del secondo principio del "capacity design", ossia a partire dalla conoscenza dei massimi momenti flettenti

che le cerniere plastiche sono in grado di sviluppare. Pertanto, noti i momenti ultimi delle cerniere plastiche delle travi $M_{bu.1}$ e $M_{bu.2}$, si determinano i tagli in condizioni ultime che si verificano in corrispondenza delle cerniere plastiche.

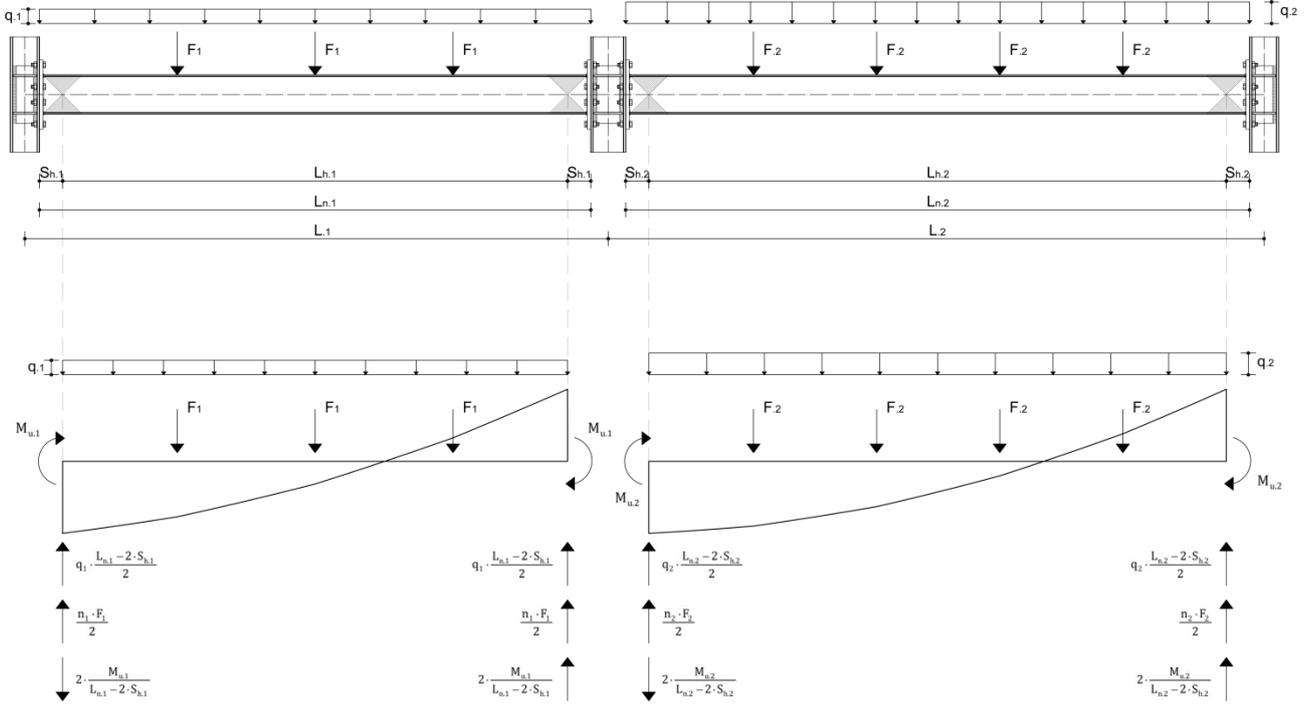


Figura 6: Applicazione del secondo principio del "capacity design" per sisma da sinistra verso destra

Pertanto, indicando con i il primo estremo e con j il secondo estremo di ciascuna trave, i tagli nelle cerniere plastiche in condizioni ultime per sisma da sinistra verso destra risultano (Fig. 6):

$$\begin{aligned} V_{bu.i}^{(1)} &= \frac{q_1 L_{h1}}{2} + \frac{n_{F1} F_1}{2} - \frac{2 M_{bu.1}}{L_{h1}} & V_{bu.j}^{(1)} &= \frac{q_1 L_{h1}}{2} + \frac{n_{F1} F_1}{2} + \frac{2 M_{bu.1}}{L_{h1}} \\ V_{bu.i}^{(2)} &= \frac{q_2 L_{h2}}{2} + \frac{n_{F2} F_2}{2} - \frac{2 M_{bu.2}}{L_{h2}} & V_{bu.j}^{(2)} &= \frac{q_2 L_{h2}}{2} + \frac{n_{F2} F_2}{2} + \frac{2 M_{bu.2}}{L_{h2}} \end{aligned} \quad (13)$$

Note le sollecitazioni ultime in corrispondenza degli assi delle cerniere plastiche, si determinano le sollecitazioni ultime di momento M_{cf} e taglio V_{cf} con le quali risulta necessario progettare i collegamenti.

Per il nodo esterno all'estremo i della trave 1 risulta (momento massimo positivo):

$$M_{cf.i}^{(1)} = M_{bu.1} - V_{bu.i}^{(1)} \cdot s_{h1} - \frac{q_1 s_{h1}^2}{2} \quad V_{cf.i}^{(1)} = V_{bu.i}^{(1)} + q_1 s_{h1} \quad (14)$$

Per il nodo interno e con riferimento all'estremo j della trave 1 risulta (momento massimo negativo):

$$M_{cf.j}^{(1)} = M_{bu.1} + V_{bu.i}^{(1)} \cdot s_{h1} + \frac{q_1 s_{h1}^2}{2} \quad V_{cf.j}^{(1)} = V_{bu.j}^{(1)} + q_1 s_{h1} \quad (15)$$

Per il nodo interno e con riferimento all'estremo i della trave 2 risulta (momento massimo positivo):

$$M_{cf.i}^{(2)} = M_{bu.2} - V_{bu.i}^{(2)} \cdot s_{h2} - \frac{q_2 s_{h2}^2}{2} \quad V_{cf.i}^{(2)} = V_{bu.i}^{(2)} + q_2 s_{h2} \quad (16)$$

Per il nodo esterno all'estremo j della trave 2 risulta (momento massimo negativo):

$$M_{cf.j}^{(2)} = M_{bu.2} + V_{bu.i}^{(2)} \cdot s_{h2} + \frac{q_2 s_{h2}^2}{2} \quad V_{cf.j}^{(2)} = V_{bu.j}^{(2)} + q_2 s_{h2} \quad (17)$$

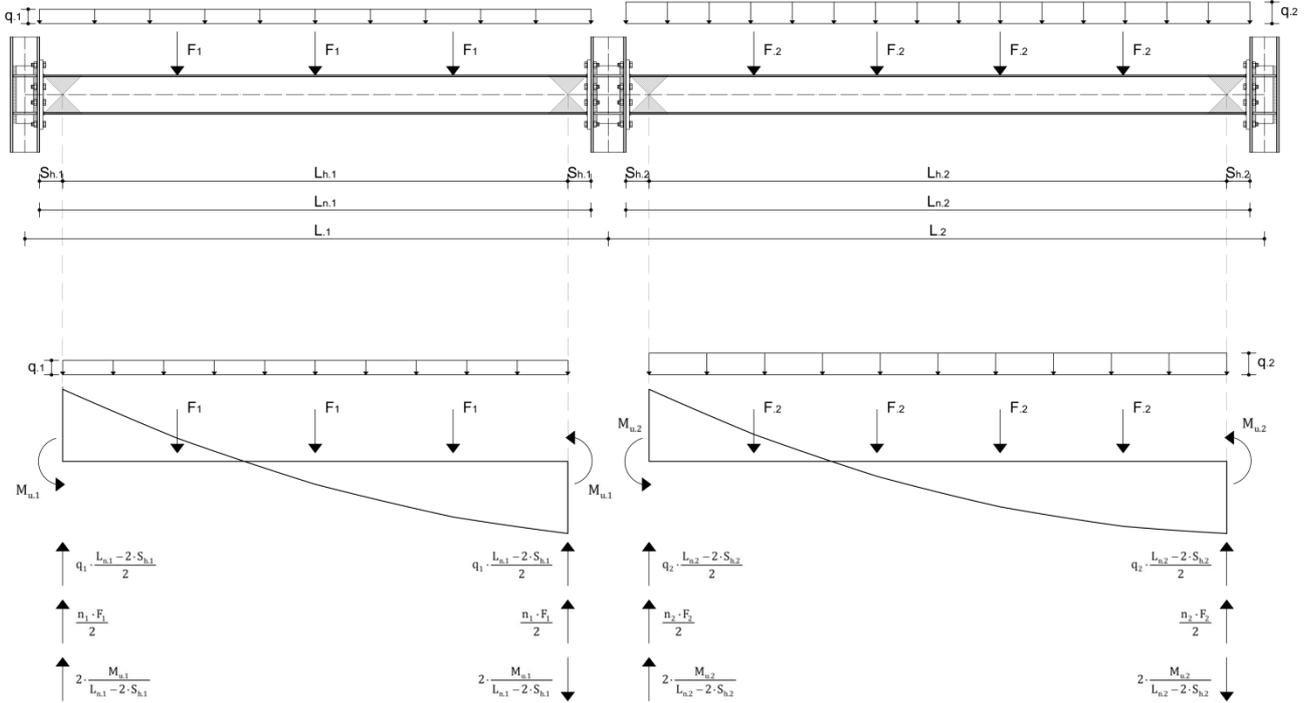


Figura 7: Applicazione del secondo principio del "capacity design" per sisma da destra verso sinistra

Analogamente, per sisma da destra verso sinistra, i tagli nelle cerniere plastiche in condizioni ultime risultano (Fig. 7):

$$\begin{aligned} V_{bu.i}^{(1)} &= \frac{q_1 L_{h1}}{2} + \frac{n_{F1} F_1}{2} + \frac{2 M_{bu.1}}{L_{h1}} & V_{bu.j}^{(1)} &= \frac{q_1 L_{h1}}{2} + \frac{n_{F1} F_1}{2} - \frac{2 M_{bu.1}}{L_{h1}} \\ V_{bu.i}^{(2)} &= \frac{q_2 L_{h2}}{2} + \frac{n_{F2} F_2}{2} + \frac{2 M_{bu.2}}{L_{h2}} & V_{bu.j}^{(2)} &= \frac{q_2 L_{h2}}{2} + \frac{n_{F2} F_2}{2} - \frac{2 M_{bu.2}}{L_{h2}} \end{aligned} \quad (18)$$

Per il nodo esterno all'estremo i della trave 1 risulta (momento massimo negativo):

$$M_{cf.i}^{(1)} = M_{bu.1} + V_{bu.i}^{(1)} \cdot s_{h1} + \frac{q_1 s_{h1}^2}{2} \quad V_{cf.i}^{(1)} = V_{bu.i}^{(1)} + q_1 s_{h1} \quad (19)$$

Per il nodo interno e con riferimento all'estremo j della trave 1 risulta (momento massimo positivo):

$$M_{cf.j}^{(1)} = M_{bu.1} - V_{bu.i}^{(1)} \cdot s_{h1} - \frac{q_1 s_{h1}^2}{2} \quad V_{cf.j}^{(1)} = V_{bu.j}^{(1)} + q_1 s_{h1} \quad (20)$$

Per il nodo interno e con riferimento all'estremo i della trave 2 risulta (momento negativo):

$$M_{cf.i}^{(2)} = M_{bu.2} + V_{bu.i}^{(2)} \cdot s_{h2} + \frac{q_2 s_{h2}^2}{2} \quad V_{cf.i}^{(2)} = V_{bu.i}^{(2)} + q_2 s_{h2} \quad (21)$$

Per il nodo esterno all'estremo j della trave 2 risulta (momento massimo positivo):

$$M_{cf.j}^{(2)} = M_{bu.2} - V_{bu.i}^{(2)} \cdot s_{h2} - \frac{q_2 s_{h2}^2}{2} \quad V_{cf.j}^{(2)} = V_{bu.j}^{(2)} + q_2 s_{h2} \quad (22)$$

Le caratteristiche della sollecitazione da considerare ai fini del progetto dei collegamenti sono, pertanto, riferite alla sezione di attacco alla flangia della colonna. In particolare, i

collegamenti dovranno essere progettati sulla base delle seguenti sollecitazioni di flessione M_{cf} e taglio V_{cf} :

- Collegamento esterno all'estremo i della trave 1: valori massimi tra quelli forniti dalla Eq. (14) e dalla Eq. (19);
- Collegamento interno all'estremo j della trave 1: valori massimi tra quelli forniti dalla Eq. (15) e dalla Eq. (20);
- Collegamento esterno all'estremo i della trave 2: valori massimi tra quelli forniti dalla Eq. (16) e dalla Eq. (21);
- Collegamento interno all'estremo j della trave 2: valori massimi tra quelli forniti dalla Eq. (17) e dalla Eq. (22).

Si osservi che le travi secondarie non possono in nessun caso essere disposte in maniera tale da interferire con il completo sviluppo della cerniera plastica. Pertanto, al fine di escludere una tale interferenza, tenuto conto dell'ingombro delle eventuali travi secondarie, l'asse della prima trave secondaria dovrà essere disposta ad una distanza dalla flangia della colonna da assumere cautelativamente non inferiore a $2d_b$.

Per quanto riguarda il pannello d'anima della colonna, sollecitato a taglio, gli eventuali elementi di rinforzo dello stesso dovranno essere progettati in funzione della sollecitazione di taglio che si verifica quando le travi risultano in condizioni ultime. Tale sollecitazione risulta data da:

- Pannello nodale esterno all'estremo i della trave 1:

$$V_{wp.Ed} = \frac{M_{cf,i}^{(1)}}{d_{b1} - t_{bf,1}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (23)$$

dove $M_{cf,i}^{(1)}$ assume il valore massimo tra quelli forniti dalla Eq. (14) e dalla Eq. (19) e V_{c1} e V_{c2} sono i valori del taglio nelle due colonne che convergono nel nodo.

- Pannello nodale del nodo interno:

$$V_{wp.Ed} = \frac{M_{cf,j}^{(1)}}{d_{b1} - t_{bf,1}} + \frac{M_{cf,i}^{(2)}}{d_{b2} - t_{bf,2}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (24)$$

considerando il valore massimo risultante dalle due possibili direzioni dell'azione sismica.

- Pannello nodale esterno all'estremo j della trave 2:

$$V_{wp.Ed} = \frac{M_{cf,j}^{(2)}}{d_{b2} - t_{bf,2}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (25)$$

dove $M_{cf,j}^{(2)}$ assume il valore massimo tra quelli forniti dalla Eq. (17) e dalla Eq. (22).

Il collegamento risulta caratterizzato da due "T-stub" a quattro bulloni, uno in corrispondenza della flangia tesa e l'altro in corrispondenza della flangia compressa.

Il progetto del dettaglio costruttivo del "T-stub" deve garantire la trasmissione di uno sforzo di trazione, uguale a quello di compressione, pari a (Fig. 8):

$$T_u = C_u = \frac{M_{cf}}{d_b - t_{bf}} \quad (26)$$

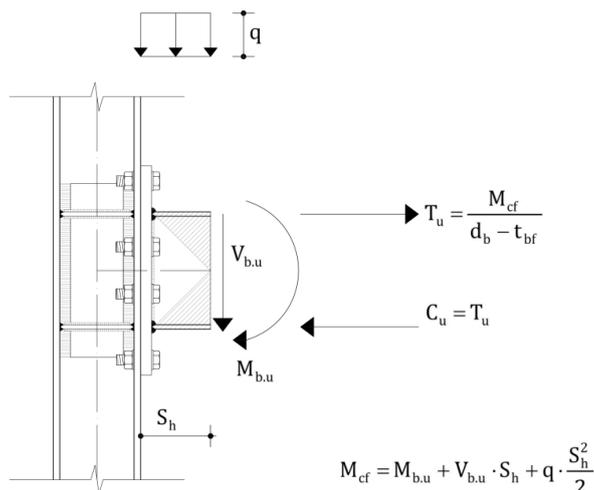


Figura 8: Determinazione delle azioni per il progetto del collegamento

4.2 Progetto della bullonatura

I bulloni risultano sollecitati a taglio e trazione per effetto dello sforzo di taglio V_{cf} , che impegna l'intero collegamento, e dello sforzo T_u che sollecita il "T-stub" in trazione.

- **Resistenza a trazione del singolo bullone** (NTC2008, § 4.2.8.1.1):

La resistenza di progetto a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ risulta pari a :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad (27)$$

dove:

f_{tb} è la tensione di rottura dei bulloni (NTC2008, Tab.11.3.XII.b), A_{res} è l'area resistente del singolo bullone e $\gamma_{M2} = 1.25$ (NTC2008, Tab.4.2.XII) è il coefficiente parziale di sicurezza.

Nota 1: Resistenza di progetto a trazione dei bulloni secondo EN 1993-1-8

L'Eurocodice 3, al paragrafo 3.6, pone la resistenza a trazione del singolo bullone pari a:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$k_2 = 0.63$ per bulloni a testa svasata (EN 1993-1-8, Tab.3.4)

$k_2 = 0.9$ negli altri casi (EN 1993-1-8, Tab.3.4)

f_{ub} = resistenza ultima dei bulloni (EN 1993-1-8, Tab.3.1)

A_s = area resistente

$\gamma_{M2} = 1.25$ (EN 1993-1-8, Tab.2.1)

- **Resistenza a taglio del singolo bullone** (NTC2008, § 4.2.8.1.1):

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$ risulta pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad (28)$$

dove:

$\alpha_v = 0.6$ nel caso di bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8 (NTC2008, § 4.2.8.1.1)

$\alpha_v = 0.5$ nel caso di bulloni di classe 6.8 e 10.9 (NTC2008, § 4.2.8.1.1)

La (28) si applica nel caso di bulloni in cui la lunghezza della parte non filettata del gambo è tale da impegnare a taglio la filettatura, invece, quando il piano di taglio non interessa la parte filettata del bullone la resistenza di progetto risulta pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6f_{tb} A}{\gamma_{M2}} \quad (29)$$

per tutte le classi di resistenza, essendo A l'area lorda del bullone.

- **Verifica a taglio e trazione** (NTC2008, § 4.2.8.1.1)

Nel caso di trazione e taglio contemporaneamente agenti, come nel caso in esame, la verifica di resistenza del singolo bullone richiede che risulti soddisfatta la seguente formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (30)$$

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$, dove $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ sono, rispettivamente, le sollecitazioni di taglio e trazione agenti sul bullone. Nel caso in esame, essendo $n_b = 4$ il numero di bulloni in zona tesa, risulta:

$$F_{t,Ed} = \frac{T_u}{n_b} \quad (31)$$

e:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{cf}}{2 n_b} \quad (32)$$

Dalla (30), tenendo conto della (27) e della (28), si ottiene l'area resistente richiesta ai bulloni:

$$A_{res} \geq \frac{\gamma_{M2}}{f_{tb}} \left(\frac{F_{v,Ed}}{\alpha_v} + \frac{F_{t,Ed}}{1.26} \right) \quad (33)$$

valida nel caso di filettatura impegnata a taglio.

Analogamente, nel caso di filettatura non impegnata a taglio, combinando la (30) con la (27) e la (29) e tenendo conto che nel caso di filettatura metrica a passo grosso mediamente risulta $A_{res} \cong 0.775 A$ si desume che la (33) risulta ancora applicabile con $\alpha_v = 0.6/0.775 \cong 0.774$.

In ogni caso, l'area resistente dei bulloni non deve risultare inferiore a quella necessaria per trazione semplice, ossia:

$$A_{res} \geq \frac{\gamma_{M2} F_{t,Ed}}{0.9 f_{tb}} \quad (34)$$

Considerando il valore massimo dell'area resistente fornito dalle (33) e (34) si determina il minimo diametro da assegnare ai bulloni.

Nota 2: Sollecitazione di progetto a trazione dei bulloni secondo EN 1993-1-8

L'Eurocodice 3, al paragrafo 6.2.7.1(8), nel caso in cui si impieghi il metodo semplificato per la progettazione della piastra di estremità, ossia nel caso in cui l'intera zona tesa del collegamento flangiato (gruppo di 4 bulloni) venga modellata mediante un *T-stub* equivalente, richiede che la resistenza a trazione dell'intero gruppo di bulloni venga assunta non superiore a $3.80 F_{t,Rd}$.

Si ritiene che tale limitazione non sia appropriata.

Tuttavia, risulta anche necessario verificare che le dimensioni dei bulloni siano geometricamente compatibili. A tal riguardo occorre, in particolare, verificare che il minimo passo tra i bulloni e la minima distanza dai bordi consentite dalla normativa siano compatibili con la larghezza delle flange della colonna b_{cf} . Pertanto, detta $e = 1.2 d_o$ la minima distanza consentita dai bordi e $p = 2.4 d_o$ il passo minimo consentito dalla normativa in funzione del

diametro d_0 del foro, è possibile determinare un valore massimo del diametro del foro e, conseguentemente, dei bulloni:

$$2 \cdot e + p = 4.8 d_0 \leq b_{cf} \quad (35)$$

da cui:

$$d_{0,max} = \frac{b_{cf}}{4.8} \quad (36)$$

Inoltre, tenendo conto dello spessore dell'anima della colonna t_{cw} , dei raccordi ala-anima della colonna r_c e della dimensione delle rondelle, il cui diametro massimo si può assumere pari a $d_w \cong 1.8d_0$, risulta $p_{min} = t_{cw} + 2r_c + 1.8d_0$ cosicché la (35) fornisce:

$$2.4d_0 + t_{cw} + 2r_c + 1.8d_0 \leq b_{cf} \quad (37)$$

da cui si ottiene una ulteriore limitazione di carattere geometrico:

$$d_{0,max} = \frac{b_{cf} - t_{cw} - 2r_c}{4.2} \quad (38)$$

Pertanto, il diametro dei fori non potrà eccedere il minimo tra i valori forniti dalla (36) e dalla (38). La corrispondente limitazione al diametro dei bulloni si ottiene tenendo conto che il diametro del foro può eccedere il diametro del bullone al massimo di 1.0 mm per bulloni fino a 20 mm di diametro e al massimo di 1.5 mm per i diametri maggiori.

4.3 Progetto delle saldature del piatto di estremità

Le saldature delle flange della trave al piatto di estremità devono essere progettate al fine di trasmettere uno sforzo di trazione pari a T_u mentre le saldature dell'anima della trave al piatto di estremità devono essere progettate per trasmettere l'azione di taglio V_{cf} e l'aliquota di momento flettente $M_{w,u}$ trasmessa dall'anima in condizioni ultime:

$$M_{w,u} = \gamma_{ov.rm} \cdot \gamma_{ov.sh} \cdot \gamma_{M0} \cdot M_{w,p} \quad (39)$$

dove:

$$M_{w,p} = \frac{t_{bw} d_{bw}^2}{4} \cdot \frac{f_{y,b}}{\gamma_{M0}} \quad (40)$$

- **Progetto delle saldature delle flange** (NTC2008, § 4.2.8.2.4)

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (41)$$

dove σ_{\perp} , τ_{\perp} e τ_{\parallel} sono, rispettivamente, la tensione normale, la tensione tangenziale ortogonale al cordone di saldatura e la tensione tangenziale parallela al cordone di saldatura agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva; inoltre, f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole tra i due materiali collegati e β_w è un coefficiente pari a 0.80, 0.85 e 0.90 per acciaio S235, S275 ed S355, rispettivamente, e pari a 1.0 per acciaio S420 ed S460.

Nel caso in esame, trascurando a vantaggio di statica la maggiore lunghezza del cordone di saldatura esterno rispetto a quello interno, per la presenza dell'anima e dei raccordi ala-anima r_b della trave, la lunghezza dei cordoni di saldatura esterni ed interni si può assumere pari a:

$$l_f = b_{bf} - 2 \cdot r_b - t_{bw} \quad (42)$$

Pertanto, risulta:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{T_u}{2\sqrt{2} a_f l_f} \quad (43)$$

essendo a_f la sezione di gola delle saldature.

Dalla (41) si ottiene:

$$a_f \geq \frac{T_u \beta_w \gamma_{M2}}{l_f \sqrt{2} f_{tk}} \quad (44)$$

Nota 3: Procedimenti alternativi per il progetto della saldatura delle ali della trave al piatto di estremità

Il paragrafo 4.2.8.2.4 delle NTC2008 consente un procedimento alternativo semplificato che consiste nel verificare che la sollecitazione di calcolo per unità di lunghezza del cordone di saldatura $F_{w.Ed}$ non ecceda il corrispondente valore della resistenza di progetto assunta pari a:

$$F_{w.Rd} = \frac{a f_{tk}}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}}$$

dove a è la sezione di gola.

Nel caso in esame, tale relazione fornisce:

$$a_f \geq \frac{T_u \beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}}{2 l_f f_{tk}}$$

Inoltre, sempre al paragrafo 4.2.8.2.4 delle NTC2008, viene consentita anche la verifica considerando la sezione di gola in posizione ribaltata. In tal caso, indicando con n_{\perp} la tensione normale e con t_{\perp} e t_{\parallel} la tensione tangenziale, rispettivamente, perpendicolare e parallela all'asse del cordone, la verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni:

$$\begin{aligned} [n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2]^{0.5} &\leq \beta_1 f_{yk} \\ |n_{\perp}| + |t_{\perp}| &\leq \beta_2 \cdot f_{yk} \end{aligned}$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 sono dati in funzione del grado di acciaio nel prospetto seguente.

coefficiente	S235	S275-S355	S420-S460
β_1	0.85	0.70	0.62
β_2	1.00	0.85	0.75

Nel caso in esame risulta:

$$n_{\perp} = \frac{T_u}{2 a_f l_f}$$

da cui:

$$a_f \geq \frac{T_u}{2 l_f \beta_1 f_{yk}}$$

Infine, è utile evidenziare che l'Eurocodice 3, EN 1993-1-8, al paragrafo 4.5.3.2, ai fini della verifica di resistenza dei cordoni di saldatura richiede che siano soddisfatte entrambe le seguenti relazioni con riferimento alle tensioni valutate sulla sezione di gola nella sua effettiva posizione:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad e \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

- **Progetto delle saldature d'anima** (NTC2008, § 4.2.8.2.4)

I cordoni di saldatura tra l'anima della trave e il piatto di estremità hanno una lunghezza pari a:

$$l_w = d_{bw} - 2 r_b \quad (45)$$

La sezione di gola a_w deve essere progettata in maniera tale da trasmettere uno sforzo di taglio pari a V_{cf} ed un momento pari a M_{wu} .

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, per effetto dello sforzo di taglio le tensioni tangenziali parallele ai cordoni di saldatura sono date da:

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{cf}}{2 a_w l_w} \quad (46)$$

Per effetto del momento flettente, considerando una distribuzione plastica delle tensioni sui cordoni di saldatura, risulta:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{2 M_{wu}}{a_w l_w^2} \quad (47)$$

Applicando il criterio di resistenza dato dalla (41) si ottiene:

$$a_w \geq \frac{\beta_w \gamma_{M2}}{f_{tk}} \frac{1}{l_w} \sqrt{\frac{8 M_{w.u}^2}{l_w^2} + \frac{3}{4} V_{cf}^2} \quad (48)$$

Nota 4: Procedimenti alternativi per il progetto della saldatura d'anima del piatto di estremità

Il paragrafo 4.2.8.2.4 delle NTC2008 consente anche la verifica considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, come già evidenziato nella Nota 2.

Nel caso in esame, per effetto del taglio, risulta:

$$t_{\parallel} = \frac{V_{cf}}{2 a_w l_w}$$

Inoltre, assumendo una distribuzione plastica delle tensioni, per effetto del momento risulta:

$$n_{\perp} = \frac{2 M_{wu}}{a_w l_w^2}$$

Pertanto, la sezione di gola dovrà soddisfare entrambe le seguenti condizioni:

$$a_w \geq \frac{1}{\beta_1 f_{yk} l_w} \sqrt{\frac{4 M_{w.u}^2}{l_w^2} + \frac{V_{cf}^2}{4}}$$

$$a_w \geq \frac{2 M_{w.u}}{\beta_2 f_{yk} l_w^2}$$

4.4 Progetto del piatto di estremità (EN1993-1-8, § 6.2.6.5)

La zona tesa del collegamento flangiato può essere modellata mediante un *T-stub* equivalente, cioè due elementi a T collegati tramite le flange per mezzo di una o più file di bulloni (Fig. 9).

Il T-stub equivalente presenta tre possibili meccanismi di collasso:

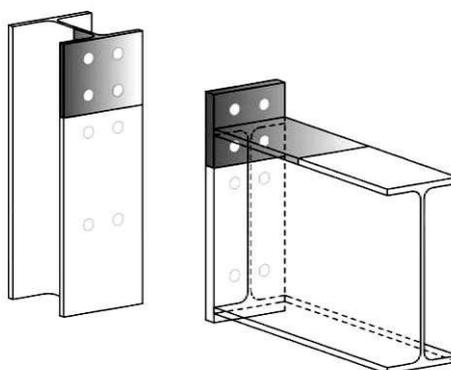


Figura 9: Modellazione della zona tesa del collegamento

- **Meccanismo Tipo-1** (meccanismo a piatto debole e bulloni forti) caratterizzato dalla rottura della flangia di estremità. In questo caso, le deformazioni flessionali sono notevoli rispetto all'allungamento dei bulloni e il meccanismo cinematico risulta caratterizzato dalla formazione di quattro cerniere plastiche, due cerniere in asse ai bulloni e due in corrispondenza dei punti di attacco dell'anima con le flange del T-stub (Fig. 10a);
- **Meccanismo Tipo-2** (meccanismo intermedio) caratterizzato dalla contemporanea rottura del piatto e dei bulloni. In questo caso le deformazioni flessionali della flangia sono comparabili con quelle assiali dei bulloni e la rottura avviene a seguito della formazione di due sole cerniere plastiche in corrispondenza dell'attacco con l'anima del T-stub (Fig. 10b);
- **Meccanismo Tipo-3** (meccanismo a piatto forte e bulloni deboli) caratterizzato dalla rottura dei bulloni. In tal caso la crisi è dovuta al raggiungimento della resistenza ultima dei bulloni senza lo sviluppo delle cerniere plastiche all'attacco flangia-anima (Fig. 10c).

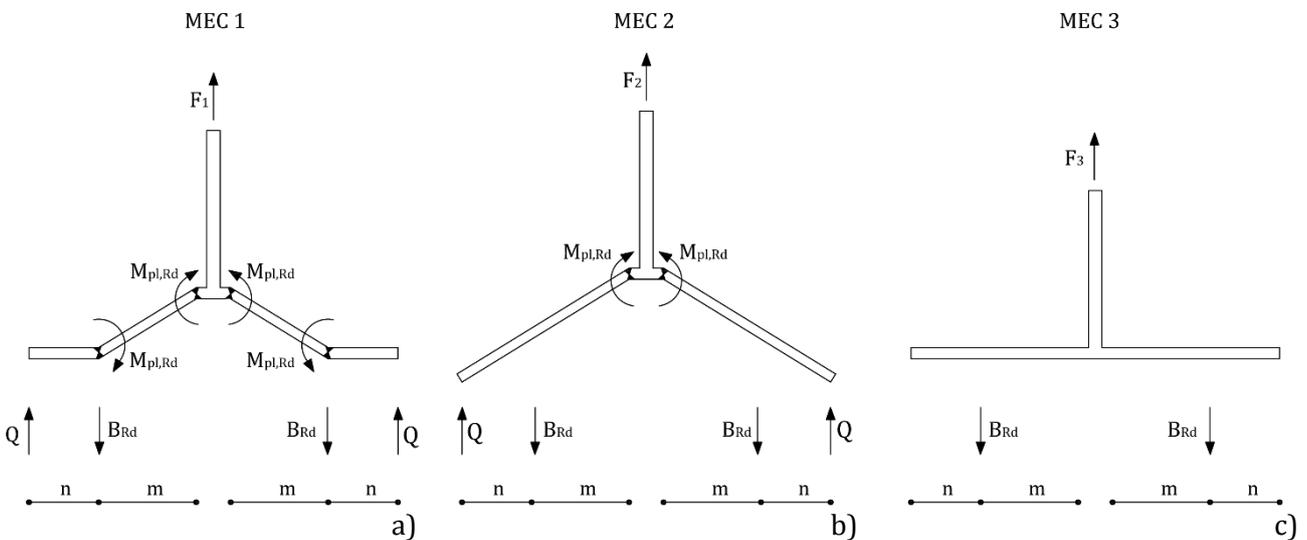


Figura 10: Meccanismi di collasso del T-stub equivalente

Nel caso in esame, il meccanismo di collasso Tipo-3 sicuramente non può verificarsi perché la bullonatura è stata già progettata in funzione delle massime sollecitazioni, sia di flessione che di taglio, che la trave è in grado di trasmettere al collegamento. Pertanto, il completo sviluppo della instabilità locale nella zona di cerniera plastica non potrà che precedere il collasso della bullonatura.

Pertanto, il progetto del piatto di estremità deve essere condotto imponendo che vengano evitati anche i meccanismi di collasso Tipo-1 e Tipo-2. In tal modo, risulta possibile determinare i parametri incogniti m e t_{ep} , ovvero la distanza dei bulloni dalla flangia della trave, e lo spessore del piatto di estremità.

Le condizioni di progetto risultano le seguenti:

$$F_{1,Rd} \geq T_u \quad F_{2,Rd} \geq T_u \quad (49)$$

dove $F_{1,Rd}$ e $F_{2,Rd}$ sono, rispettivamente, le resistenze di progetto per meccanismo di collasso Tipo-1 e per Tipo-2.

Le resistenze sono determinate come segue (EN1993-1-8, Tab. 6.2):

$$F_{1,Rd} = 2 \frac{b_{eff} t_{ep}^2 f_{y,ep}}{m \gamma_{M0}} \quad F_{2,Rd} = 2 \frac{\frac{f_{y,ep} b_{eff} t_{ep}^2}{\gamma_{M0}} + 2 F_{t,Rd} n}{m + n} \quad (50)$$

dove b_{eff} è la larghezza efficace del T-stub equivalente corrispondente alla singola fila di bulloni, t_{ep} è lo spessore del piatto di estremità, m è la distanza tra l'asse dei bulloni e la sezione di connessione anima-flangia del T-stub, n è la distanza tra l'asse dei bulloni e l'estremità della flangia dove si collocano le forze di contatto, $f_{y,ep}$ è la tensione di snervamento del piatto di estremità e $F_{t,Rd}$ è la resistenza di progetto a trazione del singolo bullone.

La larghezza efficace b_{eff} tiene conto di tutti i possibili meccanismi di collasso locale del piatto. Essi possono essere di tre tipi: meccanismo con distribuzione circolare, non circolare oppure a trave (Fig. 11).

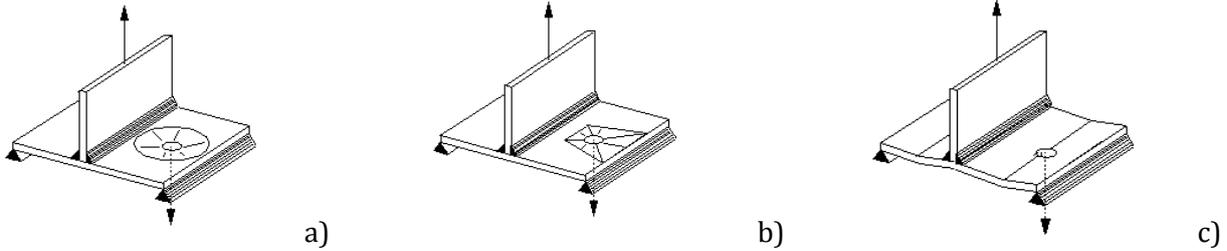


Figura 11: Meccanismi di collasso locale: a) circolare; b) non-circolare; c) a trave

In particolare, in accordo con l'Eurocodice 3 (EN1993-1-8, Tab. 6.6), la larghezza efficace del T-stub equivalente può essere determinata come il minimo tra (Fig. 12):

$$b_{eff,1} = \min \left\{ 2\pi m_{ep,v}; \pi m_{ep,v} + w_0; \pi m_{ep,v} + 2e_{ep,0}; \pi m_{ep,v} + 2e_{ep,v}; \frac{\pi}{2} m_{ep,v} + e_{ep,0} + e_{ep,v}; \frac{\pi}{2} m_{ep,v} + e_{ep,v} + \frac{w_0}{2} \right\} \quad (51)$$

per tener conto dei "circular patterns":

$$b_{eff,2} = \min \left\{ 4m_{ep,v} + 1.25e_{ep,v}; 2m_{ep,v} + 0.625e_{ep,v} + \frac{w_0}{2}; 2m_{ep,v} + 0.625e_{ep,v} + e_{ep,0} \right\} \quad (52)$$

per tener conto dei "non-circular patterns" e $0.5 b_{ep}$ per tener conto del meccanismo a trave:

$$b_{eff} = \min \{ b_{eff,1}; b_{eff,2}; 0.5 b_{ep} \} \quad (53)$$

Ovviamente, la larghezza del piatto di estremità non potrà essere inferiore alla larghezza delle flange della trave ($b_{ep} \geq b_{bf}$).

Pertanto, il calcolo della b_{eff} richiede la preventiva determinazione della larghezza del piatto di estremità b_{ep} e del parametro m . A tal riguardo, si osserva che la distanza minima orizzontale tra due bulloni deve essere compatibile con l'ingombro dell'anima della colonna t_{cw} , dei raccordi r_c flangia-anima della colonna e del diametro delle rondelle d_w , da cui risulta:

$$w_{o,min} = t_{cw} + 2r_c + d_w \cong t_{cw} + 2r_c + 1.8d_0 \quad (54)$$

Inoltre, la distanza massima orizzontale tra due bulloni deve essere compatibile con la larghezza della flangia della colonna e le distanze minime dei bulloni dal bordo, da cui risulta:

$$w_{o,max} + 2e = b_{cf} \quad w_{o,max} = b_{cf} - 2e = b_{cf} - 2.4d_0 \quad (55)$$

Fissata la distanza orizzontale w_o tra i bulloni, nel rispetto delle limitazioni geometriche (54) e (55), la larghezza della piastra di estremità e l'effettiva distanza dei bulloni dal bordo risultano date da:

$$b_{ep} = \max \{ w_o + 2.4d_0; b_{bf} \} \quad e = (b_{ep} - w_o)/2 \quad (56)$$

La (50) evidenzia che la resistenza a trazione del T-stub equivalente per meccanismo di collasso tipo 1 aumenta al diminuire del parametro $m = m_{ep,v}$.

Pertanto, ai fini progettuali risulta conveniente fissare m pari al minimo valore geometricamente compatibile con le esigenze di serraggio dei bulloni della fila interna, ossia compresa tra le flange della trave.

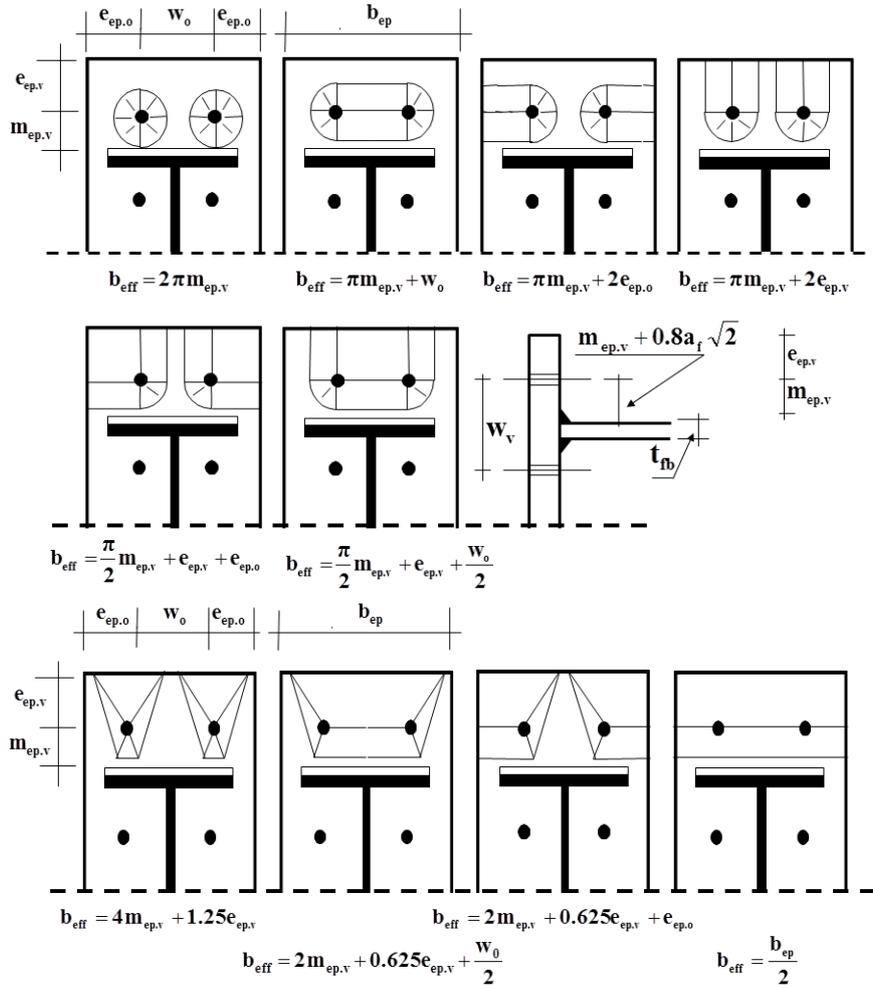


Figura 12: Determinazione della larghezza efficace della singola fila di bulloni sulla base dei possibili meccanismi di collasso

Conseguentemente, posto $m = 1.2 d_o$, dalle (51-53) risulta determinata la b_{eff} cosicché l'unico parametro da progettare risulta essere lo spessore del piatto di estremità che, pertanto, potrà essere calcolato come il valore massimo tra quelli $t_{ep.1}$ e $t_{ep.2}$ derivanti dalle (49) e (50).

In particolare, dalla prima delle (50) risulta:

$$t_{ep.1} = \sqrt{\frac{m T_u \gamma_{M0}}{2 \cdot b_{eff} \cdot f_{y,ep}}} \quad (57)$$

e dalla seconda delle (50) risulta:

$$t_{ep.2} = \sqrt{\frac{2 \gamma_{M0}}{b_{eff} f_{y,ep}} \left[\frac{T_u (m + n)}{2} - 2 F_{t,Rd} n \right]} \quad (58)$$

Nelle (57) e (58) deve intendersi $m = m_{ep,v}$ e $n = e_{ep,v}$ (Fig. 12).

4.5 Verifica del pannello d'anima della colonna (EN1998-1-3, § 6.2.6.1)

A vantaggio di statica si trascura il taglio che le colonne trasmettono al pannello nodale e si considera il solo taglio derivante dalle azioni trasmesse dalle flange della trave in condizioni ultime. Pertanto, si assume che il pannello d'anima della colonna sia sollecitato da un'azione di taglio pari a $V_{wp.Ed}$ data dalle (23-25).

Risulta necessario verificare che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{V_{wp.Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1 \quad (59)$$

dove $V_{wp,Rd}$ è la resistenza di calcolo del pannello d'anima:

$$V_{wp,Rd} = \frac{A_{vc} \cdot f_{y,cw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_{y,cw}}\right)^2} \quad (60)$$

dove A_{vc} risulta essere l'area resistente a taglio. In particolare, per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_{vc} = A - 2 b_{cf} t_{cf} + (t_{cw} + 2r_c)t_{cf} \quad (61)$$

dove A è l'area della sezione della colonna, b_{cf} è la larghezza delle flange della colonna, t_{cf} è lo spessore delle flange della colonna, t_{cw} è lo spessore dell'anima della colonna, r_c è il raggio di raccordo flangia-anima della colonna, $f_{y,cw}$ è la tensione di snervamento nominale dell'anima della colonna, σ è la tensione normale media dovuta allo sforzo normale di calcolo nella colonna e γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza (pari a 1.05 secondo NTC2008 Tab. 4.2.XII).

Nota 5: Influenza dello sforzo normale

In accordo con l'Eurocodice 3, EN1993-1-8 §6.2.6.1, l'influenza della tensione verticale media σ dovuta allo sforzo normale agente sulla colonna può essere tenuta in conto, in maniera approssimata, tramite un coefficiente di riduzione pari a 0.9, ossia assumendo per la (60) la seguente semplificazione:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{vc} \cdot f_{y,cw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'impiego di un coefficiente di riduzione pari a 0.9 equivale ad ipotizzare un rapporto $\sigma/f_{y,cw}$ pari a circa 0.45. Nella procedura di progetto si farà riferimento a questa approssimazione.

In presenza di piatti di continuità sia in zona compressa che in zona tesa, la resistenza plastica a taglio del pannello d'anima della colonna $V_{wp,Rd}$ può essere incrementata di una quantità $V_{wp,add,Rd}$ che tiene conto che la distorsione a taglio del pannello nodale richiede la plasticizzazione delle flange della colonna alle estremità delle stesse da:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,cf,Rd}}{d_s} \quad (62)$$

dove d_s è la distanza tra gli assi dei piatti di continuità e $M_{pl,cf,Rd}$ è il momento plastico della flangia della colonna in flessione. Quando la verifica di resistenza del pannello d'anima della colonna soggetto a taglio, espressa dalla (59), non risulta verificata per effetto della resistenza d'anima fornita dalla (60) e della resistenza addizionale, espressa dalla (62), dovuta al meccanismo di collasso delle flange della colonna in presenza di piatti di continuità, risulta necessario incrementare la resistenza del pannello d'anima della colonna mediante piatti d'anima supplementari oppure mediante costolature diagonali.

Nota 6: Cinematismi possibili

Sebbene l'Eurocodice 3, EN1993-1-8 §6.2.6.1, preveda la seguente limitazione:

$$V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2 \cdot M_{pl,cf,Rd} + 2 \cdot M_{pl,st,Rd}}{d_s}$$

dove $M_{pl,st,Rd}$ è il momento plastico di calcolo dei piatti di continuità, gli autori delle presenti linee guida ritengono che tale limitazione non debba essere applicata in quanto essa fa riferimento ad un meccanismo cinematico che prevede, per momento flettente negativo, la formazione di due cerniere plastiche alle estremità inferiori delle flange della colonna nella zona di pannello nodale e due cerniere plastiche alle estremità del piatto di continuità superiore. Tale meccanismo di collasso non è mai stato osservato sperimentalmente e, inoltre, esso non risulta cinematicamente compatibile con la

deformazione della colonna al piano superiore rispetto al nodo considerato. Pertanto, tale limitazione non viene applicata nelle presente monografia.

La larghezza b_s dei piatti d'anima supplementari può al massimo risultare pari a:

$$b_s \leq d_{cw} - 2r_c \quad (63)$$

Pertanto, lo spessore dei piatti supplementari può essere determinato mediante la seguente condizione di progetto:

$$\frac{0.9 \cdot (A_{vc} + b_s \cdot t_s) \cdot f_{y,wc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} + V_{wp,add,Rd} \geq T_u \quad (64)$$

da cui risulta:

$$t_s \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} (T_u - V_{wp,add,Rd})}{0.9 \cdot b_s \cdot f_{y,wc}} - \frac{A_{vc}}{b_s} \quad (65)$$

Nota 7: Efficacia dei piatti d'anima supplementari

L'Eurocodice 3, EN1993-1-8 prevede che quando l'anima della colonna è rinforzata con piatti supplementari, l'area a taglio A_{vc} può essere incrementata al massimo di $b_s \cdot t_{wc}$. Pertanto, in tali condizioni, sia l'aggiunta di un ulteriore piatto supplementare che l'impiego di spessori maggiori non comporterebbero un ulteriore incremento dell'area a taglio. Conseguentemente, se lo spessore del piatto supplementare necessario secondo la (65) dovesse risultare maggiore dello spessore dell'anima della colonna t_{cw} , la verifica non risulterebbe soddisfatta. In tal caso, risulterebbe necessario l'impiego di costolature diagonali per il rinforzo a taglio del pannello d'anima.

Tuttavia, a parere degli scriventi, la limitazione suddetta non appare razionale in quanto l'efficacia dei piatti d'anima supplementari dipende dal dettaglio costruttivo del collegamento tra gli stessi e l'anima della colonna. Una adeguata cura di tale dettaglio costruttivo può garantire la piena efficacia dei piatti d'anima supplementari. Ciò è, peraltro, confermato dal quadro normativo statunitense dove non è presente alcuna limitazione agli spessori efficacemente adottabili per i piatti d'anima supplementari.

La normativa americana ANSI-AISC 341-10 al fine di minimizzare l'instabilità a taglio richiede che tanto lo spessore dell'anima della colonna quanto lo spessore degli eventuali piatti d'anima supplementari soddisfino la seguente limitazione:

$$t \geq \frac{d_b - 2t_{bf} + d_{cw}}{90} \quad (66)$$

dove d_b è l'altezza della sezione della trave e d_{cw} è l'ampiezza del pannello nodale tra le flange della colonna.

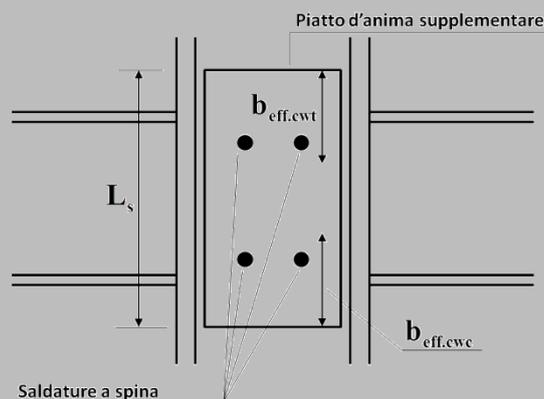


Figura 13: Impiego di saldature a spina

Quando tale requisito risulta soddisfatto, non è necessario alcun collegamento addizionale tra l'anima della colonna e i piatti d'anima supplementari mediante saldature a spina. In caso contrario, risulta necessario una interconnessione saldata mediante almeno 4 saldature a spina (Fig. 13). In tal caso, la (66) dovrà essere soddisfatta con riferimento allo spessore totale (anima della colonna e piatti supplementari) del pannello nodale.

Per il dettaglio costruttivo delle saldature di spina, si può fare riferimento alla norma ANSI-AISC 360-10. Il diametro dei fori delle saldature a spina dovrà essere non inferiore allo spessore del piatto d'anima supplementare maggiorato di 8 mm ed inferiore a 2.25 volte lo spessore della saldatura. La distanza tra i fori non potrà essere inferiore a 4 volte il diametro del foro. Nel caso di piatti supplementari di spessore minore o uguale a 16 mm, le saldature a spina dovranno avere spessore pari a quello del piatto, mentre nel caso di piatti supplementari di spessore maggiore, le saldature di spina potranno avere uno spessore non inferiore alla metà dello spessore del piatto, ma comunque non inferiore a 16 mm.

4.6 Progettazione dei piatti di continuità

Al fine di evitare che la resistenza flessionale del collegamento possa essere limitata dalla resistenza dell'anima della colonna soggetta a compressione/trazione, generalmente viene previsto l'impiego di piatti di continuità. La progettazione dei piatti di continuità può essere condotta secondo due possibili approcci. Il primo approccio prevede che l'azione trasmessa dalle ali della trave in condizioni ultime, pari a T_u , venga assorbita facendo affidamento esclusivamente sulla resistenza a trazione/compressione dei piatti di continuità, trascurando la resistenza propria dell'anima della colonna. Il secondo approccio consente la riduzione dello spessore dei piatti di continuità, sfruttando il contributo dovuto alla resistenza propria dell'anima della colonna.

Nel primo caso, pertanto, risulta necessario soddisfare la seguente condizione di progetto:

$$(b_{cf} - t_{cw} - 2 r_c - t_{s,tot}) t_{cp} \cdot f_{y,cp} \geq T_u \quad (67)$$

dove b_{cf} è la larghezza delle flange della colonna, t_{cw} è lo spessore dell'anima della colonna, t_{cp} è lo spessore dei piatti di continuità, $t_{s,tot}$ è lo spessore commerciale dei due piatti supplementari (qualora presenti), $f_{y,cp}$ è la tensione di snervamento dei piatti di continuità.

Dalla (67) si ottiene:

$$t_{cp} \geq \frac{T_u}{(b_{cf} - t_{cw} - 2 r_c - t_{s,tot}) f_{y,cp}} \quad (68)$$

Si ritiene, comunque, opportuno il rispetto della limitazione $t_{cp} \geq t_{bf}$.

L'applicazione del secondo approccio prevede il calcolo della resistenza, alle azioni concentrate trasmesse dalle ali della trave, come somma di due contributi: la resistenza del piatto di continuità e la resistenza propria dell'anima della colonna.

La resistenza propria dell'anima della colonna in trazione/compressione, tenendo conto che la presenza del piatto di continuità impedisce la instabilità locale della parte compressa dell'anima della colonna, può essere semplicemente calcolata come:

$$F_{cwc.Rd} = b_{eff.cwc} (t_{cw} + t_{s,tot}) \cdot \frac{f_{y,cw}}{\gamma_{M0}} \quad (69)$$

dove $t_{s,tot}$ è la somma degli spessori degli eventuali piatti d'anima supplementari e $b_{eff.cwc}$ è l'ampiezza efficace dell'anima della colonna, data da:

$$b_{eff.cwc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + r_c) + 2 t_{ep} \quad (70)$$

Pertanto, è sufficiente che i piatti di continuità siano in grado di sopportare la parte residua dell'azione concentrata trasmessa dalle ali della trave, ossia:

$$t_{cp} \geq \frac{T_u - F_{cwc.Rd}}{(b_{cf} - t_{cw} - 2 r_c - t_{s,tot}) f_{y,cp}} \quad (71)$$

E' evidente che quando $F_{cwc.Rd} \geq T_u$ risulta possibile valutare la possibilità di omettere i piatti di continuità. Tuttavia, in tal caso, occorre tenere conto della possibile instabilità locale d'anima della colonna. Pertanto, in assenza di piatti di continuità, la verifica dell'anima della

colonna in compressione richiede il calcolo della sua resistenza tenendo conto sia della snellezza dell'anima che della interazione con il taglio, data da:

$$F_{cwc.Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff.cwc} (t_{cw} + t_{s.tot}) f_{y.cw}}{\gamma_{M0}} \text{ con } F_{cwc.Rd} \leq \frac{\omega \rho k_{wc} b_{eff.cwc} (t_{cw} + t_{s.tot}) f_{y.cw}}{\gamma_{M1}} \quad (72)$$

Nella (72) il fattore ω tiene conto della interazione con il taglio e può assumersi pari a:

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff.cwc} t_{cw,eff}}{A_{vc,eff}} \right)^2}} \quad (73)$$

nel caso dei nodi esterni e:

$$\omega = \omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2 \left(\frac{b_{eff.cwc} t_{cw,eff}}{A_{vc,eff}} \right)^2}} \quad (74)$$

nel caso dei nodi interni.

Lo spessore efficace dell'anima della colonna $t_{cw,eff}$ e il valore efficace dell'area resistente a taglio dell'anima della colonna $A_{vc,eff}$ tengono conto dell'eventuale contributo dei piatti d'anima supplementari.

Inoltre, il fattore di riduzione tiene conto della possibile instabilità d'anima ed è, pertanto, funzione della snellezza d'anima data da:

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff.cwc} d_{wc} f_{y.cw}}{E t_{cw,eff}^2}} \quad (75)$$

In particolare, risulta:

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1 \quad (76)$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.2}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (77)$$

Infine, il coefficiente k_{wc} tiene conto della interazione con il momento flettente e lo sforzo normale agenti nella colonna e può essere assunto pari a 1.0 se la tensione normale verticale in corrispondenza della fibra a filo con il raccordo ala-anima della colonna σ_r non eccede il 70% della tensione di snervamento della stessa e pari a $k_{wc} = 1.70 - \sigma_r / f_{y.cw}$ in caso contrario.

Pertanto, i piatti di continuità potranno essere omessi se la resistenza dell'anima della colonna in compressione calcolata mediante la (72) eccede il valore dell'azione concentrata trasmessa dalle flange della trave in condizioni ultime T_u .

Il contributo dei piatti d'anima supplementari può essere sfruttato ai fini della verifica di resistenza dell'anima della colonna a trazione/compressione a condizione che la loro dimensione verticale si estenda oltre la flangia della trave in misura compatibile con la larghezza efficace dell'anima della colonna in trazione/compressione (Fig. 13).

4.7 Progetto delle saldature dei piatti di continuità

Il progetto delle saldature dei piatti di continuità viene condotto a completo ripristino della resistenza del piatto stesso. Pertanto, considerando la sezione di gola delle saldature nella sua effettiva posizione, le tensioni agenti sui cordoni di saldatura risultano pari a:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{t_{cp} f_{y,cp}}{2\sqrt{2} a_{cp}} \quad (78)$$

La sezione di gola a_{cp} necessaria si ottiene dalla (41) ed è data da:

$$a_{cp} \geq \frac{\beta_w t_{cp} f_{y,cp}}{\sqrt{2} f_{tk}} \quad (79)$$

4.8 Verifica della flangia della colonna in flessione

Anche la verifica della flangia della colonna in flessione si riconduce al comportamento a *T-stub equivalente*. Come già evidenziato con riferimento al piatto di estremità, il meccanismo di collasso Tipo-3 è già stato escluso in considerazione del criterio di progettazione adottato per i bulloni, pertanto è necessario valutare la resistenza dei meccanismi di collasso Tipo-1 e Tipo-2 verificando che siano soddisfatte le seguenti relazioni:

$$F_{1,Rd} \geq T_u \quad F_{2,Rd} \geq T_u \quad (80)$$

dove:

$$F_{1,Rd} = 2 \frac{b_{eff} t_{cf}^2 f_{y,cf}}{m \gamma_{M0}} \quad (81)$$

e:

$$F_{2,Rd} = 2 \frac{\frac{f_{y,cf} b_{eff} t_{cf}^2}{\gamma_{M0}} + 2 F_{t,Rd} n}{m + n} \quad (82)$$

in cui b_{eff} è la larghezza efficace del T-stub corrispondente alla singola riga di bulloni, t_{cf} è lo spessore delle flange della colonna, m è la distanza tra l'asse del bullone e la sezione di connessione flangia-anima della colonna dove si forma la cerniera plastica, n è la distanza del bullone dal bordo dove si collocano le forze di contatto e $f_{y,cf}$ è la tensione di snervamento delle flange della colonna. In particolare, in accordo con l'Eurocodice 3 (EN1993-1-8, Tab. 6.5), la larghezza efficace del T-stub equivalente viene determinata considerando che trattasi di righe di bulloni in adiacenza ad un irrigidimento, cosicché risulta:

$$b_{eff} = \min \{2\pi m ; \alpha m\} \quad (83)$$

dove il parametro α , che tiene conto dell'effetto degli irrigidimenti, deve essere determinato in funzione dei parametri geometrici λ_1 e λ_2 dati da:

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} \quad \lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} \quad (84)$$

mediante l'abaco di Fig. 14.

In alternativa, al fine di determinare analiticamente il valore di α è possibile utilizzare le espressioni di seguito riportate:

- per $\lambda_2 < \lambda_2^*$:

$$\lambda_1 = \lambda_1^* + (1 - \lambda_1^*) \left(\frac{\lambda_2^* - \lambda_2}{\lambda_2^*} \right)^{\frac{\alpha}{\sqrt{2}}} \quad (85)$$

- per $\lambda_2 \geq \lambda_2^*$:

$$\lambda_1 = \lambda_1^* \quad (86)$$

dove:

$$\lambda_1^* = \frac{1.25}{\alpha - 2.75} \quad \lambda_2^* = \frac{\alpha \lambda_1^*}{2} \quad (87)$$

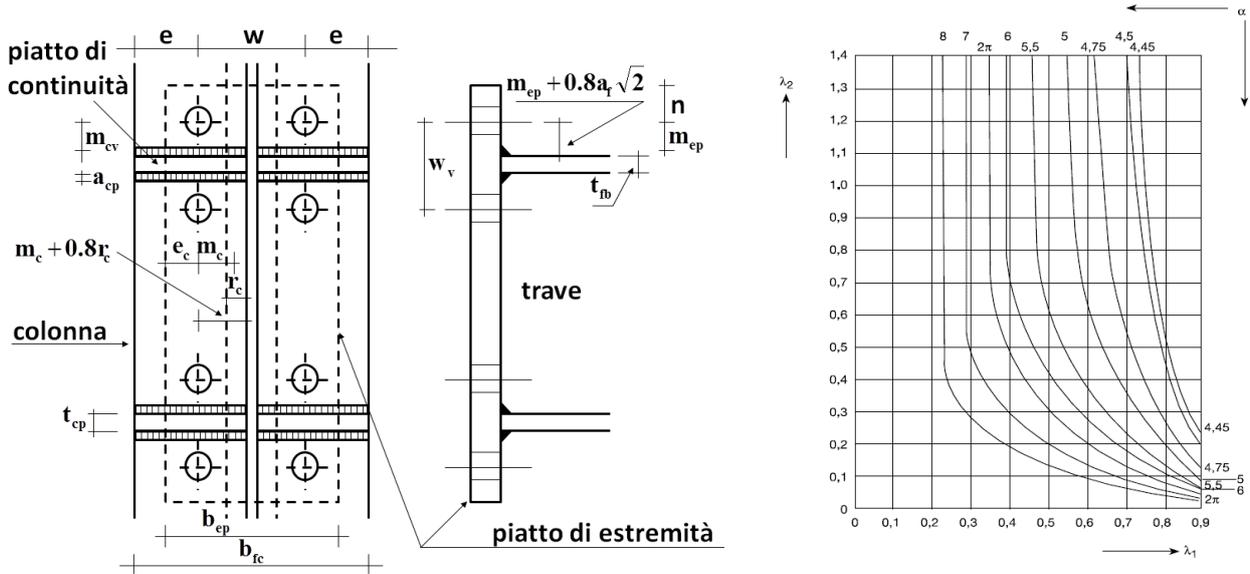


Figura 14: Abaco e parametri per il calcolo dell'influenza degli irrigidimenti

Nel caso in cui la prima delle (80) non è verificata, risulta possibile rinforzare le flange della colonna mediante piastre di rinforzo posteriori, denominate “backing plates” (Fig. 15).

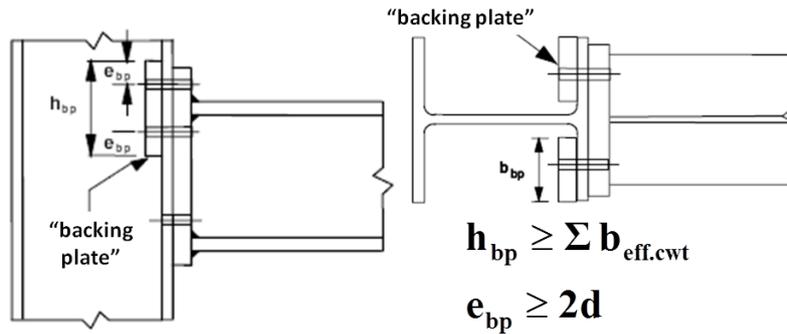


Figura 15: Rinforzo della flangia della colonna con piastre posteriori (“backing plates”)

La resistenza di progetto del “T-stub equivalente” per meccanismo di collasso del tipo 1, in presenza di “backing plates”, risulta maggiorata per la presenza del contributo dovuto alle cerniere plastiche che devono svilupparsi nelle “backing plates”. Pertanto, il progetto degli eventuali piatti di rinforzo posteriori può essere semplicemente condotto imponendo che:

$$F_{1,Rd.bp} = 2 \frac{4 M_{pl,Rd} + 2 M_{bp,Rd}}{m} \geq T_u \quad (88)$$

dove $F_{1,Rd.bp}$ è la resistenza di progetto per meccanismo di collasso del tipo 1, in presenza di “backing plates”, $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico delle flange della colonna calcolato con riferimento alla larghezza efficace della singola riga di bulloni e $M_{bp,Rd}$ il momento plastico delle “backing plates” calcolato con riferimento alla medesima larghezza efficace.

La (88) può essere scritta nella forma:

$$F_{1,Rd} + \frac{4 M_{bp,Rd}}{m} \geq T_u \quad (89)$$

dove $F_{1,Rd}$ è la resistenza di progetto in assenza di “backing plates”, data dalla (81). Pertanto, deve risultare:

$$M_{bp,Rd} \geq \frac{(T_u - F_{1,Rd})m}{4} \quad (90)$$

ossia:

$$\frac{b_{eff} t_{bp}^2 f_{y.bp}}{4 \gamma_{M0}} \geq \frac{(T_u - F_{1,Rd})m}{4} \quad (91)$$

dove t_{bp} e $f_{y.bp}$ sono, rispettivamente, lo spessore e la tensione di snervamento delle “backing plates”. Pertanto, si ottiene lo spessore delle piastre di rinforzo posteriori dalla seguente relazione:

$$t_{bp} \geq \sqrt{\frac{\gamma_{M0}(T_u - F_{1,Rd})m}{b_{eff} f_{y.bp}}} \quad (92)$$

Nel caso in cui la seconda delle (80) non risulta soddisfatta, il rinforzo delle flange della colonna mediante “backing plates” risulta inefficace ed è, pertanto, necessario incrementare il diametro dei bulloni al fine di modificare la modalità di collasso del “T-stub equivalente” rappresentativo del comportamento della flangia della colonna in flessione.

5. ESEMPIO N.1: NODO ESTERNO TRAVE IPE600 – COLONNA HEM320

5.1 Schema esaminato

Come già precedentemente evidenziato, la progettazione dei collegamenti trave-colonna richiede preliminarmente che siano noti i carichi di progetto, la geometria della struttura, la sezione della trave e la sezione della colonna. La progettazione risulta finalizzata alla definizione del diametro dei bulloni, delle sezioni di gola delle saldature, dello spessore della piastra di estremità, dei piatti di continuità e degli eventuali piatti d’anima supplementari per il rinforzo dell’anima della colonna. Al fine di illustrare in dettaglio la procedura di progettazione, nel seguito viene sviluppato in dettaglio un esempio numerico relativo alla progettazione del nodo di estremità del telaio di spina longitudinale di un edificio multipiano in acciaio per civile abitazione la cui carpenteria di impalcato è riportata schematicamente in Fig. 16. Inoltre, si fa riferimento ad un piano intermedio.

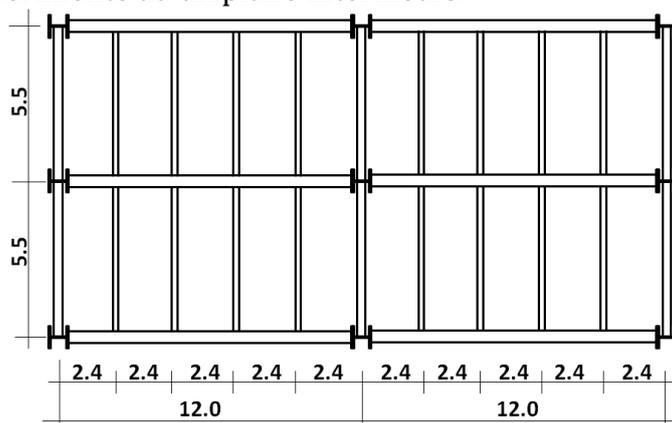


Figura 16: Carpenteria schematica del caso studio esaminato

I principali dati geometrici risultano i seguenti:

- Luce di calcolo della trave principale: $L = 12.0$ m;
- Luce di calcolo delle travi secondarie: $L_s = 5.50$ m;
- Interasse delle travi secondarie: $i = 2.40$ m.

Al fine di analizzare una situazione realistica, nel seguito si presenta il progetto delle travi secondarie e il dimensionamento preliminare della trave di spina longitudinale. Per le travi viene previsto l'impiego di acciaio di grado S275.

I passi seguenti, che comprendono gli aspetti operativi che precedono il progetto del collegamento, sono:

- Analisi dei carichi unitari;
- Analisi dei carichi lineari sulle travi secondarie;
- Progetto delle travi secondarie;
- Calcolo delle sollecitazioni trasmesse dalle travi secondarie alle travi principali;
- Predimensionamento della trave longitudinale di spina;
- Definizione delle massime azioni che la trave principale trasmette al nodo;
- Progetto del collegamento.

5.2 Analisi dei carichi unitari

• Pareti divisorie interne

Le pareti divisorie interne sono realizzate a singola orditura metallica con singolo rivestimento (tipo Knauf W111). Esse sono costituite da profili in acciaio sagomati a freddo con sezione a "C", posti ad un interasse di 600 mm. I profili a "C" sono integrati da due lastre di gesso, di spessore pari a 12.5 mm, sulle superfici esterne. L'intercapedine contiene uno strato isolante in lana di roccia di spessore pari a 60 mm e peso per unità di volume pari a 0.7 kN/m³. Il peso totale della parete per unità di superficie risulta pari a 0.292 kN/m² (0.25 kN/m² per la parete non isolata e 0.7 kN/m³ × 0.06 m = 0.042 kN/m² per lo strato di materiale isolante).

L'altezza dei tramezzi risulta pari a 3.10 m cui corrisponde un carico lineare pari a 0.292 × 3.10 = 0.905 kN/m. Pertanto, avendo gli elementi divisorii un peso per unità di lunghezza minore o uguale ad 1 kN/m, ai sensi di quanto previsto dalle NTC08, è possibile ragguagliare gli stessi ad un carico permanente portato uniformemente distribuito pari a 0.40 kN/m².

• Carichi permanenti strutturali

Dal punto di vista strutturale, il solaio viene realizzato mediante una soletta composta acciaio-calcestruzzo, formata da una lamiera grecata tipo HI-BOND A 75/P760 su cui viene eseguito un getto di calcestruzzo di classe C20/25 per uno spessore complessivo della soletta pari a 140 mm. La lamiera grecata, in acciaio S280GD, ha spessore pari a 1.2 mm. Pertanto, risulta:

- Peso della soletta di calcestruzzo: 2.13 kN/m²
- Peso della lamiera grecata: 0.15 kN/m²

Conseguentemente, il carico permanente strutturale ammonta a $G_{k1} = 2.28$ kN/m².

• Carichi permanenti non strutturali

Al fine di soddisfare i requisiti termo-acustici, la soletta composta è integrata mediante una serie di componenti (Fig. 18).

- al di sopra della soletta composta:
 - materassino per isolamento acustico tipo CALPESTOP SUPER 5 TNT di spessore 5 mm, con peso per unità di volume pari a 0.3 kN/m³;
 - massetto premiscelato leggero ed isolante tipo LEGAMIX FACILE, di spessore 80 mm e peso per unità di volume pari a 10 kN/m³;

- Pavimento in piastrelle porcellanate, di spessore 20 mm e peso per unità di volume pari a 23 kN/m³;
- al di sotto della soletta composta:
 - strato di isolamento termico con lana di vetro tipo INDUPAN 035 di spessore 100 mm e peso per unità di volume pari a 0.21 kN/m³;
 - controsoffitto con lastre di gesso, di spessore 20 mm, di tipo Knauf FIREBOARD, con peso per unità di superficie pari a 0.25 kN/m².

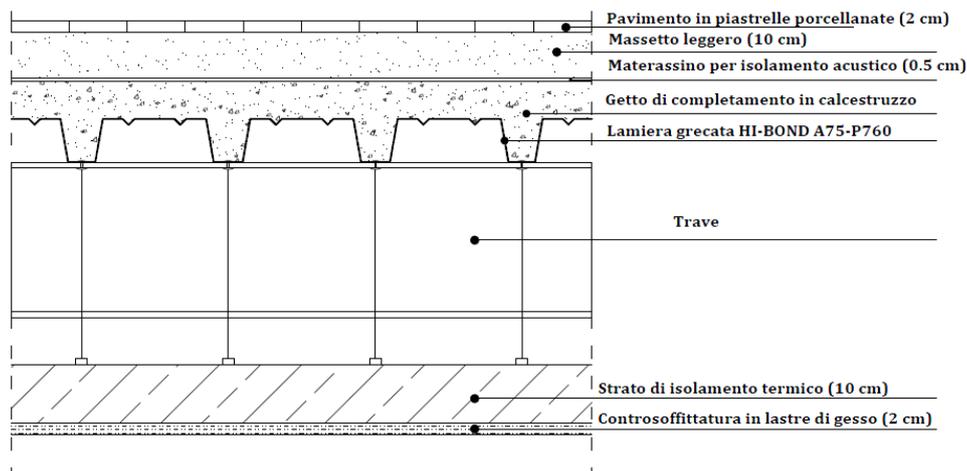


Figura 17: Particolare costruttivo del componente edilizio "solaio"

Pertanto, si ottiene:

	peso specifico (kN/m ³)	Spessore (m)	Carico unitario (kN/m ²)
Materassino per isolamento acustico	0.30	0.005	0.0015
Massetto	10.00	0.080	0.800
Pavimento	23.00	0.020	0.460
Isolamento termico	0.21	0.100	0.021
Controsoffitto			0.25
Quota tramezzi			0.40
Totale carichi permanenti non strutturali		$G_{k2} \cong$	1.94 kN/m²

• Carichi accidentali

Essendo l'edificio ad uso residenziale, i carichi accidentali sono pari a: $Q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$.

• Carico utile

Il carico utile risulta pari alla somma dei carichi permanenti non strutturali e dei carichi accidentali: $Q_u = 1.94 + 2.00 = 3.94 \text{ kN/m}^2$.

Il massimo carico utile per solette composte HI-BOND A75/P760 H=140 mm risulta pari a 4.18 kN/m² nel caso di travi continue fino ad una luce massima pari a 2.50 m. Pertanto, la soletta composta scelta risulta adeguata al carico utile di progetto (3.94 kN/m²) ed alla luce dello schema statico (l=2.40 m).

5.3 Progetto delle travi secondarie

Si prevede l'impiego di travi secondarie IPE 240, il cui peso proprio è pari a 0.307 kN/m.

- Totale carichi permanenti strutturali e non strutturali:

$$G_k = G_{1k} + G_{2k} = 2.28 + 1.94 = 4.22 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi accidentali:

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

- Interasse tra le travi secondarie: 2.40 m
- Carichi lineari permanenti:

$$g_k = 4.22 \times 2.40 + 0.307 = 10.435 \text{ kN/m}$$

- Carichi lineari accidentali:

$$q_k = 2.00 \times 2.40 = 4.80 \text{ kN/m}$$

- Carichi lineari di progetto allo stato limite ultimo:

$$q_d = \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 1.3 \times 10.435 + 1.5 \times 4.80 = 20.77 \text{ kN/m}$$

- Luce di calcolo: 5.50 m
- Momento flettente di progetto:

$$M_{Ed} = \frac{20.77 \times 5.50^2}{8} = 78.54 \text{ kNm}$$

- Resistenza di progetto trave IPE 240 acciaio S275:

$$M_{Rd} = \frac{366423.3 \times 275}{1.05} = 95968007 \text{ Nmm} \cong 95.97 \text{ kNm}$$

- Freccia massima in esercizio:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{(10.435 + 4.8)5500^4}{210000 \times 3.88953 \times 10^7} \cong 22 \text{ mm}$$

- Freccia limite in esercizio: $f_{lim} = \frac{L}{500} = 22 \text{ mm}$

- Freccia sotto i carichi accidentali:

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{4.8 \times 5500^4}{210000 \times 3.88953 \times 10^7} \cong 7 \text{ mm}$$

- Freccia limite sotto i carichi accidentali: $f_{2.lim} = \frac{L}{300} = 18.33 \text{ mm}$

5.4 Predimensionamento della trave di spina longitudinale

Ai fini del predimensionamento della trave di spina viene impiegato lo schema di trave semplicemente appoggiata soggetta al peso proprio ed alle forze concentrate trasmesse dalle travi secondarie (Fig. 18). Si prevede l'impiego di una trave IPE 600 (peso proprio: 1.22 kN/m) in acciaio S275.

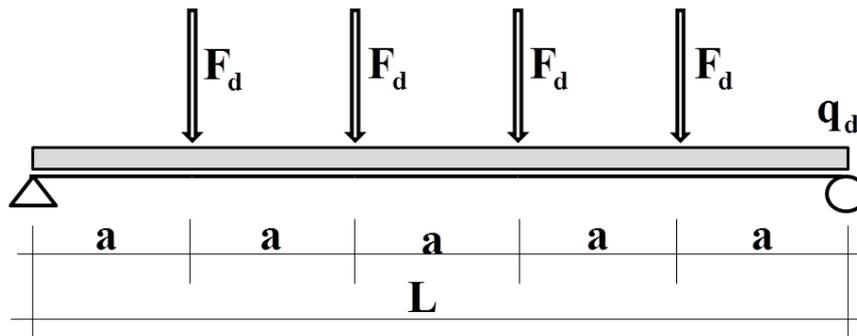


Figura 18: Schema per il predimensionamento della trave di spina

- Forze concentrate trasmesse dalle travi secondarie sotto i carichi permanenti:

$$F_G = \frac{g_k L_s}{2} = \frac{10.435 \times 5.50}{2} \cong 28.37 \text{ kN}$$

- Forze concentrate trasmesse dalle travi secondarie sotto i carichi accidentali:

$$F_Q = \frac{q_k L_s}{2} = \frac{4.80 \times 5.50}{2} \cong 13.20 \text{ kN}$$

- Forze concentrate agenti sulla trave longitudinale nella combinazione di carico verticale allo stato limite ultimo:

$$F_d = 2(\gamma_g F_G + \gamma_q F_Q) = 2(1.3 \times 28.7 + 1.5 \times 13.2) \cong 114.22 \text{ kN}$$

- Luce di calcolo della trave longitudinale: 12.0 m
- Momento flettente di progetto:

$$M_{Ed} = F_d(L - 2a) + \frac{q_d \times L^2}{8} = 114.22(12 - 2 \times 2.40) + \frac{1.3 \times 1.22 \times 12^2}{8} \cong 851 \text{ kNm}$$

- Momento resistente di progetto:

$$M_{Rd} = \frac{3511491 \times 275}{1.05} = 919676214 \text{ Nmm} \cong 920 \text{ kNm}$$

5.5 Progetto del collegamento trave-colonna

- **Determinazione della classe delle sezioni**

Risulta necessario controllare preliminarmente che sia la trave che la colonna siano costituite da sezioni di prima classe.

Nel caso in esame, la colonna ha sezione HEM320 e acciaio S355, pertanto, ha le seguenti proprietà geometriche:

- altezza totale della sezione: $d_c = 359 \text{ mm}$
- altezza dell'anima: $d_{cw} = 279 \text{ mm}$
- larghezza delle flange: $b_{cf} = 309 \text{ mm}$
- spessore delle flange: $t_{cf} = 40 \text{ mm}$
- spessore dell'anima: $t_{cw} = 21 \text{ mm}$
- raggio di raccordo: $r_c = 27 \text{ mm}$

Affinché la sezione sia di prima classe, con riferimento alla flangia della colonna deve risultare:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Tale limitazione risulta soddisfatta essendo:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b_{cf}}{2} - r_c - \frac{t_{cw}}{2}}{t_{cf}} = \frac{\frac{309}{2} - 27 - \frac{21}{2}}{40} = 2.925 \leq 9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 7.32$$

Inoltre, con riferimento all'anima della colonna, assumendo a vantaggio di statica che essa sia interamente compressa, deve risultare:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Tale limitazione risulta soddisfatta essendo:

$$\frac{c}{t} = \frac{d_{cw} - 2r_c}{t_{cw}} = \frac{279 - 2 \times 27}{21} = 10.71 \leq 33 \sqrt{\frac{235}{355}} = 26.8$$

Per quanto riguarda la trave, IPE 600 in acciaio S275, le proprietà geometriche della sezione risultano le seguenti:

- altezza totale della sezione: $d_b = 600 \text{ mm}$
- altezza dell'anima: $d_{bw} = 562 \text{ mm}$
- larghezza delle flange: $b_{bf} = 220 \text{ mm}$
- spessore delle flange: $t_{bf} = 19 \text{ mm}$
- spessore dell'anima: $t_{bw} = 12 \text{ mm}$
- raggio di raccordo: $r_b = 24 \text{ mm}$

Con riferimento alla flangia risulta:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b_{bf}}{2} - r_b - \frac{t_{bw}}{2}}{t_{bf}} = \frac{\frac{220}{2} - 24 - \frac{12}{2}}{19} = 4.21 \leq 9 \sqrt{\frac{235}{275}} = 8.32$$

Con riferimento all'anima, con asse neutro plastico in mezzzeria, risulta:

$$\frac{c}{t} = \frac{d_{bw} - 2r_b}{t_{bw}} = \frac{562 - 2 \times 24}{12} = 42.83 \leq 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.56$$

Pertanto, sia la colonna che la trave risultano di prima classe e, pertanto, adeguate ai fini del loro impiego in strutture sismo-resistenti.

• Determinazione delle sollecitazioni di progetto

La distanza tra l'asse della cerniera plastica e la flangia della colonna risulta pari a:

$$s_h = \frac{d_b}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

La luce netta della trave risulta pari a $L_n = 12000 - 359 = 11641 \text{ mm}$ e, pertanto, la distanza fra le cerniere plastiche risulta pari a $L_h = L_n - 2s_h = 11641 - 600 = 11041 \text{ mm}$.

Il momento plastico nominale della trave risulta pari a $M_{b,p} = 920 \text{ kNm}$.

Con riferimento alle flange, il coefficiente di sovraresistenza $\gamma_{ov.rm}$ dovuto alla aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale è dato da:

$$\gamma_{ov.rm} = \frac{f_{y.m.bf}}{f_{y.b}} = \frac{f_0 - \beta t_{bf}}{f_{y.b}} = \frac{323.3 - 0.910 \times 19}{275} = \frac{306.01}{275} = 1.113$$

La tensione di snervamento media dell'anima è data da:

$$f_{y.m.bw} = f_0 - \beta t_{bw} = 323.3 - 0.910 \times 12 = 312.38$$

La snellezza normalizzata delle flange della trave è data da:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{bf}}{2 t_{bf}} \sqrt{\frac{f_{y.m.bf}}{E}} = \frac{220}{2 \cdot 19} \sqrt{\frac{306.01}{210000}} = 0.221$$

La snellezza normalizzata dell'anima è data da:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d_{bw}}{2 t_{bw}} \sqrt{\frac{f_{y.m.w}}{E}} = \frac{562}{2 \cdot 12} \sqrt{\frac{312.38}{210000}} = 0.903$$

La lunghezza a taglio L_e risulta pari a: $L_e = L_h/2 = 11041/2 = 5520.5 \text{ mm}$.

Il coefficiente di sovraresistenza $\gamma_{ov.sh}$, dovuta all'incrudimento che la sezione della trave è in grado di sviluppare fino al completo sviluppo della instabilità locale, è dato da:

$$\gamma_{ov.sh} = \frac{1}{0.5463 + 1.6325 \cdot 0.221^2 + 0.0621 \cdot 0.903^2 - 0.6021 \frac{220}{5520.5} + 0.0015 \cdot 42.8 + 0.0078 \cdot 11} = 1.246$$

Pertanto, il momento ultimo che la trave plasticizzata ed incrudita è in grado di trasmettere è dato da:

$$M_{b,u} = 1.113 \cdot 1.246 \cdot 1.05 \cdot 920 \cong 1339 \text{ kNm}$$

Le massime caratteristiche della sollecitazione interna che le travi sono in grado di trasmettere ai collegamenti vengono determinate mediante l'applicazione del secondo principio del "capacity design" e con riferimento ai carichi verticali presenti nelle combinazioni di carico di tipo sismico. Nel caso in esame, nella combinazione di carico sismica, il carico distribuito coincide con il peso proprio della trave (1.22 kN/m) mentre le forze concentrate trasmesse dalle travi secondarie risultano pari a:

$$F_d = 2(F_G + \psi_2 F_Q) = 2(28.7 + 0.30 \times 13.2) \cong 65.32 \text{ kN}$$

Pertanto, con riferimento al nodo esterno, il massimo taglio in condizioni ultime che si verifica in corrispondenza della cerniera plastica risulta pari a:

$$V_{bu} = \frac{q L_h}{2} + \frac{n_F F_d}{2} + \frac{2 M_{bu}}{L_h} = \frac{1.22 \cdot 11.041}{2} + \frac{4 \cdot 65.32}{2} + \frac{2 \cdot 1339}{11.041} \cong 379.9 \text{ kN}$$

Note le sollecitazioni ultime in corrispondenza degli assi delle cerniere plastiche, si determinano le sollecitazioni ultime di momento M_{cf} e taglio V_{cf} con le quali risulta necessario progettare il collegamento:

$$M_{cf} = M_{bu} + V_{bu} \cdot s_h + \frac{q s_h^2}{2} = 1339 + 379.9 \cdot 0.3 + \frac{1.22 \cdot 0.3^2}{2} \cong 1453 \text{ kNm}$$

$$V_{cf} = 379.9 + 1.22 \cdot 0.30 \cong 380 \text{ kN}$$

• Progetto della bullonatura

Il collegamento risulta caratterizzato da due "T-stub" a quattro bulloni, uno in corrispondenza della flangia tesa e l'altro in corrispondenza della flangia compressa. Il progetto del dettaglio costruttivo del "T-stub" deve garantire la trasmissione di uno sforzo di trazione, uguale a quello di compressione, pari a:

$$T_u = C_u = \frac{M_{cf}}{d_b - t_{bf}} = \frac{1453000}{600 - 19} \cong 2501 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni di trazione e taglio per il progetto dei bulloni risultano:

$$F_{t,Ed} = \frac{T_u}{n_b} = \frac{2501}{4} = 625.25 \text{ kN} \quad F_{v,Ed} = \frac{V_{cf}}{2 n_b} = \frac{380}{2 \cdot 4} = 47.5 \text{ kN}$$

Pertanto, dalla (33) si ottiene l'area resistente richiesta, nel caso di bulloni di classe 10.9, per sollecitazione combinata di trazione e taglio:

$$A_{res} \geq \frac{\gamma_{M2}}{f_{tb}} \left(\frac{F_{v,Ed}}{\alpha_v} + \frac{F_{t,Ed}}{1.26} \right) = A_{res} \geq \frac{1.25}{1000} \left(\frac{47500}{0.5} + \frac{625250}{1.26} \right) \cong 739 \text{ mm}^2$$

In ogni caso, l'area resistente dei bulloni non deve risultare inferiore a quella necessaria per trazione semplice, ossia, dalla (34):

$$A_{res} \geq \frac{\gamma_{M2} F_{t,Ed}}{0.9 f_{tb}} = \frac{1.25 \cdot 625250}{0.9 \cdot 1000} \cong 868.4 \text{ mm}^2$$

Conseguentemente, si adottano bulloni di diametro pari a 42 mm, bulloni M42 Classe 10.9 conformi alle norme UNI 5737 e ISO 4014 con filettatura metrica a passo grosso ed area resistente pari a 1121.7 mm² (norma UNI 3740/3).

Per quanto riguarda la compatibilità geometrica, dalla (36) risulta:

$$d_{0,max} = \frac{b_{cf}}{4.8} = \frac{309}{4.8} \cong 65 \text{ mm}$$

e, dalla (38), si ha:

$$d_{0,max} = \frac{b_{cf} - t_{cw} - 2r_c}{4.2} = \frac{309 - 21 - 2 \cdot 27}{4.2} = 55.7 \text{ mm}$$

Pertanto, tenendo conto che il diametro dei fori non potrà eccedere il minimo tra i suddetti valori forniti, la corrispondente limitazione al diametro dei bulloni si ottiene tenendo conto che il diametro del foro può eccedere il diametro del bullone al massimo di 1.0 mm per bulloni fino a 20 mm di diametro e al massimo di 1.5 mm per i diametri maggiori. Conseguentemente, i bulloni M42 risultano geometricamente adeguati, oltre che staticamente idonei.

- **Progetto delle saldature del piatto di estremità**

Nel seguito il progetto delle saldature del piatto di estremità viene condotto considerando la sezione di gola delle saldature nella sua posizione effettiva.

Con riferimento alla saldatura delle flange della trave al piatto di estremità, la lunghezza dei cordoni di saldatura esterni ed interni si assume pari a:

$$l_f = b_{bf} - 2 \cdot r_b - t_{bw} = 220 - 2 \cdot 24 - 12 = 160 \text{ mm}$$

Pertanto, dalla (44) si ottiene:

$$a_f \geq \frac{T_u}{\sqrt{2} \cdot l_f} \frac{\beta_w \gamma_{M2}}{f_{tk}} = \frac{2501000 \cdot 0.85 \cdot 1.25}{160\sqrt{2} \cdot 430} = 27.31 \text{ mm}$$

Per le flange della trave si adottano saldature, esterne ed interne, con sezione di gola pari a 28.0 mm.

Le saldature dell'anima della trave al piatto di estremità devono essere progettate per trasmettere l'azione di taglio V_{cf} e l'aliquota di momento flettente $M_{w,u}$ trasmessa dall'anima in condizioni ultime:

$$M_{w,u} = \gamma_{ov.rm} \cdot \gamma_{ov.sh} \cdot \gamma_{M0} \cdot M_{w,p} = 1.113 \cdot 1.246 \cdot 1.05 \frac{12 \cdot 562^2}{4} \frac{275}{1.05} = 361359758 \text{ Nmm} \cong 361.4 \text{ kNm}$$

I cordoni di saldatura tra l'anima della trave e il piatto di estremità hanno una lunghezza pari a:

$$l_w = d_{bw} - 2 r_b = 562 - 2 \cdot 24 = 514 \text{ mm}$$

Dalla (48) si ottiene:

$$a_w \geq \frac{\beta_w \gamma_{M2}}{f_{tk}} \frac{1}{l_w} \sqrt{\frac{8 M_{w,u}^2}{l_w^2} + \frac{3}{4} V_{cf}^2} = \frac{0.85 \cdot 1.25}{430} \frac{1}{514} \sqrt{\frac{8 (361.4 \cdot 10^6)^2}{514^2} + \frac{3}{4} (380 \cdot 10^3)^2} \cong 9.7 \text{ mm}$$

Pertanto, si adottano per l'anima saldature con sezione di gola pari a 10 mm.

- **Progetto del piatto di estremità**

Si fissa anzitutto la distanza orizzontale tra i bulloni w (Fig. 12), a tal riguardo risulta:

$$w_{\min} \cong t_{cw} + 2 r_c + 1.8 d_0 = 21 + 2 \cdot 27 + 1.8 \cdot 43.5 = 153.3 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = b_{cf} - 2.4 d_0 = 309 - 2.4 \cdot 43.5 = 204.6 \text{ mm}$$

Pertanto, si fissa la spaziatura orizzontale tra i bulloni pari a $w = 170 \text{ mm}$.

Per quanto riguarda la larghezza della piastra di estremità, essa deve essere almeno pari a:

$$b_{ep} = \max\{w + 2.4 d_0; b_{bf}\} = \max\{170 + 2.4 \cdot 43.5; 220\} = 274.4 \text{ mm}$$

ma, comunque, inferiore alla larghezza delle flange della colonna, pari a 309 mm. Pertanto, si adotta un piatto di estremità di larghezza pari a 280 mm.

Conseguentemente, la distanza orizzontale dei bulloni dal bordo del piatto di estremità risulta pari a:

$$e_{ep} = \frac{b_{ep} - w}{2} = \frac{280 - 170}{2} = 55 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda il calcolo della larghezza efficace del T-Stub equivalente, con riferimento alla Fig. 12, posto $m_x = e_x = 1.2d_o = 1.2 \times 43.5 = 52.2 \text{ mm}$, risulta:

$$b_{eff,ep,1} = \min\{2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e_{ep}\} = \min\{327.8; 334; 274\} = 274 \text{ mm}$$

che tiene conto dei “circular patterns” e:

$$\begin{aligned} b_{eff,ep,2} &= \min\{4m_x + 1.25e_x; e_{ep} + 2m_x + 0.625e_x; 0.5w + 2m_x + 0.625e_x\} = \\ &= \min\{4 \cdot 52.2 + 1.25 \cdot 52.2; 52.2 + 2 \cdot 52.2 + 0.625 \cdot 52.2; 0.5 \cdot 170 + 2 \cdot 52.2 + 0.625 \cdot 52.2\} = \\ &= \min\{274.05; 189.23; 222.03\} = 189.23 \text{ mm} \end{aligned}$$

che tiene conto dei “non circular patterns”. In definitiva, la larghezza efficace del T-Stub equivalente risulta data da:

$$b_{eff,ep} = \min\{b_{eff,1}; b_{eff,2}; 0.5 b_{ep}\} = \min\{274; 189.23; 0.5 \cdot 280\} = 140 \text{ mm}$$

Nota la larghezza efficace del T-stub equivalente, assegnato il materiale del piatto di estremità (nel caso in esame acciaio S275), si ricava lo spessore da assegnare al piatto. In particolare, dalla (57):

$$t_{ep,1} = \sqrt{\frac{m_x T_u \gamma_{M0}}{2 \cdot b_{eff,ep} \cdot f_{y,ep}}} = \sqrt{\frac{52.2 \cdot 2501000 \cdot 1.05}{2 \cdot 140 \cdot 275}} \cong 42.2 \text{ mm}$$

La resistenza a trazione dei bulloni risulta:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 1000 \cdot 1121.7}{1.25} = 807624 \text{ N} \cong 807.6 \text{ kN}$$

cosicché dalla (58) si ottiene:

$$t_{ep,2} = \sqrt{\frac{2 \gamma_{M0}}{b_{eff,ep} f_{y,ep}} \left[\frac{T_u (m_x + e_x)}{2} - 2 F_{t,Rd} e_x \right]} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.05}{140 \cdot 275} \left[\frac{2501000 (52.2 + 52.2)}{2} - 2 \cdot 807624 \cdot 52.2 \right]} \cong 50 \text{ mm}$$

Si adotta uno spessore del piatto di estremità pari a 50 mm.

• Verifica del pannello d’anima della colonna

L’area resistente a taglio della sezione della colonna è data da:

$$A_{vc} = A - 2 b_{cf} t_{cf} + (t_{cw} + 2r_c) t_{cf} = 31200 - 2 \cdot 309 \cdot 40 + (21 + 2 \cdot 27) \cdot 40 = 9480 \text{ mm}^2$$

Pertanto, la resistenza di calcolo a taglio del pannello d’anima, in assenza di piatti di continuità e/o di piatti d’anima supplementari, risulta pari a:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{vc} \cdot f_{y,cw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0.9 \cdot 9480 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1665441 \text{ N} \cong 1665 \text{ kN}$$

Si prevede l’impiego di piatti di continuità sia in zona compressa che in zona tesa. Pertanto, la resistenza plastica a taglio del pannello d’anima della colonna a taglio risulta incrementato per effetto del contributo dovuto al meccanismo resistente addizionale attivato dai piatti di continuità.

A tal riguardo, il momento plastico delle flange della colonna risulta dato da:

$$M_{pl,cf,Rd} = \frac{b_{cf} t_{cf}^2 f_{y,c}}{4 \gamma_{M0}} = \frac{309 \cdot 40^2 \cdot 355}{4 \cdot 1.05} = 41788571 \text{ Nmm} \cong 41.79 \text{ kNm}$$

Pertanto, il contributo dovuto al meccanismo resistente addizionale attivato dai piatti di continuità risulta:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,cf,Rd}}{d_s} = \frac{4 \cdot 41.79}{0.581} = 287.7 \text{ kN}$$

dove d_s è la distanza tra gli assi dei piatti di continuità.

Il taglio resistente complessivo del pannello d'anima della colonna è dato:

$$V_{wp,Rd,tot} = V_{wp,Rd} + V_{wp,add,Rd} = 1665 + 287.7 \cong 1953 \text{ kN}$$

Poiché la resistenza a taglio del pannello nodale risulta inferiore all'azione trasmessa dalle travi in condizioni ultime, risulta necessario rinforzare localmente l'anima della colonna mediante piatti supplementari. I piatti d'anima supplementari possono avere una larghezza massima pari a:

$$b_{s,max} = d_{cw} - 2r_c = 279 - 2 \cdot 27 = 225 \text{ mm}$$

L'Eurocodice 3 prevede che il tipo di acciaio utilizzato per i piatti supplementari sia uguale a quello della colonna; pertanto, si prevede l'impiego di piatti supplementari d'anima di spessore complessivo pari a:

$$t_s \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} (T_u - V_{wp,add,Rd})}{0.9 \cdot b_s \cdot f_{y,wc}} - \frac{A_{vc}}{b_s} = \frac{\sqrt{3} \cdot 1.05 (2501000 - 287700)}{0.9 \cdot 225 \cdot 355} - \frac{9480}{225} \cong 13.9 \text{ mm}$$

Conseguentemente, è possibile adottare una coppia di piatti supplementari d'anima di spessore pari a 7 mm.

• Progetto dei piatti di continuità

La larghezza efficace dell'anima della colonna in compressione risulta pari a:

$$b_{eff,cwc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + r_c) + 2 t_{ep} = 19 + 2\sqrt{2} \cdot 28 + 5(40 + 27) + 2 \cdot 50 \cong 533.2 \text{ mm}$$

Pertanto, la resistenza dell'anima della colonna in compressione, tenuto conto del contributo dei piatti d'anima supplementari e considerato che l'instabilità locale è impedita dai piatti di continuità, risulta pari a:

$$F_{cwc,Rd} = \frac{b_{eff,cwc}(t_{cw} + 2 t_s)f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{533.2 (21 + 14)355}{1.05} = 6309533 \text{ N} \cong 6309 \text{ kN}$$

Tale resistenza risulta maggiore dell'azione trasmessa dalle flange della trave in condizioni ultime, pertanto vengono adottati piatti di continuità di spessore pari a 20 mm, ossia praticamente pari allo spessore delle flange della trave.

Tenuto conto dell'ingombro dei piatti d'anima supplementari, la massima larghezza complessiva dei piatti di continuità risulta pari a:

$$b_{cp} = b_{cf} - t_{cw} - 2 r_c - 2 t_s = 309 - 21 - 2 \cdot 27 - 2 \cdot 7 = 220 \text{ mm}$$

• Progetto delle saldature dei piatto di continuità

La sezione di gola a_{cp} necessaria si ottiene dalla (79):

$$a_{cp} \geq \frac{\beta_w t_{cp} f_{y,cp}}{\sqrt{2} f_{tk}} = \frac{0.85 \cdot 20 \cdot 275}{\sqrt{2} \cdot 430} \cong 7.68 \text{ mm}$$

Pertanto, si adottano per l'anima saldature con sezione di gola pari a 8 mm.

• Verifica della flangia della colonna in flessione

Per quanto riguarda la verifica della flangia della colonna in flessione, occorre definire il modello T-stub equivalente per il quale occorre effettuare le verifiche nei confronti dei meccanismi di collasso di tipo-1 e tipo-2.

Con riferimento alla Fig. 12, risulta:

$$m_c = \frac{w - t_{wc} - 1.6 r_c}{2} = \frac{170 - 21 - 1.6 \cdot 27}{2} = 52.9 \text{ mm}$$

La distanza orizzontale dei bulloni dal bordo della flangia della colonna è invece data da:

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{309 - 170}{2} = 69.5 \text{ mm}$$

La distanza verticale fra la prima e la seconda riga di bulloni risulta data da:

$$w_v = 2 (m + 0.8 a_f \sqrt{2} + t_{fb}/2) = 2 (52.20 + 0.8 \cdot 28 \sqrt{2} + 19/2) = 186.76 \text{ mm}$$

In presenza di piatti di continuità con saldature aventi sezione di gola pari a 8 mm, risulta:

$$m_2 = \frac{w_v - t_{cp} - 1.6 a_{cp} \sqrt{2}}{2} = \frac{186.76 - 20 - 1.6 \cdot 8 \sqrt{2}}{2} = 74.33 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda la larghezza efficace del T-stub equivalente, essa viene determinata considerando che trattasi di righe di bulloni in adiacenza ad un irrigidimento.

I parametri λ_1 e λ_2 per il calcolo di α sono dati da:

$$\lambda_1 = \frac{m_c}{m_c + e} = \frac{52.9}{52.9 + 69.5} = 0.43$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_c + e} = \frac{74.33}{52.9 + 69.5} = 0.61$$

Mediante l'abaco di Fig.14 e le formule corrispondenti, si ricava $\alpha \cong 5.85$ e, conseguentemente, la larghezza efficace del "T-Stub equivalente" che modella i bulloni in corrispondenza dell'irrigidimento:

$$b_{eff} = \min \{2\pi \cdot 52.9; 5.85 \cdot 52.9\} \cong 309.5 \text{ mm}$$

Con tale larghezza efficace le resistenze di progetto, per meccanismi di collasso tipo 1 e tipo 2, del "T-stub equivalente" sono date da:

$$F_{1,Rd} = 2 \frac{f_{y,cf} b_{eff,cf} t_{cf}^2}{m_c} \frac{1}{\gamma_{M0}} = 2 \frac{355 \cdot 309.5 \cdot 40^2}{52.9} \frac{1}{1.05} = 6329143 \text{ N} \cong 6329 \text{ kN}$$

$$F_{2,Rd} = 2 \frac{f_{y,cf} \frac{b_{eff,cf} t_{cf}^2}{2} + 2 F_{t,Rd} n}{m_c + n} \frac{1}{\gamma_{M0}} = 2 \frac{355 \frac{309.5 \cdot 40^2}{2} + 2 \cdot 807624 \cdot 55}{52.9 + 55} \frac{1}{1.05} = 3117385 \text{ N}$$

$$\cong 3117 \text{ kN}$$

essendo $n = \min\{e; e_{ep}; 1.25m_c\} = \min\{69.5; 55; 1.25 \cdot 52.9\} = 55 \text{ mm}$

Pertanto, la verifica della flangia in flessione della colonna risulta soddisfatta essendo sia $F_{1,Rd}$ che $F_{2,Rd}$ maggiori di T_u .

6. ESEMPIO N.2

6.1 Soluzione in assenza di piatti di continuità

In questo paragrafo, con riferimento allo schema di carpenteria esaminato nel paragrafo precedente e al medesimo accoppiamento trave-colonna (trave IPE 600 e colonna HEM 320), viene esaminata una soluzione progettuale alternativa in cui il dettaglio costruttivo del collegamento viene semplificato mediante la omissione dei piatti di continuità. In tal caso, risulta evidente che tanto il progetto della bullonatura quanto il progetto del piatto di estremità restano invariati rispetto a quanto precedentemente riportato.

L'Eurocodice 3 prevede che il tipo di acciaio utilizzato per i piatti supplementari sia uguale a quello della colonna; pertanto, si prevede l'impiego di piatti supplementari d'anima di spessore complessivo pari a:

$$t_s \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} T_u}{0.9 \cdot b_s \cdot f_{y,wc}} - \frac{A_{vc}}{b_s} = \frac{\sqrt{3} \cdot 1.05 \cdot 2501000}{0.9 \cdot 225 \cdot 355} - \frac{9480}{225} \cong 21.14 \text{ mm}$$

Pertanto si adotta una coppia di piatti d'anima supplementari di spessore pari a 12.0 mm.

• **Verifica della anima della colonna in compressione**

Nel caso in esame, ovvero in assenza dei piatti di continuità, occorre tenere conto della possibile instabilità locale d'anima della colonna. Pertanto la verifica dell'anima della colonna in compressione richiede il calcolo della sua resistenza tenendo conto sia della snellezza dell'anima che della interazione con il taglio, data da:

$$F_{cwc.Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff.cwc} (t_{cw} + t_{s.tot}) f_{y.cw}}{\gamma_{M0}} \text{ con } F_{cwc.Rd} \leq \frac{\omega \rho k_{wc} b_{eff.cwc} (t_{cw} + t_{s.tot}) f_{y.cw}}{\gamma_{M1}}$$

In cui il fattore ω tiene conto della interazione con il taglio e può assumersi pari a:

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff.cwc} t_{cw,eff}}{A_{vc,eff}} \right)^2}}$$

nel caso dei nodi esterni.

Lo spessore efficace dell'anima della colonna $t_{cw,eff}$ e il valore efficace dell'area resistente a taglio dell'anima della colonna $A_{vc,eff}$ tengono conto contributo dei piatti d'anima supplementari.

Pertanto

$$t_{cw,eff} = t_{cw} + t_{s.tot} = 21 + 24 = 45 \text{ mm}$$

e

$$A_{vc,eff} = A_{vc} + b_s t_{s.tot} = (9480 + 225 \cdot 24) \text{ mm}^2 = 14880 \text{ mm}^2$$

L'ampiezza efficace dell'anima della colonna $b_{eff.cwc}$ è data da:

$$b_{eff.cwc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + r_c) + 2 t_{ep} = 19 + 2\sqrt{2} \cdot 28 + 5 \cdot (40 + 27) + 2 \cdot 50 = 533.20 \text{ mm}$$

Il fattore ω risulta quindi essere pari a :

$$\omega = \omega_1 = 0.478$$

Inoltre, il fattore di riduzione tiene conto della possibile instabilità d'anima ed è, pertanto, funzione della snellezza d'anima data da:

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff.cwc} d_{wc} f_{y.cw}}{E t_{cw,eff}^2}} = 0.2949$$

Essendo $d_{wc} = d_c - 2 \cdot t_{fc} = 225 \text{ mm}$.

In particolare, risulta:

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1$$

Infine, il coefficiente k_{wc} tiene conto della interazione con il momento flettente e lo sforzo normale agenti nella colonna e può essere assunto pari a 1.0 se la tensione normale verticale in corrispondenza della fibra a filo con il raccordo ala-anima della colonna σ_r non eccede il 70% della tensione di snervamento della stessa e pari a $k_{wc} = 1.70 - \sigma_r / f_{y.cw}$ in caso contrario.

Nel caso in esame, il massimo momento flettente trasmesso dalla trave è pari a:

$$M_{cf} \cong 1453 \text{ kNm}$$

che può essere ripartito in maniera uguale tra le due colonne che concorrono nel nodo. Risulta quindi:

$$M_c = \frac{M_{cf}}{2} \cong 726.5 \text{ kNm}$$

Lo sforzo normale agente nella colonna è assunto pari al 30% del valore dello sforzo normale platico della sezione pertanto risulta:

$$N \cong 0.30 N_p \rightarrow \frac{N}{A} = \frac{0.30 A f_{y,cw}}{A} = 0.30 f_{y,cw}$$

In tal caso la tensione normale verticale in corrispondenza della fibra a filo con il raccordo anima della colonna σ_r risulta:

$$\sigma_r = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = 0.30 f_{y,cw} + \frac{M d_{wc}}{I} \frac{225}{2} = 0.30 \cdot 355 + \frac{726.5}{681.28} \frac{225}{2} = 226.47 \text{ MPa}$$

Poiché il rapporto $\sigma_r / f_{y,cw}$ risulta essere pari a 0.64, il coefficiente k_{wc} è pari ad 1. Pertanto, la resistenza dell'anima della colonna in compressione è data da:

$$F_{cwc,Rd} = \frac{\omega \rho k_{wc} b_{eff,cwc} (t_{cw} + t_{s,tot}) f_{y,cw}}{\gamma_{M1}} = 3699.90 \text{ kN}$$

La resistenza dell'anima della colonna in compressione così calcolata eccede il valore dell'azione concentrata trasmessa dalle flange della trave in condizioni ultime T_u pertanto la verifica risulta soddisfatta.

• Verifica della flangia della colonna in flessione

Per quanto riguarda la verifica della flangia della colonna in flessione, occorre definire il modello T-stub equivalente per il quale occorre effettuare le verifiche nei confronti dei meccanismi di collasso di tipo-1 e tipo-2.

Con riferimento alla Fig. 19, risulta:

$$m_c = \frac{w - t_{wc} - 1.6 r_c}{2} = \frac{170 - 21 - 1.6 \cdot 27}{2} = 52.9 \text{ mm}$$

La distanza orizzontale dei bulloni dal bordo della flangia della colonna è invece data da:

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{309 - 170}{2} = 69.5 \text{ mm}$$

La distanza verticale fra la prima e la seconda riga di bulloni risulta data da:

$$w_v = 2 (m + 0.8 a_f \sqrt{2} + t_{fb}/2) = 2 (52.20 + 0.8 \cdot 28 \sqrt{2} + 19/2) = 186.76 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda la larghezza efficace del T-stub equivalente, essa viene determinata considerando che trattasi colonna non irrigidita:

$$b_{eff} = \min \{2\pi \cdot m_c; 4 m_c + e; 2w_v; w_v\} \cong 187 \text{ mm}$$

Con tale larghezza efficace le resistenze di progetto, per meccanismi di collasso tipo 1 e tipo 2, del "T-stub equivalente" sono date da:

$$F_{1,Rd} = 2 \frac{f_{y,cf} b_{eff,cf} t_{cf}^2}{m_c} \frac{1}{\gamma_{M0}} = 2 \frac{355 \cdot 187 \cdot 40^2}{52.9} \frac{1}{1.05} = 3824503 \text{ N} \cong 3825 \text{ kN}$$

$$F_{2,Rd} = 2 \frac{f_{y,cf} \frac{b_{eff,cf} t_{cf}^2}{2} + 2 F_{t,Rd} n}{m_c + n} \frac{1}{\gamma_{M0}} =$$

$$= 2 \frac{355 \frac{187 \cdot 40^2}{2} + 2 \cdot 807624 \cdot 55}{52.9 + 55} \frac{1}{1.05} = 2503411 \text{ N} \cong 2503 \text{ kN}$$

essendo $n = \min\{e; e_{ep}; 1.25m_c\} = \min\{69.5; 55; 1.25 \cdot 52.9\} = 55 \text{ mm}$

Pertanto, la verifica della flangia in flessione della colonna risulta soddisfatta essendo sia $F_{1,Rd}$ che $F_{2,Rd}$ maggiori di T_u .

7. MODELLAZIONE FEM

7.1 Descrizione generale del modello agli elementi finiti

Al fine di validare la procedura progettuale precedentemente descritta è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti con il codice di calcolo ABAQUS 6.13. L'intento della modellazione è quello di simulare il comportamento rotazionale del sistema nodo-trave con un grado di sofisticazione analogo a quello che si adotterebbe nella simulazione FEM di una prova sperimentale, portando in conto tutte le non linearità geometriche e meccaniche che tipicamente si sviluppano in un processo di carico che conduce al collasso.

Lo schema che si intende simulare è quello di un nodo flangiato interno o esterno, della stessa tipologia precedentemente indicata, caratterizzato da una colonna di lunghezza L_c , vincolata da un lato con una cerniera e dall'altro con un carrello con asse ortogonale alla direzione longitudinale del profilo (in modo da consentire l'applicazione di uno sforzo normale di compressione) e da una o due (a seconda che il nodo sia esterno o interno) travi di lunghezza L_t libere all'estremità e caricate con un sistema di forze tale da indurre sul nodo un regime di sollecitazioni analogo a quello che si avrebbe sotto azioni sismiche (Fig. 19).

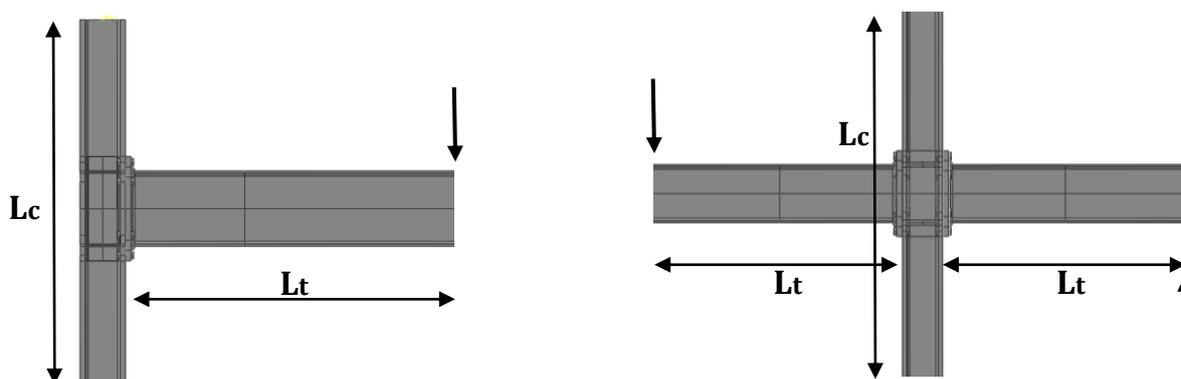


Figura 19: Schema strutturale di nodo interno ed esterno

Il modello agli elementi finiti è stato realizzato sviluppando i seguenti passaggi logici:

- 1) definizione geometrica degli elementi;
- 2) modellazione delle proprietà meccaniche dei materiali;
- 3) definizione delle interazioni fra le parti ed assemblaggio;
- 4) definizione delle condizioni al contorno;
- 5) scelta del tipo di elemento;
- 6) definizione della dimensione della mesh;
- 7) applicazione delle imperfezioni.

Il modello è costituito da sette elementi ripetitivi: la colonna, la trave, il piatto di estremità, il bullone, il piatto di continuità ed il piatto supplementare d'anima (Fig. 20).

La **geometria** delle parti è stata generata impiegando gli strumenti di modellazione disponibili in ABAQUS, i quali sono del tutto analoghi a quelli disponibili nei normali software CAD. In particolare, il bullone è stato definito mediante rivoluzione di metà sezione verticale, mentre tutte le altre parti (trave, colonna e piatti) sono state create impiegando semplici comandi di estrusione. Le forature sul piatto di estremità e sulla colonna sono state realizzate tramite lo strumento "taglia-estrudi" (il quale sottrae ad un solido il volume di un altro solido) e le saldature sono state generate in aggiunta all'elemento trave mediante lo strumento "estrudi-solido".

Le **proprietà meccaniche** dei materiali sono state descritte sfruttando la letteratura tecnica disponibile ed impiegando un legame costitutivo isotropo caratterizzato da un comportamento plastico definito in termini di “true stress-true strain”.

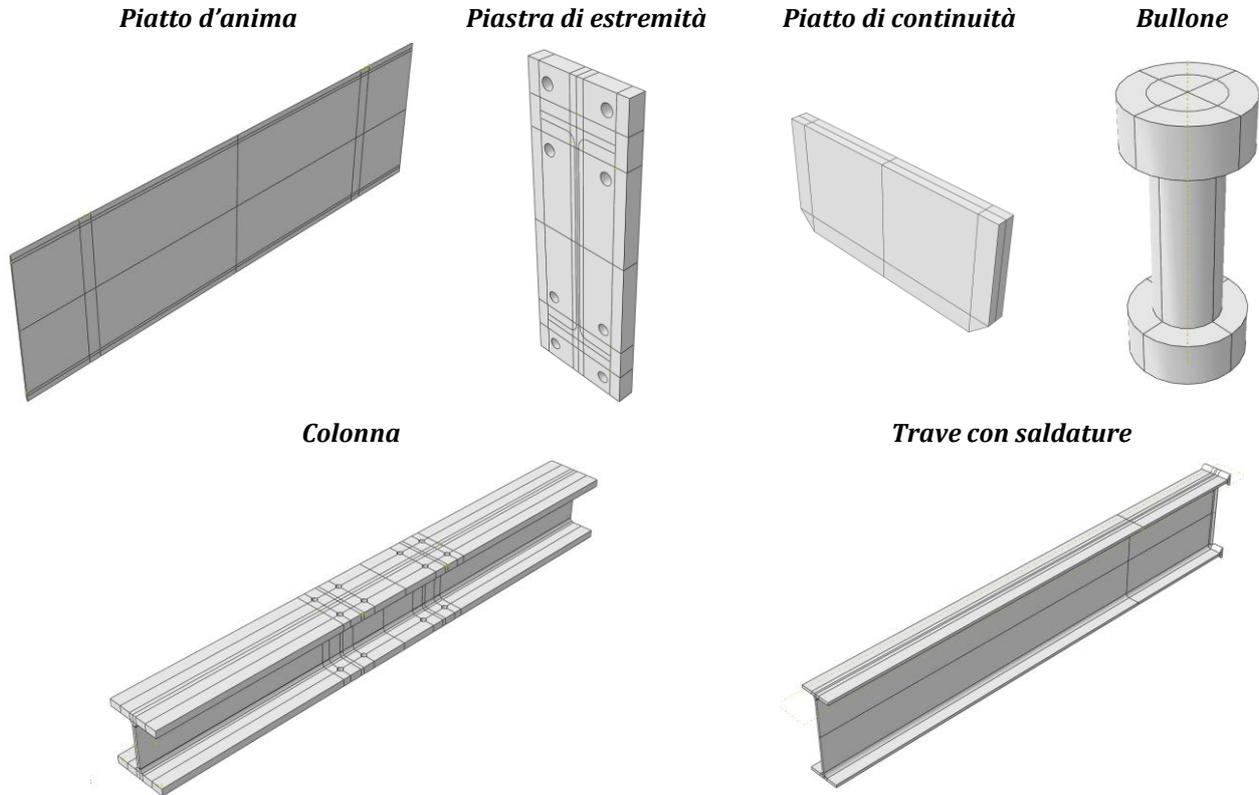


Figura 20: Elementi del modello FEM

In particolare, i piatti ed i profilati metallici sono stati modellati adottando un legame costitutivo quadri-lineare (Fig. 21a) definito da un ramo iniziale elastico, da un ramo di snervamento e da due rami di incrudimento, la cui pendenza è calibrata a partire dai risultati di prove di trazione uniassiali su provette di acciaio in accordo a quanto definito in Faella et al., [1]. I bulloni, sono stati modellati, con un legame tri-lineare (Fig. 21b) dove le tensioni di snervamento e quella ultima sono definite in accordo con la classe di bulloni adottata, mentre la deformazione al raggiungimento della tensione massima e quella ultima sono definite in accordo con i valori dell’allungamento a rottura (A_r) e del rapporto di strizione (Z) previsti dal produttore per la classe di bulloni adottata, tramite le seguenti relazioni: $\epsilon_m = A_r$ [%], $\epsilon_u = \ln(1/1-Z)$ (e.g. valori tipici sono riportati nel Catalogo Tecnico Bulloneria Fontana).

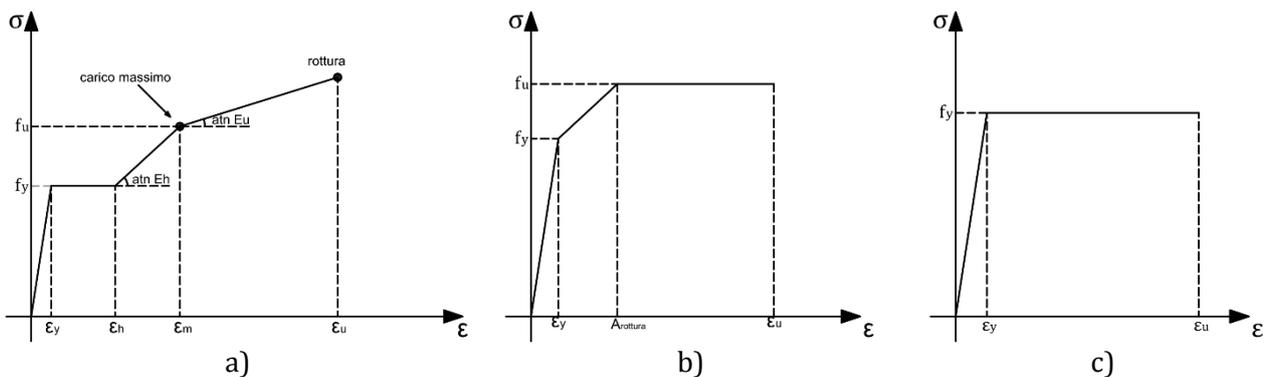


Figura 21: Legami costitutivi

Le saldature, invece, sono state caratterizzate con un legame elastico perfettamente plastico (Fig. 21c) in cui la tensione di snervamento e la deformazione ultima sono definite in accordo con la norma EN-ISO 2560-2005. Pertanto, supponendo l'impiego di un elettrodo di classe A38 deriva una tensione di snervamento pari a 380 MPa ed una deformazione a rottura pari al 20%, cfr Tab.1A EN-ISO 2560-2005).

In fase di assemblaggio, i vari elementi sono stati uniti in accordo con la geometria del collegamento definendo opportune **interazioni**. Al fine di fornire una modellazione in grado di rappresentare in maniera accurata i contatti unilaterali e le connessioni fra le varie parti, è stato necessario introdurre nel modello degli elementi di contatto e dei vincoli interni. I contatti relativi fra bulloni, piatte e profilati sono stati introdotti impiegando una formulazione di tipo superficie-su-superficie con comportamento rigido in direzione normale alle facce e ad attrito in direzione tangenziale con un coefficiente di attrito pari a 0.20 (Fig. 22).

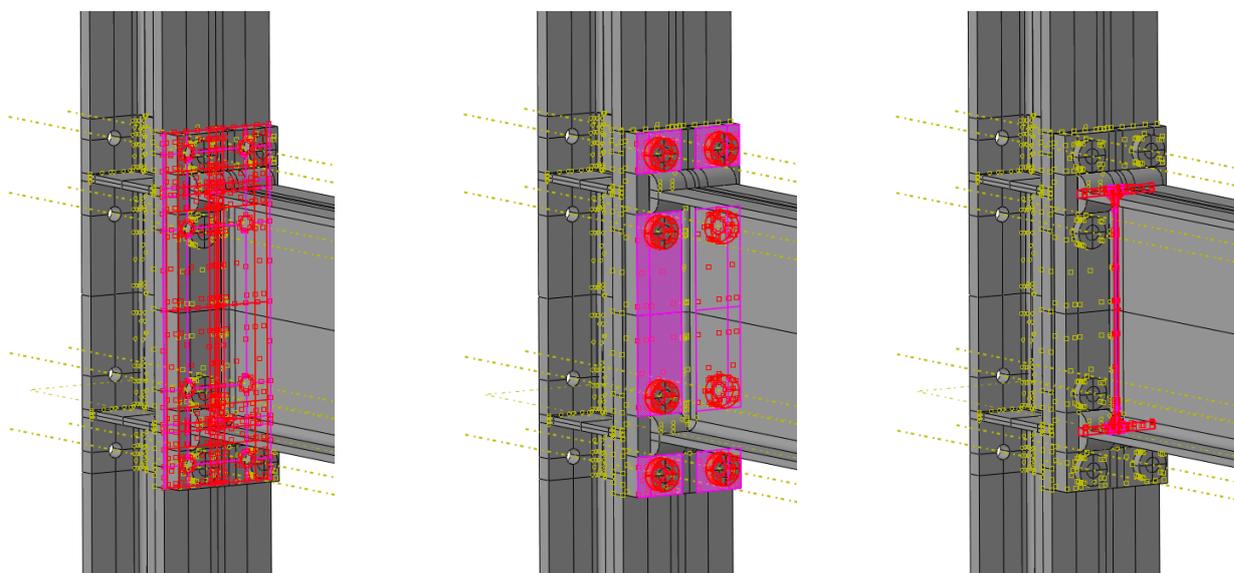


Figura 22: Definizione di alcuni contatti. Da Sx: contatto piastra di estremità/colonna, contatto testa bulloni/ piastra di estremità, contatto estremità della trave/ piastra di estremità

Laddove vi era necessità di legare i cinatismi rigidi della sezione a quelli di un punto vincolato esternamente, i vincoli esterni sono stati modellati introducendo in corrispondenza delle sezioni rette all'estremità delle membrature un nodo centrale e dei vincoli interni di tipo "coupling".



Figura 23: Coupling della faccia superiore della colonna ad un punto centrale vincolato esternamente ed applicazione di una pressione

In particolare, utilizzando tale approccio, è stato introdotto un vincolo cerniera al piede della colonna ed un vincolo carrello con asse ortogonale a quello della colonna alla testa, mentre

all'estremità della trave è stato introdotto un vincolo che impedisce le traslazioni fuori piano e le rotazioni torsionali applicando, nel contempo, una traslazione verticale in grado di trasferire al nodo un momento flettente. In aggiunta, in una zona intermedia della trave è stato introdotto un vincolo in grado di impedire la traslazione fuori piano, al fine di evitare che eventuali instabilità globali precedessero i fenomeni di instabilità locale legati alla formazione della cerniera plastica.

In testa alla colonna, al fine di simulare l'applicazione di uno sforzo normale è stata introdotta una pressione pari al 30% del valore della tensione di snervamento del materiale. Relativamente al **tipo di elementi finiti** impiegati, al fine di ridurre l'onere computazionale, si è deciso di impiegare per tutto il modello, a meno della zona di plasticizzazione della trave, degli elementi "brick" lineari ad 8-nodi con integrazione ridotta e controllo di instabilità della mesh (C3D8R). Invece, nella zona di plasticizzazione della trave (individuata per eccesso con una lunghezza pari a 2.5 volte l'altezza della trave) in cui si attende lo sviluppo di fenomeni di instabilità locale, sono stati impiegati elementi finiti di tipo non lineare ad integrazione completa (C3D8).

La **dimensione della mesh** è stata definita eseguendo preliminarmente un'analisi di sensitività della mesh, tenendo conto anche delle linee guida disponibili sull'argomento e valutando i seguenti parametri che potrebbero influenzare il risultato: numero di elementi nello spessore dei piatti, dimensione della mesh dei bulloni e dimensione degli elementi nella zona di plasticizzazione della trave. Pertanto, al fine di ottenere risultati accurati, sono state rispettate le seguenti procedure di "meshing": la trave è stata suddivisa nella zona di plasticizzazione con elementi di dimensione minima pari a 20 mm, i piatti con elementi di dimensione pari ad almeno 30 mm ed impiegando almeno 2 elementi nello spessore, i bulloni sono stati divisi impiegando elementi di dimensione minima pari a 6 mm con un fattore di deviazione sulle curve pari a 0.1. In aggiunta, tutte le parti sono state partizionate utilizzando le operazioni di meshing automatiche del software al fine di conseguire una definizione della mesh strutturata, ottenendo in questo modo risultati stabili ed una buona convergenza del modello. Inoltre, sono state introdotte delle **imperfezioni geometriche** in grado di simulare realisticamente gli effetti legati allo sviluppo delle instabilità locali delle aste industriali. Tale operazione è stata eseguita in conformità a quanto previsto dalla EN10034, ovvero sfruttando i risultati di un'analisi di stabilità eseguita preliminarmente ed introducendo nel modello una distorsione della mesh di forma analoga agli spostamenti della prima forma di "buckling" della trave e proporzionale a questa per il tramite di un coefficiente calibrato in funzione dei massimi valori di distorsione angolare delle flange dei profilati metallici commerciali ammessi dalla EN 1090-2.

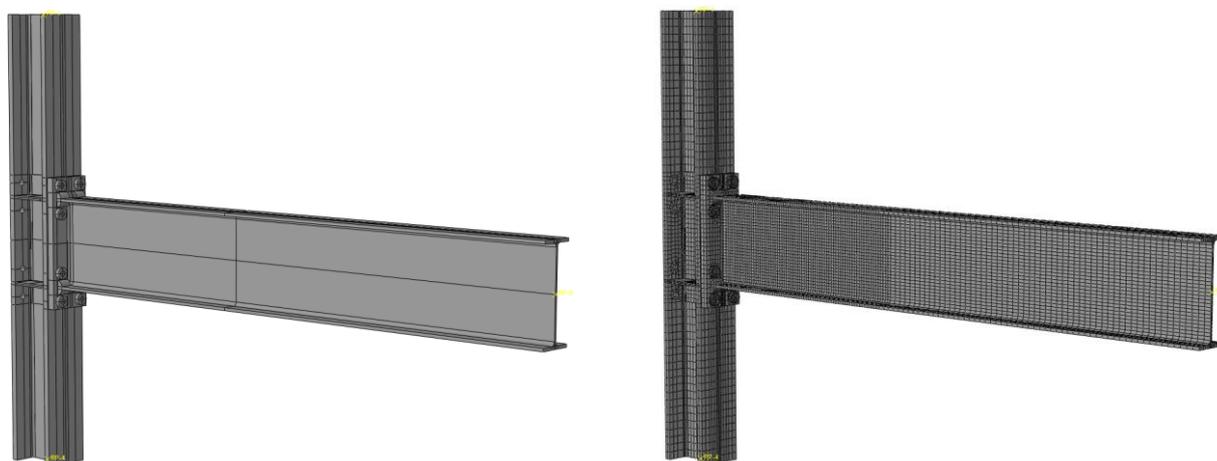


Figura 24: Modello assemblato

7.2 Analisi del collegamento esterno IPE 600- HEM 320

Il nodo, progettato nella sezione precedente, è stato modellato agli elementi finiti seguendo la procedura precedentemente indicata. Si riportano nel seguito i risultati più significativi dell'analisi FEM sviluppata con riferimento ad entrambe le soluzioni progettuali.

Analisi di Buckling

Come già detto in precedenza, allo scopo di riprodurre in maniera realistica il livello di imperfezione dei profili industriali previsto dall'EN10034 è stata introdotta un'imperfezione geometrica equivalente nel modello FEM. A tal fine seguendo le indicazioni per la modellazione riportate nell'EC3 parte 1-5, sono stati sviluppati i seguenti passaggi:

- Predisposizione di un modello finalizzato all'esecuzione di un'analisi di "buckling" lineare;
- Valutazione dei risultati e scelta del modo di "buckling" più significativo ai fini dell'analisi del collegamento e dello sviluppo dei fenomeni di instabilità locale all'estremità del profilato metallico;
- Applicazione di una imperfezione al modello iniziale proporzionale al modo di "buckling" scelto per il tramite di un coefficiente in grado di riprodurre l'entità dell'imperfezione definita dalla EN 10034.

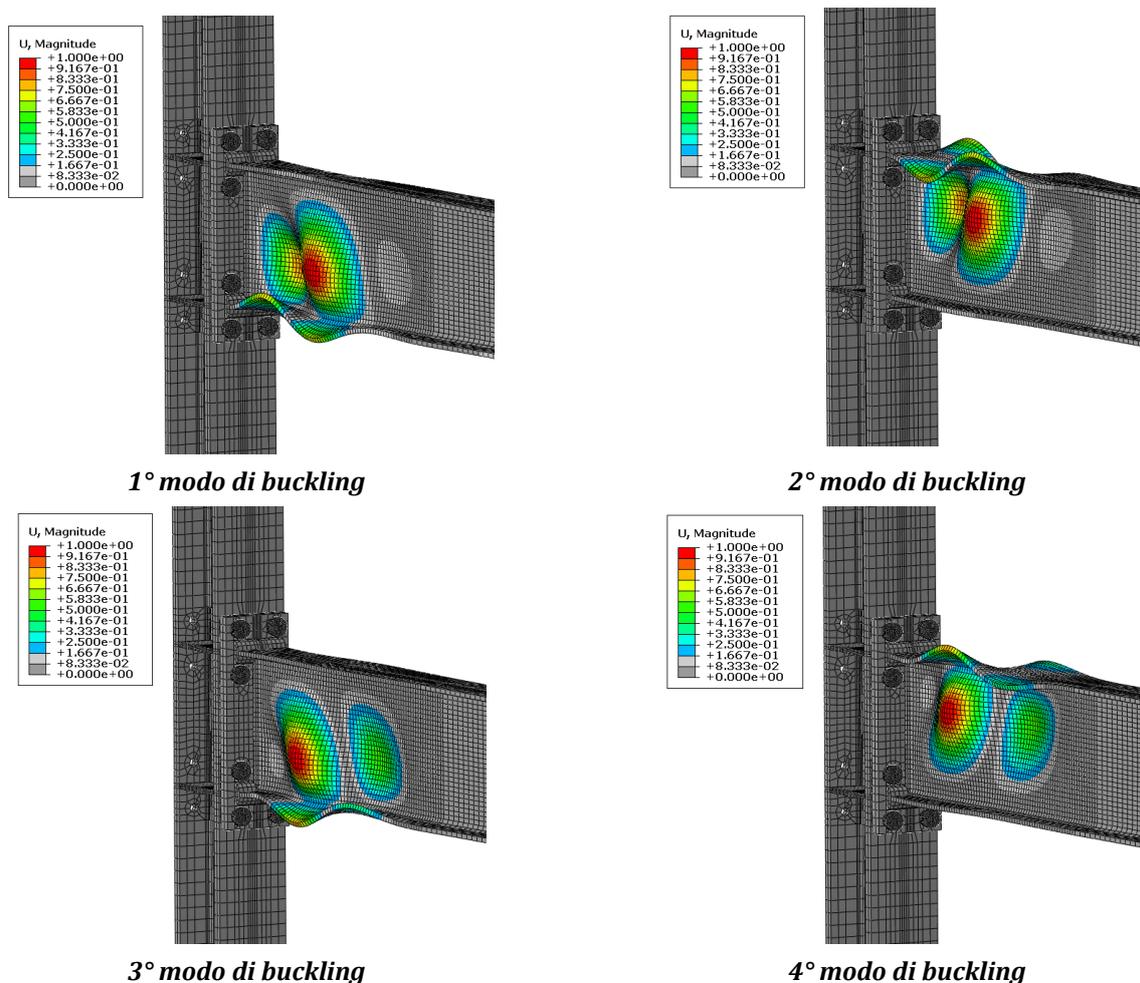


Figura 25: Modi di buckling del collegamento

In Fig. 25 vengono riportati i risultati dell'analisi di stabilità, rappresentando i primi quattro modi di "buckling". In particolare, come è possibile osservare da tale figura, nell'ipotesi di carico diretto dall'alto verso il basso, il primo e terzo modo coinvolgono l'instabilità

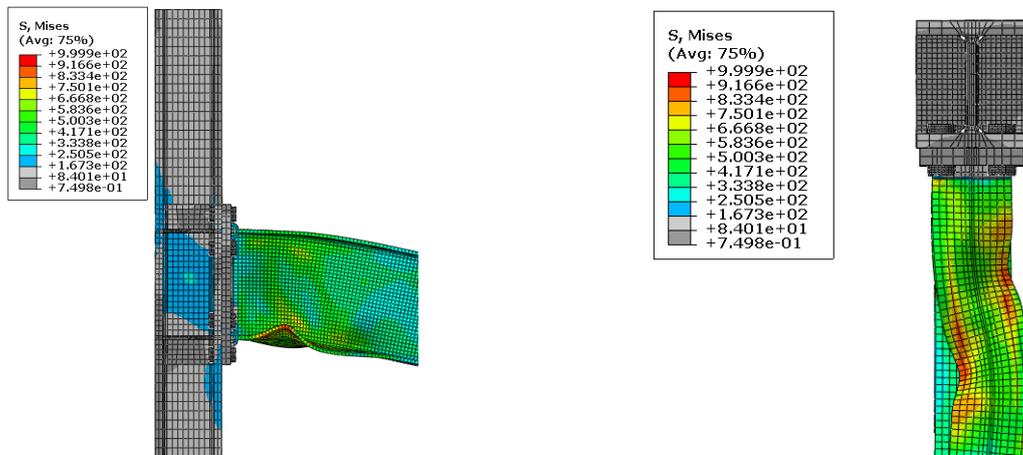
combinata di flangia inferiore ed anima nella porzione compressa. In maniera analoga, il secondo e quarto modo, forniscono le forme di “buckling” che si sviluppano nella zona della flangia superiore del profilo, quando il carico è diretto dal basso verso l’altro. Siccome l’analisi sviluppata nel presente lavoro è riferita ad una modellazione essenzialmente monotona, in cui il carico è diretto dall’alto verso il basso (sviluppando nella zona di collegamento un momento negativo) si è scelto di introdurre nel modello un’imperfezione proporzionale alla prima forma di “buckling”. Seguendo tale approccio, il coefficiente di proporzionalità con cui scalare la forma di “buckling” è stato determinato a partire dal rapporto tra l’80% (EC3 parte 1-5) della tolleranza di fabbricazione massima (pari al 2% della larghezza della flangia del profilo, cfr. EN 10034) e la somma degli spostamenti fuori piano delle flange del profilo nella configurazione deformata affine al primo modo di “buckling”. Seguendo questa procedura è stato ottenuto il seguente valore:

$$k_{1^{\circ}modo} = \frac{0.8 \times 0.02 \times 220}{2 \times 0.738} = 2.384$$

Analisi del Collegamento

Il collegamento è stato modellato seguendo quanto definito in precedenza ed introducendo come caratteristiche meccaniche dei materiali, i valori medi di resistenza per la trave ed i valori caratteristici di resistenza per tutti gli elementi del collegamento e per la colonna. Per fare in modo che il collegamento sia sollecitato con lo stesso regime di sforzi per cui è stato progettato, la lunghezza della trave è stata assunta pari a 3820 mm, ovvero pari al rapporto tra il momento e il taglio di progetto.

Soluzione progettuale con i piatti di continuità



Soluzione progettuale in assenza dei piatti di continuità

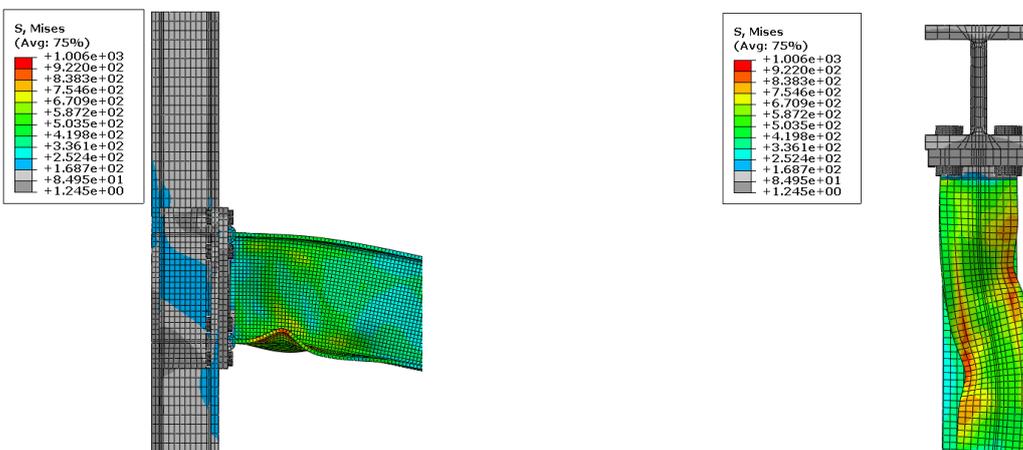
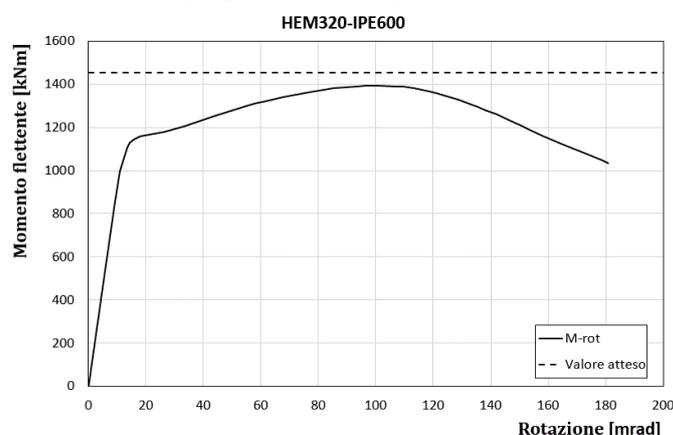


Figura 26: Comportamento del sistema nodo-trave a rottura (Tensioni di Von Mises)

In base al criterio di progetto adottato nella definizione degli elementi del nodo, ci si attende che le deformazioni plastiche siano localizzate prevalentemente all'estremità della trave, e che le componenti del collegamento siano interessate solo in maniera marginale da fenomeni di plasticizzazione. Difatti si noti che, anche se il nodo viene progettato a completo ripristino di resistenza, ci si aspetta comunque lo sviluppo di modeste plasticizzazioni dovute al fatto che le formule impiegate nella progettazione, e suggerite dalle normative, si basano sulla definizione di resistenze plastiche di progetto piuttosto che di resistenze di progetto al limite elastico. Dal punto di vista complessivo, l'analisi FEM ha mostrato, come atteso, una maggiore concentrazione delle deformazioni plastiche all'estremità della trave con la formazione di un meccanismo di collasso caratterizzato dall'instabilità locale della flangia compressa del profilo, accompagnata dal conseguente sbandamento, per compatibilità cinematica, dell'anima.

Soluzione progettuale con i piatti di continuità



Soluzione progettuale in assenza dei piatti di continuità

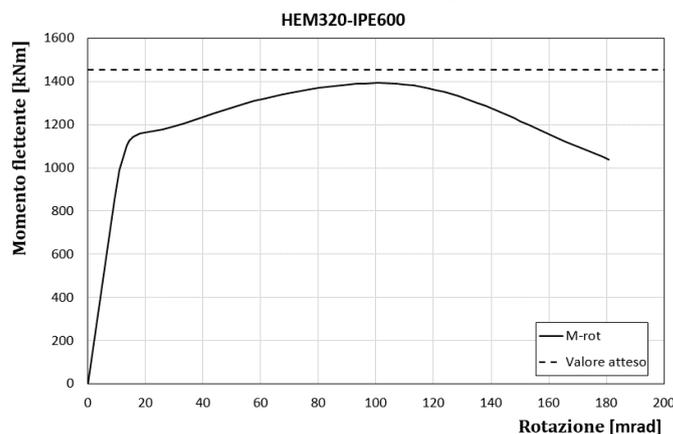


Figura 27: Curva momento-rotazione

La curva momento-rotazione del sistema nodo-trave, rappresentata in Fig. 27, è stata ottenuta moltiplicando la forza applicata all'estremità della trave e dividendo lo spostamento valutato nello stesso punto per la lunghezza del profilo più lo spessore del piatto di estremità. Il risultato, in entrambi i casi, appare in linea con quanto atteso. Difatti la curva mostra un ramo elastico, seguito da un ramo di prima plasticizzazione, dovuto al completo snervamento del profilo metallico, ed una fase non-lineare crescente, corrispondente all'incrudimento del materiale, che prosegue sino al raggiungimento del momento che produce l'instabilità locale della trave, il quale risulta essere pari a 1394 kNm nel primo caso e 1392 kNm nel secondo,

ossia di poco inferiore (circa il 4%) al valore di progetto, valutato a filo con la flangia della colonna, pari a 1453 kNm. Successivamente all'insorgere dei primi fenomeni di instabilità del profilato metallico, segue una fase di softening.

Con riferimento alle curve momento-rotazione riportate in Fig.27, è opportuno sottolineare che apprezzabili differenze tra le due soluzioni esaminate non sono visibili. Ciò è in linea con quanto atteso poiché, in entrambi i casi, il criterio di progetto adottato nella definizione degli elementi del nodo fa sì che le deformazioni plastiche siano localizzate prevalentemente all'estremità della trave.

Soluzione progettuale con i piatti di continuità

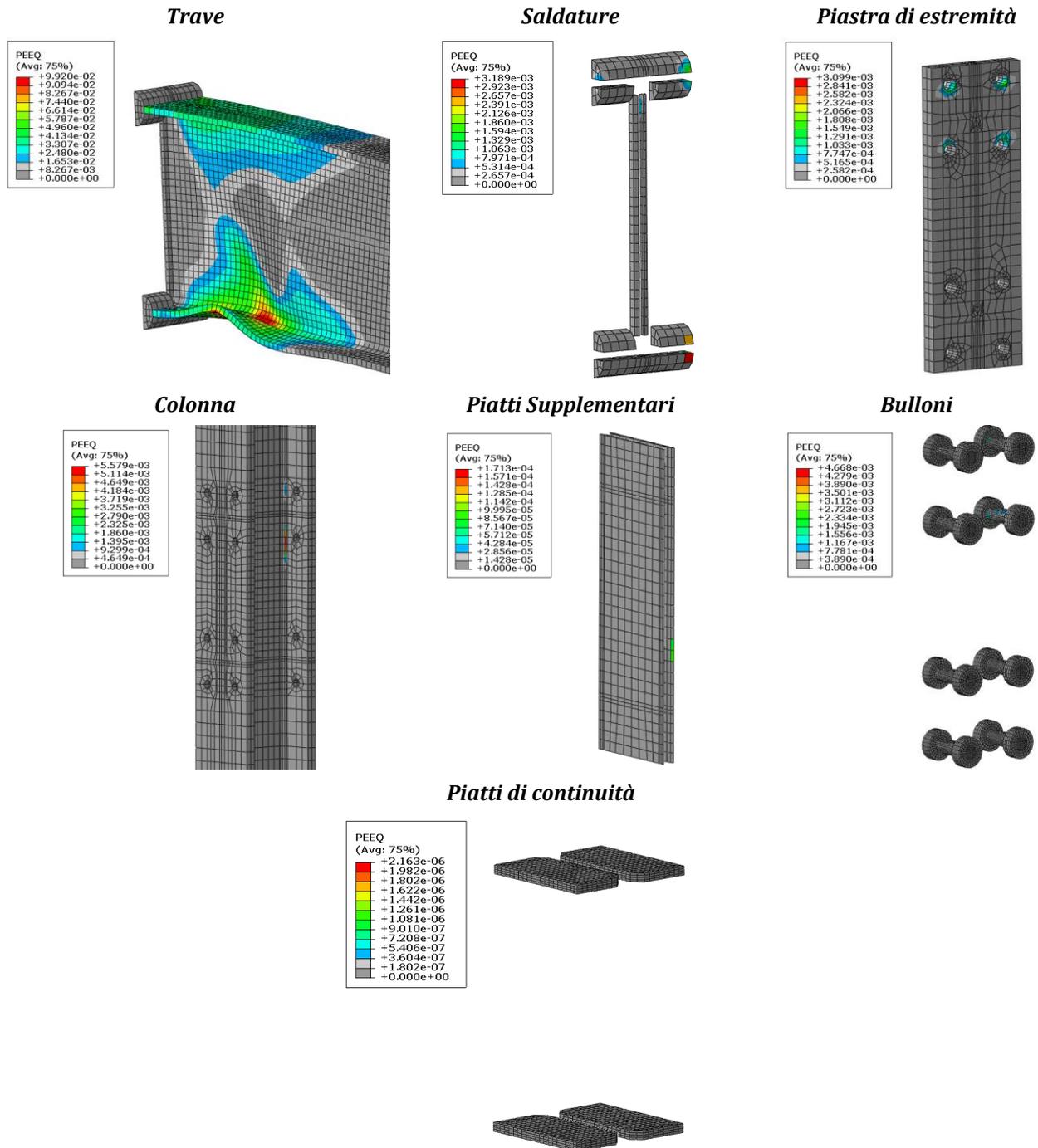


Figura 28: Plasticizzazione delle componenti nodali e della trave

Al fine di quantificare il livello di danneggiamento degli elementi del collegamento, si è provveduto a definire un parametro di danno pari al rapporto fra la deformazione plastica equivalente valutata nell'istante in cui viene raggiunto il momento massimo e la deformazione al limite elastico del materiale. A tale scopo, si è provveduto ad isolare tutte le componenti del nodo, tracciando le corrispondenti mappe di deformazione, e a determinare il valore della deformazione plastica equivalente massima.

Impiegando questo approccio sono stati ottenuti i risultati rappresentati in Fig. 28 e riassunti in Tabella 3, per quanto riguarda la prima delle due soluzioni progettuali, in Fig. 29 e in Tabella 4, per quanto riguarda invece la soluzione progettuale senza piatti di continuità.

Tabella 3: Danneggiamento degli elementi al raggiungimento del momento massimo (Sol. 1)

NODO ESTERNO IPE600-HEM320		
	(PEEQ)	PEEQ/(f _v /E)
<i>Trave</i>	0.0992	75.75
<i>Saldature</i>	0.0032	2.44
<i>End-Plate</i>	0.0031	2.37
<i>Colonna</i>	0.0056	3.31
<i>Piatti Supplementari</i>	0.0002	0.12
<i>Bulloni</i>	0.0047	1.10
<i>Piatti di Continuità</i>	0.0000	0.00

Soluzione progettuale con i piatti di continuità

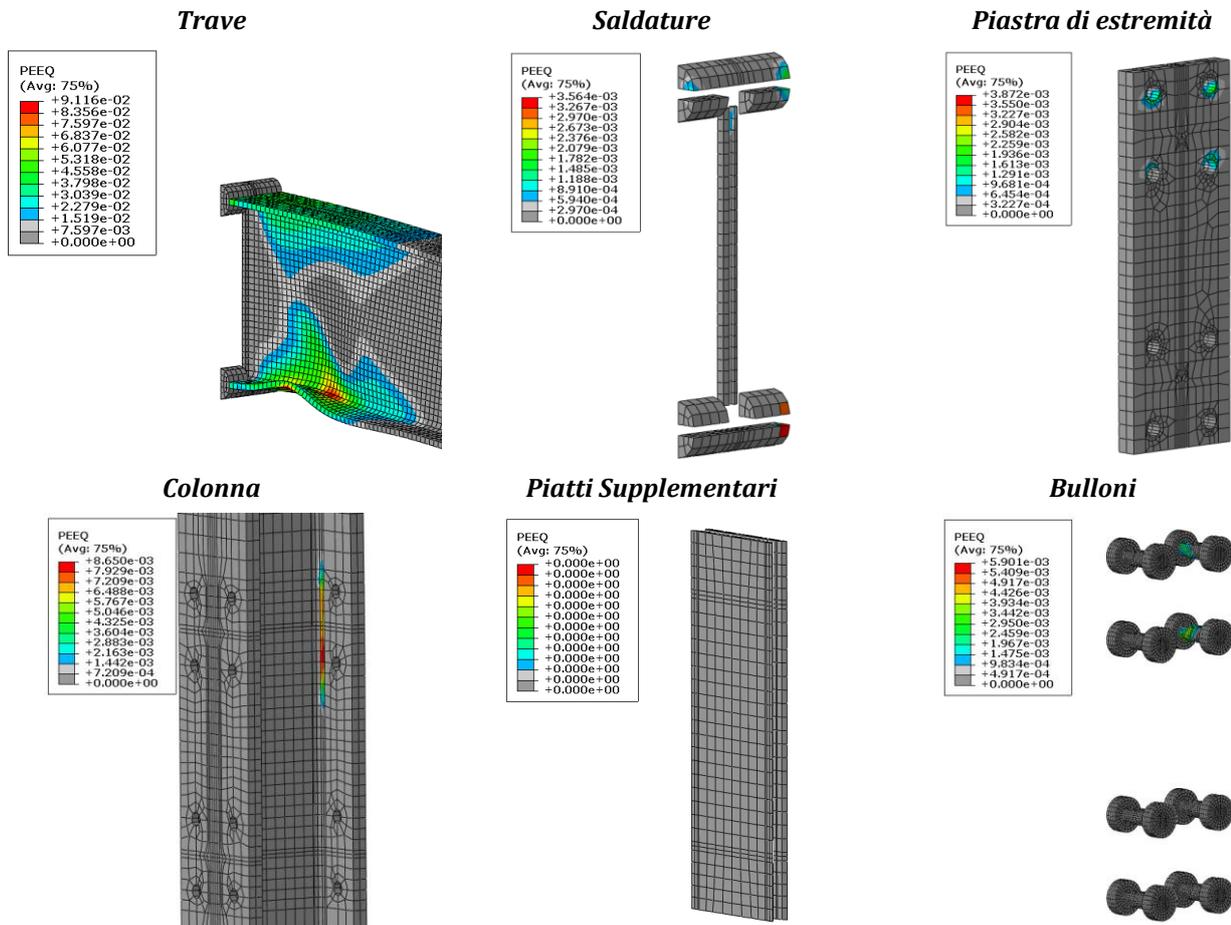


Figura 29: Plasticizzazione delle componenti nodali e della trave

Dalle Tabelle 3-4, risulta utile osservare che il livello di danno che si verifica nelle componenti del collegamento è pari al massimo a 3.31 e 5.12. Questo risultato appare sostanzialmente in linea con le indicazioni fornite dall'Eurocodice 3 per la determinazione delle resistenze plastiche di progetto degli elementi di collegamento. Infatti, l'EC3 assume che la deformazione delle componenti nodali al raggiungimento della resistenza plastica sia pari al triplo della deformazione al raggiungimento della resistenza al limite elastico.

Al contrario il danneggiamento risulta fortemente concentrato all'estremità della trave collegata che costituisce l'unica zona dissipativa significativa, coerentemente con i criteri di progettazione adottati che risultano finalizzati alla progettazione di collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità.

Tabella 4: Danneggiamento degli elementi al raggiungimento del momento massimo (Sol. 2)

NODO ESTERNO IPE600-HEM320		
	(PEEQ)	PEEQ/(f_y/E)
<i>Trave</i>	0.0912	69.64
<i>Saldature</i>	0.0036	2.72
<i>End-Plate</i>	0.0039	2.96
<i>Colonna</i>	0.0086	5.12
<i>Piatti Supplementari</i>	0.0001	0.06
<i>Bulloni</i>	0.0059	1.38

8. SUGGERIMENTI BIBLIOGRAFICI PER APPROFONDIMENTI

- [1] **T. Douty, W. McGuire** (1965): "High Strength Bolted Moment Connections", Journal of the Structural Division, 91(ST2), pp. 101-128.
- [2] **P. Zoetemaier** (1974): "A Design Method for the Tension side of Statically Loaded Bolted Beam-to-Column Connections", Heron, Vol.20, Issue 1, pp. 1-59.
- [3] **R.S. Nair, P.C. Birkemoe, W.H. Munse** (1974): "High Strength Bolts Subject to Tension and Prying", Journal of Structural Division, ASCE, 100(2), pp.351-372.
- [4] **Y.E. Yee, R.E. Melchers** (1986): "Moment-rotation curves for bolted connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, Issue 3, pp. 615-635.
- [5] **H. Krawinkler, S. Mohasseb** (1987): "Effects of panel zone deformations on seismic response", Journal of Constructional Steel Research, 8
- [6] **G. Kulak, J. Fisher, J. Struik** (1987): "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", ed.: John Wiley & Sons.
- [7] **B. Kato** (1988): "Rotational Capacity of steel members subject to Local Buckling", 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, paper 6-2-3, August 2-9, Tokyo-Kyoto
- [8] **Kato, B.** (1989): "Rotation Capacity of H-section members as determined by local buckling", Journal of Construction Steel Research, 13, 95-109.
- [9] **U.Kuhlmann** (1989): "Definition of Flange Slenderness Limits on the Basis of Rotation Capacity Values", Journal of Constructional Steel Research, pp. 21-40
- [10] **RILEM**, (1990): "Draft Recommendation - Tension Testing of Metallic Structural Materials for Determining Stress-Strain Relations under Monotonic and Uniaxial Tensile Loading", *Material and Structures*, 23, pp. 35-46.
- [11] **B. Kato** (1990): "Deformation Capacity of Steel Structures", Journal of Constructional Steel Research, pp. 33-94, N.17
- [12] **J.P. Jaspert** (1991): "Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son

- influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier” PhD Thesis, University of Liège, Liège.
- [13] **F.M. Mazzolani, V. Piluso**: “Evaluation of the Rotation Capacity of Steel Beams and Beam-Columns”, 1st COST C1 Workshop, Strasbourg, 28-30 October, 1992.
- [14] **A. Elnashai, A.Y. Elghazouli** (1994): “Seismic behaviour of semi-rigid steel frame”, *Journal of Constructional Steel Research*, 29
- [15] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano**: “Reliability of Eurocode 3 Procedures for Predicting Beam-to-Column Joint Behaviour”, *Third International Conference on Steel and Aluminium Structures*, Istanbul, 24-26 May, 1995, pp.441-448.
- [16] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano**: “Prediction of the Flexural Resistance of Bolted Connections with Angles”, *IABSE Colloquium on Semirigid Structural Connections*, Istanbul, 25-27 September 1996.
- [17] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano** (1997): “A New Method to Design Extended End Plate Connections and Semirigid Braced Frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 41, Issue 1, pp. 61-91.
- [18] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano**: “Prediction of Bolted Connection Ductility”, *2nd International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA '97*, 3-8 August, Kyoto, Japan, 1997, pp. 582-591, ISBN 88-85651-76-3.
- [19] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano** (1998): “Cyclic Behaviour of Bolted Joint Components”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46, No. 1-3, paper number 129, Elsevier.
- [20] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano** (1998): “Experimental Analysis of Bolted Connections: Snug versus Preloaded Bolts”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Volume 124, Issue 7, pp. 765-774.
- [21] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano** (1999): *Structural Steel Semirigid Connections*, CRC Press, Boca Raton, Ann Arbor, London, Tokyo. ISBN 0-8493-7433-2.
- [22] **J. Swanson**, (1999): “Characterization of the Strength, Stiffness and Ductility Behavior of T-stub Connections”, PhD Thesis ed. s.l.: Georgia Institute of Technology.
- [23] **R.T. Leon, A. Swanson** (2000): “Cyclic modelling of T-stub connections” *Proceedings of steel structures in Seismic Areas*, Canada
- [24] **J. Swanson, R.T. Leon** (2000): “Bolted steel connections: tests on T-stub components”, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 126(1)
- [25] **V. Piluso, C. Faella, G. Rizzano** (2001): “Ultimate Behavior of Bolted T-stubs – I. Theoretical Model”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Volume 127, Issue 6, pp. 686-693
- [26] **V. Piluso, C. Faella, G. Rizzano** (2001): “Ultimate Behavior of Bolted T-stubs – II. Model Validation”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Volume 127, Issue 6, pp. 694-704
- [27] **C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano**: “A New Mechanical Model for Evaluating the Whole Moment-Rotation Curve of Composite Beam-to-Column Joints with Angles”, *Eurosteel 2002, 3rd European Conference on Steel Structures*, Coimbra, Portugal, 19-20 September 2002.
- [28] **K.D. Kim, M.D. Engelhardt** (2002): “Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames”, *Journal of Constructional Steel Research*, 58
- [29] **CEN** (2003): “Structure steel I and H sections. Tolerances of shape and dimensions”, EN 10034
- [30] **A. Girao Coelho**, (2004): *Characterization of the ductility of bolted extended end plate beam-to-column steel connections*. PhD Thesis: Universidade de Coimbra.

- [31] **D. Grecea, F. Dinu, D. Dubina** (2004): "Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones", *Journal of Constructional Steel Research*, 60, 739-749.
- [32] **CEN** (2005): "Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-8: Design of Joints", EN 1993-1-8
- [33] **CEN** (2005): "Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-5: Plated structural elements", EN 1993-1-5
- [34] **J.M.Castro, A.Y. Elghazouli, B.A. Izzudin** (2005): "Modelling of the panel zone in steel and composite moment frames", *Engineering Structures*, 27
- [35] **V. Piluso, G. Rizzano** (2007): "Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666
- [36] **D. Dubina, N. Muntean, A. Stratan, D. Grecea, R. Zaharia**, (2008): "Testing program to evaluate behavior of dual steel connections under monotonic and cyclic loading" *Proceedings of the 5th European Conference on Steel and Composite Structures*. Graz, Austria.
- [37] **J.M.Castro, F.J. Davila-Arbona, A.Y. Elghazouli** (2008): "Seismic design approaches for panel zones in steel moment frames", *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (S1)
- [38] **V. Piluso, G. Rizzano** (2008): "Experimental Analysis and Modelling of Bolted T-stubs under Cyclic Loads", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 64, Issue 6, pp. 655-669
- [39] **Ministero delle Infrastrutture** (2008): "Norme tecniche per le costruzioni", NTC2008
- [40] **P. Nogueiro, L. Simoes da Silva, R. Bento, R. Simoes** (2009): "Calibration of Model Parameters for the Cyclic Response of End-Plate Beam-to-Column Steel-Concrete Composite Joints", *Journal of Steel and Composites Structures* , 9 (1), 35-58.
- [41] **American Institute for steel construction** (2010): "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", Chicago, Illinois, AISC
- [42] **American Institute for steel construction** (2010): "Specification for Structural Steel Buildings", Chicago, Illinois, AISC
- [43] **CEN** (2011): "Technical requirement for the execution of steel structures", EN 1090-2
- [44] **F. Iannone, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano** (2011): "Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification", *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 15, Number 2, February 2011 , pp. 214-244(31), Taylor and Francis Ltd. DOI: 10.1080/13632461003695353, 2011.
- [45] **M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano** (2011): "Cyclic Modelling of Bolted Beam-to-Column Connections: Component Approach", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. Volume 15, Issue 4, pp. 537- 563, DOI: 10.1080/ 13632469.2010.513423.
- [46] **M. D’Aniello, R. Landolfo, V. Piluso, G. Rizzano** (2012): "Ultimate Behaviour of Steel Beams under Non-Uniform Bending", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 78, Pages 144-158, DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.07.003
- [47] **V. Piluso, G. Rizzano, I. Tolone** (2012): "An Advanced Mechanical Model for Composite Connections under Hogging/Sagging Moments", *Journal of Constructional Steel Research*, DOI: 10.1016/j.jcsr.2011.10.001, Vol. 72, pp. 35-50.
- [48] **V. Piluso, G. Rizzano, I. Tolone** (2012): "Moment Resistance Statistical Distribution of Beam-to-Column Composite Joints", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 78, Pages 183-191, DOI:10.1016/j.jcsr.2012.07.004

- [49] **F. Wald, L. Kwasniewski, L. Gödrich, M. Kurejková** (2014): “Validation and verification procedures for connection design in steel structures”, 12th International Conference on Steel, Space and Composite Structures, Prague, May 28-30.



PRODOTTI SIDERURGICI

TONDO - TRAVI - LAMIERE - TUBI - PROFILATI

Via delle Calabrie, 44 - ☎ 089/771117 - 771118

Telefax 089/771127

84131 FUORNI - SALERNO

E-mail: peacarranomarcella@tiscali.it

