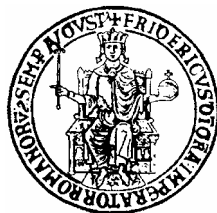


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “FEDERICO II”



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI ANALISI E PROGETTAZIONE STRUTTURALE

CATTEDRA DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI II

TESI DI LAUREA

IL PANNELLO NODALE

NEI

COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA SALDATI

RELATORE:

Ch.mo Prof. Ing. Antonio DE LUCA

CORRELATORE:

Prof. Ing. Elena MELE

CANDIDATO:

Giuseppe BRANDONISIO

Matricola 37/1759

Anno Accademico 2003/2004

INDICE

Sommario	I
Capitolo Primo: Le strutture metalliche intelaiate in zona sismica	1
1.1. Generalità	1
1.2. Il comportamento della trave	4
1.3. Il comportamento della colonna	5
1.4. Il comportamento del pannello nodale	6
1.5. Il comportamento del collegamento	9
1.6. L'importanza delle resistenze relative degli elementi strutturali	9
1.7. Le gerarchie delle resistenze	13
1.7.1. Il criterio di progetto "Colonna Forte-Trave Debole" (SCWB)	15
1.7.2. Il criterio di progetto "Colonna Debole-Trave Forte" (WCSB)	21
1.7.3. Il criterio di progetto "Colonna Forte-Trave FortePannello Debole" (SCSBWP)	22
1.7.4. Il criterio di progetto "Colonna Forte-Trave Debole-Pannello Debole" (SCWBWP)	24
1.7.5. Il criterio di progetto "Colonna Forte-Trave Debole-Pannello Forte" (SCWBSP)	28
1.7.6. Il criterio di progetto "Colonna Debole-Trave Debole-Pannello Forte" (WCWBSP)	30
1.7.7. Il criterio di progetto "Colonna Debole -Trave Forte -Pannello Forte" (WCSBSP)	30
1.7.8. Il criterio di progetto "Colonna Debole -Trave Forte -Pannello Debole" (WCSBWP)	30
Capitolo Secondo: Il pannello nodale	32
2.1. Generalità	32
2.2. Il pannello d'anima (PZ)	40

2.3.	I piatti di continuità _____	43
2.4.	Le azioni agenti sul PZ _____	47
2.4.1.	L'influenza dello sforzo assiale _____	51
2.5.	La resistenza tagliante del PZ _____	52
2.5.1.	Gli Eurocodici e la nuova normativa sismica italiana (OPCM, 2003) _____	53
2.5.2.	Le normative statunitensi _____	55
2.6.	Rassegna dei modelli meccanici esistenti per il PZ soggetto a carichi monotoni _____	61
2.6.1.	Il modello di Krawinkler _____	63
2.6.2.	Il modello di Fielding _____	74
2.6.3.	Il modello di Wang _____	74
2.6.4.	Confronto tra i modelli di Krawinkler, di Fielding e di Wang _____	75
2.6.5.	Il modello tri-lineare di Lin, Tsai, Kong e Hsieh _____	77
2.6.6.	Il modello quadri-lineare di Kim e Engelhardt _____	79
2.7.	Rassegna dei modelli esistenti per il PZ soggetto ai carichi ciclici _____	84
2.7.1.	Il modello bi-lineare _____	85
2.7.2.	Il modello ciclico isteretico di Kim e Engelhardt _____	87
2.8.	La modellazione dei collegamenti saldati con il metodo delle componenti _____	94
2.8.1.	Anima della colonna soggetta a taglio _____	99
2.8.2.	Anima della colonna soggetta a compressione _____	101
2.8.2.1.	Verifica di resistenza _____	101
2.8.2.2.	Verifica di stabilità _____	105
2.8.2.3.	Rigidezza iniziale _____	107
2.8.3.	Anima della colonna soggetta a trazione _____	108
2.8.3.1.	Resistenza di progetto _____	108
2.8.3.2.	Rigidezza iniziale _____	110
2.8.4.	Considerazioni sulla interazione tra le tensioni locali _____	110

2.8.5.	Flangia della colonna soggetta a flessione _____	115
2.8.6.	Flangia ed anima della trave soggetta a compressione _____	119
2.8.7.	Costruzione della curva $M-\phi$ e influenza dell'incrudimento _____	119
2.9.	L'influenza della deformazione tagliante del PZ sul comportamento dei telai _____	124
2.9.1.	Le analisi di Tsai e Popov _____	124
2.9.1.1.	Il telaio a 6 piani _____	126
2.9.1.2.	Il telaio a 20 piani _____	127
2.9.1.3.	Correzione degli spostamenti elastici di piano per le deformazioni del PZ _____	130
2.9.2.	Le analisi di Liew e Chen _____	133
2.9.3.	Osservazioni e indicazioni di progetto _____	143
	Capitolo Terzo: L'influenza della snellezza del pannello nodale sul comportamento ciclico del nodo _____	145
3.1.	Premessa _____	145
3.2.	Il comportamento delle lastre non irrigidite: la teoria dell'instabilità lineare _____	147
3.3.	Il comportamento al collasso delle lastre soggette a taglio _____	156
3.3.1.	Meccanismo base del taglio _____	156
3.3.2.	Effetto delle imperfezioni _____	157
3.3.3.	Modelli incompleti dei campi di tensione diagonale _____	159
3.3.3.1.	Generalità _____	159
3.3.3.2.	Campo teso incompleto per anime con elementi al contorno rigidi _____	160
3.3.3.3.	Campo teso incompleto per anime con elementi al contorno flessibili _____	163
3.3.4.	La teoria della banda tese e osservazioni sperimentali _____	166
3.4.	Combinazione delle tensioni da taglio con quelle normali _____	167
3.4.1.	Comportamento al collasso _____	167

3.4.2.	Curve d'interazione del carico ultimo _____	169
3.4.3.	Formulazioni di progetto _____	171
3.5.	Capacità a taglio delle strutture longitudinali a lastra in assenza degli irrigidimenti _____	173
3.5.1.	Introduzione _____	173
3.5.2.	Aspetti comuni dei modelli a taglio ultimo _____	176
3.5.3.	Caratteristiche generali dell'azione della banda diagonale tesa ____	177
3.5.4.	Modello a taglio ultimo per le travi con piattabande molto flessibili	178
3.5.4.1.	Il modello di Basler _____	178
3.5.5.	Modelli a taglio ultimo con la banda tesa ancorata alle flange ____	180
3.5.5.1.	Generalità _____	180
3.5.5.2.	Proposte semi-plastiche _____	180
3.5.5.3.	Il metodo Prague-Cardiff _____	182
3.5.5.4.	Il metodo Trieste _____	183
3.5.5.5.	Il metodo Cardiff _____	183
3.5.5.6.	I modelli successivi _____	185
3.5.5.7.	Il meccanismo a cornice _____	187
3.6.	Interazione tra il taglio e la flessione _____	189
3.6.1.	Modelli a taglio senza il contributo delle piattabande _____	189
3.6.2.	Modelli a taglio tenendo conto della rigidezza delle piattabande ____	190
3.7.	La verifica all'instabilità per taglio dell'Eurocodice 3 _____	191
3.7.1.	Il metodo post-critico semplificato _____	192
3.7.2.	Il metodo delle bande diagonali _____	193
3.8.	Proposte critiche sul comportamento del PZ in funzione del requisito di plasticità e di snellezza _____	195

Capitolo Quarto: Le strutture metalliche intelaiate in zona sismica	202
4.1. Generalità	202
4.2. Programma sperimentale	204
4.2.1. Generalità	204
4.2.2. Gli obiettivi della prova	204
4.2.3. I campioni testati	204
4.2.4. Le proprietà dei materiali e dei campioni	208
4.2.5. L'apparato di prova	210
4.2.6. Le storie di carico	212
4.2.7. La strumentazione utilizzata	217
4.2.8. Condizioni di vincolo del campione e modalità di calcolo delle rotazioni	221
4.2.9. Calcolo del taglio e della deformazione tagliente del pannello nodale	223
4.3. Procedura della prova	227
4.4. Risultati sperimentali	229
4.4.1. Campione BCC5	229
4.4.1.1. Test BCC5-A	229
4.4.1.2. Test BCC5-B	233
4.4.1.3. Test BCC5-C	236
4.4.1.4. Test BCC5-D	239
4.4.1.5. Test BCC5-E	243
4.4.2. Campione BCC6	246
4.4.2.1. Test BCC6-A	246
4.4.2.2. Test BCC6-B	250
4.4.2.3. Test BCC6-C	253
4.4.2.4. Test BCC6-D	256
4.4.2.5. Test BCC6-E	259

4.4.3. Campione BCC8_____	262
4.4.3.1. Test BCC8-A _____	262
4.4.3.2. Test BCC8-B _____	266
4.4.3.3. Test BCC8-C _____	270
4.4.3.4. Test BCC8-D _____	274
4.4.3.5. Test BCC8-MON _____	278
4.4.4. Prove di verifica _____	281
4.4.4.1 Test BCC5-BB _____	281
4.4.4.2. Test BCC6-BB _____	284
4.4.4.3. Test BCC8-E _____	287
4.5. Interpretazione dei dati sperimentali _____	290
4.5.1. Comportamento ciclico e modalità di collasso dei campioni _____	290
4.5.1.1. Campione BCC5 _____	290
4.5.1.2. Campione BCC8 _____	292
4.5.1.3. Campione BCC6 _____	295
4.5.2. L'effetto del pannello nodale sulle prestazioni dei campioni _____	309
4.5.2.1. Capacità rotazionale dei campioni _____	309
4.5.2.2. Effetti del pannello sul comportamento ciclico e sulle modalità di collasso. _____	311
4.5.2.3. Il meccanismo di dissipazione dei campioni _____	314
4.6. Confronto tra i risultati sperimentali e quelli teorici di Krawinkler, Fielding e Wang _____	318
Conclusioni _____	320
Bibliografia _____	323

SOMMARIO

In zona sismica le strutture “dissipative” sono progettate concependo che, durante un terremoto distruttivo, in alcune porzioni degli elementi strutturali si possano sviluppare deformazioni plastiche per dissipare l’energia cinetica che il sisma trasmette alla struttura mediante un comportamento ciclico isteretico duttile in campo plastico.

In particolare, nelle strutture intelaiate, tale dissipazione avviene essenzialmente per flessione ciclica plastica.

Per consentire all’edificio di sfruttare le massime capacità dissipative, occorre indirizzare la progettazione in maniera tale da favorire la formazione di quel meccanismo che, nelle strutture intelaiate, prende il nome di meccanismo di tipo globale, caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alle sole estremità delle travi e alla base delle colonne.

Esso è un meccanismo ottimale perché dà luogo ad un elevato numero di cerniere plastiche e ad una uniforme richiesta inelastica.

Le plasticizzazioni nelle colonne non sono invece desiderabili per la minore capacità dissipativa e duttilità degli elementi presso-inflessi e perché possono dar luogo a meccanismi di piano, che sono in genere fatali per il basso numero di cerniere plastiche, per l’elevata richiesta di deformazione anelastica e per la bassa capacità di dissipare energia.

Per ottenere il meccanismo di collasso globale, occorre che la resistenza flessionale delle colonne, ridotta per la presenza dello sforzo assiale, sia maggiore di quella delle travi:

$$\sum M_{c,pl,rid} > \sum M_{b,pl}$$

Tale condizione dovrebbe garantire la formazione delle cerniere plastiche nelle travi e la permanenza delle colonne in campo elastico.

Osservando però un nodo strutturale, ci si rende subito conto che il trasferimento delle sollecitazioni dalla trave alla colonna avviene per mezzo di un terzo elemento strutturale: il pannello nodale (PZ). Allora ci si può chiedere se anche questo, appartenendo alla colonna, debba rimanere in campo elastico o può plasticizzarsi.

Quindi in una struttura metallica intelaiata, il concetto classico di gerarchia delle resistenze, che vede in gioco solo due elementi, la trave e la colonna, viene modificato dalla presenza del pannello nodale.

Pertanto, fermo restando l'idea di volere una colonna forte, occorre vedere come si pone l'elemento pannello nei confronti della trave, nel senso che può essere:

- **più forte della trave**, ovvero deve restare in campo elastico in presenza dell'azione sismica;
- **più debole della trave**, cioè si plasticizza al posto di questa;
- **intermedio**, avendo in tal caso lo snervamento di entrambi gli elementi.

Avere un PZ forte può risultare oneroso in certi casi. Ad esempio, in un nodo a tre vie, in presenza di una trave IPE450 di acciaio Fe360 ($M_{b,pl}=400\text{kNm}$), per avere un pannello d'anima forte, che resti in campo elastico, è necessario utilizzare un profilo HE360B ($M_{y,PZ}=417\text{kNm}$ se di acciaio Fe360) quando, per soddisfare il solo criterio di gerarchia trave-colonna è sufficiente adottare un profilo HE240B ($M_{c,pl}=495\text{kNm}$ se di acciaio Fe360).

Quindi, questo maggior peso è il motivo di questo lavoro di tesi, ovvero, è necessario aumentare così la sezione della colonna o, in alternativa, irrobustire il nodo mediante piatti d'anima o costolature diagonali, per assicurare la permanenza del pannello d'anima in campo elastico oppure è possibile consentire la sua plasticizzazione visto che con lo snervamento del PZ, oltre all'economia delle sezioni, si ha anche il vantaggio di poter contare sulla sua partecipazione alla dissipazione dell'energia sismica, riducendo quindi l'impegno plastico delle travi, grazie al suo comportamento ciclico duttili e stabile con eccellenti capacità dissipative.

D'altra parte, eccessive deformazioni plastiche taglienti del pannello possono causare la formazione delle local kinks, cioè delle cerniere plastiche nelle flange degli elementi in prossimità del nodo, possono poi dar luogo ad elevate concentrazioni di tensioni nelle saldature che collegano le flange della trave a quelle della colonna, con conseguenti possibilità di frattura delle stesse, determinando così una rottura fragile del nodo. Inoltre, la deformabilità dei pannelli riduce la rigidezza laterale del telaio e quindi aumenta gli spostamenti sotto le azioni di servizio e la sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine, per cui risulta necessario tener conto della presenza del pannello nella modellazione della struttura.

Alla luce di quanto detto, la presente tesi analizza l'elemento pannello nodale, osservando innanzitutto quale è il comportamento meccanico dello stesso e quali sono le modellazioni proposte in letteratura. Vedendo, poi, quali sono i requisiti che richiedono le diverse normative per derivare alcune indicazioni progettuali alla luce anche dei problemi d'instabilità del pannello e dei risultati di una sperimentazione finalizzata alla valutazione del comportamento del nodo nei tre casi di PZ forte, PZ debole e PZ intermedio.

I tre campioni testati, rappresentativi di un nodo esterno trave-colonna, differiscono, infatti per la sezione della colonna e quindi del pannello, che in un caso (campione BCC5) è più debole della trave, in un caso (campione BCC8) è più forte della trave e nel terzo caso (campione BCC6) ha una resistenza confrontabile con quella della trave, che ha sempre la stessa sezione (IPE300) per tutti e tre i campioni.

L'apparato utilizzato nella prova è composto, nelle sue parti essenziali, da una parete di reazione in c.a., da una trave di base, da un telaio di controventamento, che serve ad evitare spostamenti fuori piano del provino e da una trave di contrasto trasversale necessaria ad evitare eccessive deformazioni della trave di base quando il carico è diretto verso la parete di reazione.

Ad ogni campione sono state applicate sei storie di carico: una monotona e cinque cicliche, di cui quattro ad ampiezza costante ed una ad ampiezza crescente secondo le modalità previste dalle raccomandazioni ECCS (1986), ovvero:

- un ciclo con la legge $\left[+n \cdot \frac{d_y}{4}; -n \cdot \frac{d_y}{4} \right]$, con $n=1, 2, 3$ e 4 ;
- tre cicli con la legge $[+2n \cdot d_y; -2n \cdot d_y]$, con $n=1, 2, 3, 4, 5, \dots$

essendo d_y lo spostamento al limite elastico, assunto in tutti e tre i casi pari a 10mm.

Il campione BCC5, caratterizzato da un pannello debole, ha mostrato un comportamento ciclico molto regolare e stabile, senza alcun degrado di resistenza e rigidità. Solo nell'ultimo ciclo le curve presentano una brusca riduzione delle caratteristiche meccaniche dovuto al collasso fisico del provino, che ha mostrato una rottura di tipo fragile (improvvisa), che si è innescata in prossimità della saldatura che collega la flangia della trave a quella della colonna e si è poi propagata nell'anima della trave. In tutti i test si sono registrate elevate distorsioni del pannello e limitate deformazioni plastiche della trave, nella quale non si è formata la cerniera plastica.

Il campione BCC8, caratterizzato da un pannello forte, ha mostrato un comportamento ciclico stabile, senza repentini degni di resistenza e rigidità, che diminuiscono in maniera molto graduale per il progressivo imbozzamento delle ali della trave, che sono soggette ciclicamente a compressione e a trazione. La rottura del nodo è caratterizzata dalla frattura della flangia della trave nella zona d'imbozzamento, distante circa 10÷15cm dalla saldatura. In tutti i test si è osservata la formazione della cerniera plastica nella trave, che dà così origine ad un elevato comportamento duttile del campione. Le distorsioni taglienti del pannello sono invece basse.

Il campione BCC6 caratterizzato da un pannello intermedio, ha mostrato un comportamento che è fortemente influenzato dalla storia di spostamenti applicata. In alcuni test, infatti, ha mostrato un comportamento ciclico simile a quello del campione con pannello debole (BCC5), con curve cicliche stabili e regolari e una rottura improvvisa, con innescò della frattura in prossimità della saldatura. Altri test hanno invece mostrato un comportamento ciclico simile a quello visto per il campione con pannello forte (BCC8), con curve cicliche regolari, che mostrano una graduale riduzione di rigidità e resistenza flessionale dovuta al progressivo imbozzamento delle flange della trave e una rottura di tipo duttile, dovuta alla fessura dell'ala della trave a 10÷15cm dalla saldatura.

Tutti i campioni hanno mostrato una buona capacità rotazionale totale, sempre superiore a 0.04rad (capacità rotazionale raccomandata dal SAC (1999) per le strutture metalliche intelaiate sismo resistenti).

A queste rotazioni totali piuttosto grandi, si contrappongono rotazioni plastiche della trave limitate e ciò conferma il fatto che l'elemento pannello contribuisce notevolmente alla capacità rotazionale del nodo. Tale contributo è tanto più forte quanto più il pannello è debole. Infatti nei test, l'aliquota della rotazione dovuta al PZ va dal 50% per il collegamento con pannello forte (BCC8) all'80% per il nodo con PZ debole (BCC5). Inoltre, la richiesta rotazionale plastica delle travi si riducono notevolmente passando dal nodo con PZ forte a quello con PZ debole.

Dalla storia deformativa del pannello e della sezione della trave in cui ci si attendeva la formazione della cerniera plastica, è stato possibile avere una ulteriore conferma dei meccanismi di dissipazione mostrati dai tre campioni.

In particolare, nei nodi con PZ forte, la dissipazione è avvenuta inizialmente attraverso cicli taglianti plastici del pannello e flessionali della trave. Poi, formatasi la cerniera plastica nella trave, si può notare una riduzione della richiesta di deformazione del pannello. A partire da tale istante, infatti, la dissipazione avviene solo attraverso cicli plastici flessionali della trave, che funge quindi da fusibile, proteggendo così l'area nodale dai pericoli di rottura fragile.

Nel caso invece di nodo con pannello forte, la dissipazione avviene mediante cicli plastici taglianti del pannello. Infatti, a differenza di quanto accadeva per il collegamento con PZ forte, si verifica una inversione del segno della deformazione del pannello fino al collasso, che è di tipo fragile per l'eccessiva deformazione del pannello.

Significativo è anche il confronto tra i parametri prestazionali ciclici dei campioni testati. È infatti possibile notare nel campione BCC5, avente un pannello debole e una modalità di rottura fragile, il comportamento dei provini mostra una certa variabilità del numero di cicli plastici e dell'energia assorbita, mentre nel caso del collegamento BCC8, con pannello forte e modalità di rottura duttile, i provini hanno mostrato una certa omogeneità di valori. Ciò avviene perché la formazione della cerniera plastica nella trave non comporta notevoli aumenti dello stato tensio-

nale nelle saldature e quindi la rottura dipende dalle proprietà meccaniche del materiale di base della trave. Viceversa, nel campione BCC5, a causa delle eccessive deformazioni del pannello, la rottura si ha in vicinanza della saldatura e quindi in una zona termicamente alterata, che presenta una certa variabilità di caratteristiche meccaniche.

Sulla scorta delle conoscenze acquisite durante lo studio di tale argomento, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- in presenza del pannello nodale in una struttura metallica intelaiata cambia il concetto classico di gerarchia delle resistenze. Infatti, fermo restando l'idea di volere le colonne forti, è possibile avere un pannello più forte, più debole o intermedio (rispetto la trave);
- l'esame delle normative tecniche ha evidenziato che nei Paesi europei è esclusa la possibilità di far snervare il pannello, che quindi deve essere forte. In America, invece, c'è stata una evoluzione nel corso degli anni, nel senso che si è passati da un pannello forte a quello debole. Oggi, tuttavia, tali codici statunitensi sono orientati ad ottenere un pannello intermedio;
- dall'esame dell'instabilità a taglio delle lastre non irrigidite è emerso che i profilati a I dei sagomari europei hanno dimensioni geometriche tali che non dovrebbero dar luogo a problemi d'instabilità, sia in campo elastico che in campo plastico. Tuttavia a tali risultati sono pervenuto utilizzando una teoria basata su studi e prove sperimentali fatti su pannelli d'anima delle travi inflesse soggette a carichi statici, mentre il pannello nodale, per effetto dell'azione sismica, è soggetto a carichi ciclici e grosse deformazioni plastiche, per cui occorre un maggiore approfondimento del problema sia dal punto di vista teorico che sperimentale;
- le prove sperimentali hanno evidenziato che il comportamento del nodo è governato dall'elemento più debole indipendentemente dalla storia di carico. Se invece trave e PZ hanno resistenze confrontabili, il comportamento alla particolare storia di carico applicata;

- tutti i test hanno mostrato un buon comportamento globale. Un grosso contributo a tali prestazioni è stato fornito dall'elemento pannello, che si è plasticizzato in tutti tre i casi. Ciò nonostante se il PZ è debole, il nodo mostra una modalità di rottura indesiderata (perchè improvvisa) per l'eccessiva deformazione del pannello. Viceversa, nel campione con PZ forte, si è avuto una modalità di rottura migliore, con una buona capacità dissipativa e rotazionale;
- alla luce di tali risultati, è emerso che la soluzione ottimale è avere un certo snervamento del pannello per ridurre l'impegno plastico delle travi. La sua deformazione deve però essere contenuta per evitare rotture fragili del nodo. Ciò può farsi limitando opportunamente il rapporto tra la resistenza della trave e quella del pannello. Osservando le resistenze

relative nominali dei campioni testati $\left(\frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} \right)_{BCC5} = 1.72,$

$\left(\frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} \right)_{BCC6} = 1.22$ e $\left(\frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} \right)_{BCC8} = 0.91$ è possibile orientarsi verso

valori inferiori all'unità. Occorre però individuare anche un limite inferiore per evitare di avere un pannello troppo forte che quindi non si snerva. A tal fine, Roeder C. W. (2002), ha indicato la seguente condizione:

$$0.6 < \frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} < 0.9$$

Essa, però è stata trovata sulla base di esperienze condotte su collegamenti tipici americani e considera un valore della resistenza del PZ ($M_{y,PZ}$), valutata con il modello di Krawinkler, che è circa il 20% più bassa della resistenza con considerata dai codici normativi europei.

Occorrono quindi ulteriori studi per individuare suddetti limiti;

- nel corso delle prove, i provini con pannello forte (BCC8), hanno evidenziato che la condizione di progetto imposta dalle normative europee per avere un pannello forte, non è sufficiente a garantire la permanenza

del pannello in campo elastico. Occorre quindi incrementare la sollecitazione da taglio (valutata considerando la somma dei momenti plastici delle travi) mediante un coefficiente che tenga conto della reale resistenza e dell'incrudimento delle travi.

CAPITOLO PRIMO: LE STRUTTURE METALLICHE INTELAIATE IN ZONA SISMICA

1.1. GENERALITÀ

Nelle zone sismiche, le strutture “dissipative” sono progettate concependo che in alcune porzioni degli elementi strutturali si possano sviluppare, durante un terremoto distruttivo, deformazioni plastiche: in queste porzioni (chiamate “zone dissipative” o “cerniere plastiche”) viene dissipata energia cinetica (trasmessa dal sisma alla struttura) mediante un comportamento ciclico isteretico duttile in campo plastico.

La formazione di opportuni meccanismi dissipativi dipende dalla tipologia strutturale che, in una struttura metallica, è legata alle modalità di progettazione dei collegamenti trave-colonna: si può parlare di strutture intelaiate o pendolari a seconda che tali giunti vengano realizzati come rigidi oppure come cerniere.

Nel primo caso, la struttura è in grado di trasmettere in fondazione sia i carichi verticali sia quelli orizzontali, con travi generalmente impegnate a flessione e colonne presso-inflesse. Nel secondo caso, invece, la struttura sarebbe in grado di trasmettere in fondazione esclusivamente i carichi verticali e deve quindi essere irrigidita mediante opportune strutture di controvento, in grado di assorbire le azioni orizzontali (Ballio G. e Mazzolani F. M., 1987).

Le tipologie strutturali più usate in passato in zona sismica sono le strutture intelaiate e quelle con controventi concentrici. Più recentemente ha avuto diffusione una tipologia che presenta un comportamento intermedio fra le due precedenti: le strutture con controventi eccentrici.

Con riferimento alle sole strutture metalliche intelaiate, che sono spesso indicate con l’acronimo MRF=Moment Resisting Frames, è possibile individuare un gran numero di zone dissipative (cerniere plastiche) localizzate in prossimità dei giunti trave-colonna, che sono sostanzialmente impegnati a flessione. In queste strutture,

quindi, la dissipazione d'energia avviene, sostanzialmente, per flessione ciclica plastica.

Nei moderni codici sismici, sono stati introdotti criteri di progettazione che hanno l'obiettivo di garantire il completo sviluppo delle riserve plastiche dello schema strutturale. Pertanto s'intende evitare la formazione di meccanismi di collasso di tipo locale i quali non sono in grado di esibire duttilità sufficiente per sostenere gli eventi sismici catastrofici. Per queste ragioni, grandi sforzi sono stati conseguiti allo scopo di fornire semplici regole di progettazione capaci di condurre a strutture caratterizzate da un meccanismo di collasso di tipo globale, con la formazione delle cerniere plastiche in tutte e sole le sezioni d'estremità delle travi, con l'esclusione quindi di cerniere plastiche nelle colonne, fatta eccezione per quelle che inevitabilmente si formano alla base delle colonne.

Il meccanismo descritto è rappresentato in Figura 1.1-1 (a). Esso è ottimale giacché è l'unico a dar luogo ad una rotazione plastica θ uguale in tutte le travi (richiesta inelastica uniforme) e circa pari alla rotazione d'insieme del telaio: $\theta = \delta/H$ con δ =spostamento orizzontale in sommità e H =altezza della struttura. L'ordine di grandezza massima di queste rotazioni per i telai vale $0.02 \div 0.04 \text{ rad}$.

Allo scopo di ottenere tale meccanismo di collasso, è universalmente riconosciuta la necessità che la resistenza flessionale delle colonne, ridotta per la presenza dello sforzo assiale, sia maggiore di quella delle travi.

Le plasticizzazioni nelle colonne, invece, non sono desiderabili sia perché in generale incompatibili con il più efficiente meccanismo di Figura 1.1-1 (a), sia per la minore capacità dissipativa e duttilità degli elementi presso-inflessi ed infine per il rischio che esse presentano di dar luogo a meccanismi di piano del tipo di Figura 1.1-1 (b), (c) e (d), i quali sono in generale fatali a causa della concentrata richiesta di duttilità che si verifica non appena sono innescati.

Tuttavia, le attuali normative americane (UBC (ICBO, 1997), AISC (2002), FEMA 350 (2000), CAN (1989)) permettono, in caso di sisma, anche la plasticizzazione del pannello d'anima (PZ) delle strutture metalliche intelaiate. Quindi, piuttosto che favorire la formazione delle cerniere plastiche solo nelle travi o nelle co-

lonne, tali codici individuano nel PZ un'ulteriore fonte di dissipazione dell'energia rilasciata dal terremoto (Kim K. D. e Engelhardt M. D., 2002).

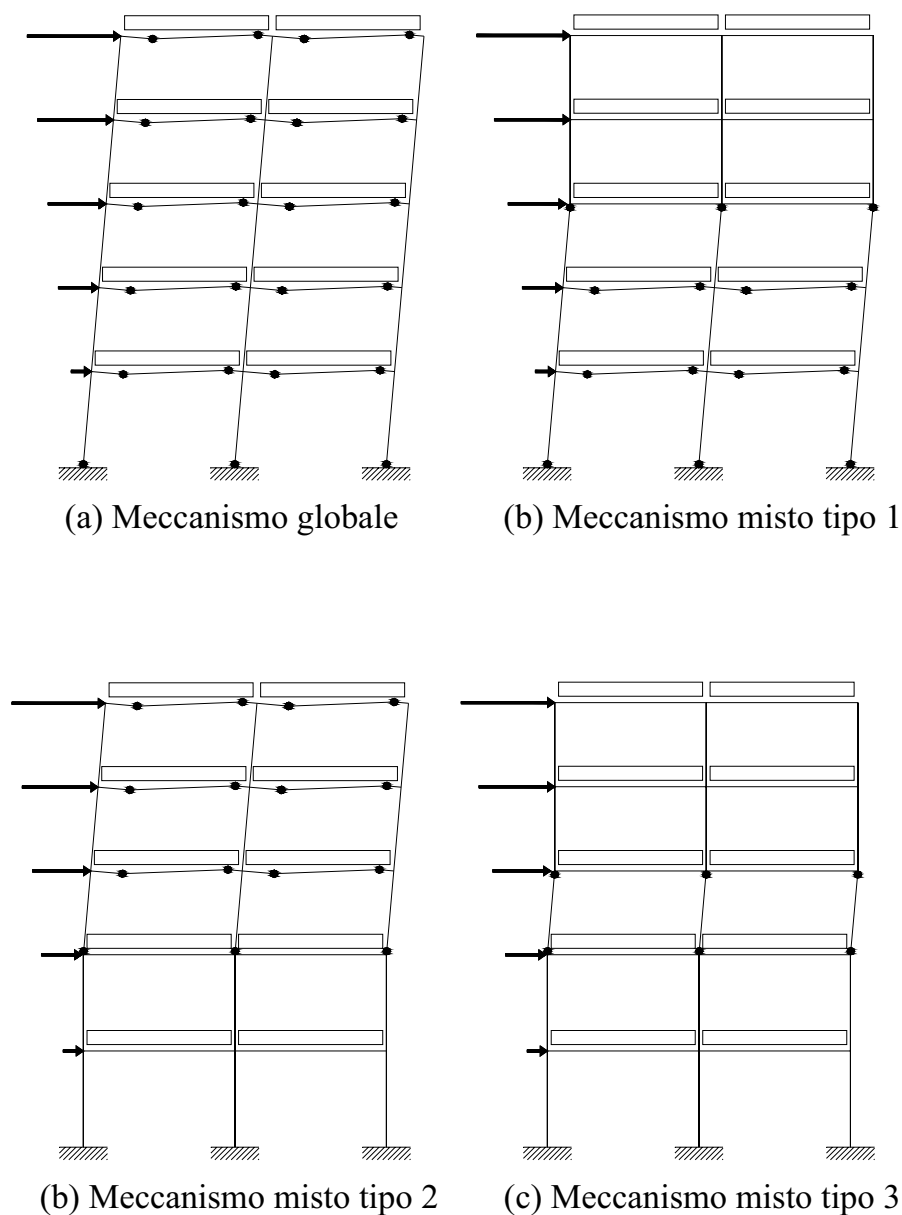


Figura 1.1-1: *Tipologie dei meccanismi di collasso dei telai soggetti a forze orizzontali e a carichi verticali (Piluso V., 1997).*

Nei paragrafi che seguono saranno illustrati gli aspetti principali del comportamento della trave, della colonna e del PZ soggetti ad elevati carichi sismici, per meglio comprendere le metodologie di progetto indicate dai diversi codici normativi per favorire il meccanismo di collasso più dissipativo per le strutture d'acciaio intelaiate.

Poi si discuteranno i criteri mediante i quali è possibile “forzare” la risposta di una struttura intelaiata in modo che questa sviluppi il meccanismo di Figura 1.1-1 (a), con plasticizzazioni alle estremità delle travi ed, eventualmente, nel PZ.

Dal punto di vista concettuale, l’enunciazione di detti criteri è semplice e di giustificazione immediata: gli elementi ed i meccanismi cui non è richiesta (perché non opportuno o perché non ne sarebbero capaci) una funzione di dissipazione d’energia e devono quindi rimanere in campo elastico, sono dimensionati per sollecitazioni superiori a quelle derivanti dal calcolo, le quali si utilizzano invece per dimensionare gli elementi dissipativi. Così facendo, le forze massime che gli elementi dissipativi possono trasmettere a quelli destinati a rimanere elastici sono inferiori alla soglia di resistenza di questi ultimi e l’obiettivo è raggiunto.

1.2. IL COMPORTAMENTO DELLA TRAVE

La trave, sotto l’azione del sisma, può essere schematizzata per mezzo di una serie di conci elastici e conci parzialmente o completamente plasticizzati. La posizione, la lunghezza e la distribuzione della deformazione di questi conci plasticizzati dipendono dai parametri geometrici, dalle condizioni al contorno, dall’effetto dei carichi gravitazionali e dalla richiesta degli spostamenti d’interpiano imposti dal terremoto. Generalmente, queste regioni di plasticizzazione sono localizzate all’estremità della trave, in adiacenza alle facce della colonna.

Se l’instabilità locale e quella flessio-torsionale sono evitate con un’adeguata controventatura, la curvatura generata dal momento in una sezione trasversale, mostra caratteristiche comportamentali desiderabili. Infatti, la trave esibisce delle curve d’isteresi ampie e stabili, con una buona capacità di dissipare energia.

Per queste ragioni l’obiettivo principale della progettazione sismica delle strutture metalliche intelaiate è quello di sintonizzare le resistenze degli elementi della struttura in maniera tale che le deformazioni plastiche siano concentrate all’estremità delle travi.

Generalmente, nelle analisi strutturali, la modellazione delle cerniere plastiche delle travi è semplificata assumendo una relazione momento-curvatura di tipo bilineare, vale a dire con comportamento elastico-perfettamente plastico, con il valore

di resistenza flessionale allo snervamento uguale al momento plastico della sezione sede di formazione della cerniera plastica. Questa assunzione porta a due conseguenze significative. La prima è che le regioni plasticizzate scompaiono e sono sostituite da cerniere plastiche puntiformi. Questa ipotesi di modellazione non influenza la resistenza degli elementi e della struttura, ma maschera i livelli di tensioni e deformazioni che si verificano nella trave e può portare ad una percezione errata della lunghezza e dell'importanza (in particolare per l'instabilità flessotorsionale) delle regioni plasticizzate. La seconda conseguenza è che il valore della resistenza nominale $M_{b,pl}$ può essere significativamente più piccola di quella reale. Inoltre, l'incrudimento ciclico può aumentare ulteriormente la resistenza.

Sottostimare la resistenza di progetto delle travi può comportare due effetti indesiderati. Il primo consiste nella sottostima della resistenza richiesta al collegamento trave-colonna, mentre la seconda porta a sottovalutare il momento massimo che viene trasferito dalle travi al PZ e alle colonne.

In questo modo l'intenzione progettuale di concentrare la dissipazione d'energia nelle regioni delle cerniere plastiche delle travi spesso non viene conseguita, per questo il massimo momento previsto per la trave, che in realtà è maggiore di quello di progetto, può generare delle cerniere plastiche nelle colonne e potrà causare l'indesiderabile meccanismo di piano. Se viceversa il PZ è debole, esso può snervarsi prima che le cerniere plastiche si sviluppino nelle travi, con conseguenti variazioni della richiesta di tensione e deformazione localizzata intorno alla connessione e del tipo di meccanismo di collasso che si svilupperà nel telaio sotto l'azione di un terremoto violento.

1.3. IL COMPORTAMENTO DELLA COLONNA

La presenza di uno sforzo normale significativo, che contraddistingue una colonna da una trave, complica molto il confronto tra il comportamento della colonna e il comportamento della trave, soprattutto se le deformazioni plastiche si hanno nelle colonne. Infatti, la distribuzione delle plasticizzazioni ed il legame momento-curvatura della sezione trasversale, sono molto complicate e fortemente influenzate dalla presenza dello sforzo normale che accompagna il momento. Se il suo valore è elevato, lo snervamento può estendersi su porzioni della colonna di lunghezza si-

gnificativa e il concetto di cerniera puntuale diventa un'approssimazione grossolana.

La capacità di deformazione plastica delle colonne, soggette all'interazione del momento flettente e di un significativo sforzo normale, dipende da molti parametri. Le colonne, inoltre, possono anche essere sollecitate da una flessione biassiale e può quindi instabilizzarsi secondo l'asse forte o secondo quello debole.

Queste e molte altre problematiche fanno della previsione del comportamento della colonna un compito alquanto arduo, specie se il momento causa plasticizzazioni nella colonna. Ci sono alcuni metodi e programmi di calcolo per risolvere tale problema, ma nella pratica progettuale codesti strumenti risultano complessi e di difficile applicabilità (Krawinkler H., 1995).

Queste sono alcune delle ragioni per le quali si preferisce seguire il concetto di colonna forte, che nella pratica progettuale determina una sezione degli elementi atta ad evitare le significative plasticizzazioni nella colonna. Se ciò è fatto e se altre precauzioni sono adottate per evitare problemi di stabilità e per ridurre gli effetti $P-\Delta$ della struttura, è possibile evitare la formazione delle cerniere plastiche nelle colonne.

Tuttavia, lo snervamento delle colonne non è necessariamente dannoso per il comportamento della struttura, a meno che non provochi l'instabilità delle stesse. Viceversa queste plasticizzazioni influiscono sul comportamento delle connessioni.

Inoltre, esse possono formarsi in certe zone in maniera tale da determinare l'indesiderato meccanismo di piano.

1.4. IL COMPORTAMENTO DEL PANNELLO NODALE

Il trasferimento del momento tra le travi e le colonne genera un complicato stato tensionale e deformativo nell'area nodale. Infatti, nella porzione di colonna compresa nel nodo, si generano elevate tensioni normali nelle flange e notevoli tensioni tangenziali nel PZ, che può quindi subire uno snervamento tagliente prima che venga raggiunta la capacità flessionale delle travi: ne consegue che possono verificarsi delle plasticizzazione solo nel pannello d'anima oppure sia nelle travi che nel PZ. A

causa delle caratteristiche d'isteresi desiderabili del PZ, che verranno esaminate nel prossimo capitolo, esso può essere volutamente chiamato a partecipare alla dissipazione d'energia durante l'azione di in terremoto violento.

Poiché lo snervamento del pannello nodale si ha per elevate deformazioni taglianti dello stesso, si ha un significativo aumento degli spostamenti orizzontali della struttura, con una riduzione della rigidezza laterale tanto maggiore quanto più è bassa la resistenza tagliente del PZ. Come illustrato in Figura 1.4-1, gli spostamenti orizzontali nel sottoassemblaggio dipendono dallo spostamento flessionale delle travi (δ_r) e delle colonne (δ_c) e dalla deformazione tagliente del pannello (δ_{PZ}), che può essere stimata come:

$$\delta_{PZ} = \gamma \cdot (h - d_b) \quad (1.4-1)$$

Essa è, in molti casi pratici, una componente significativa dello spostamento orizzontale totale, in particolare se il pannello è debole (Tsai K. C. e Popov E. P., 1990).

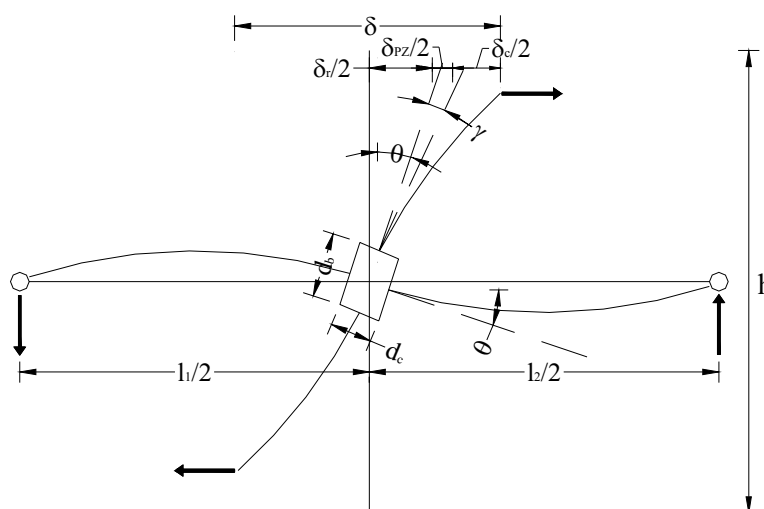


Figura 1.4-1: Componenti degli spostamenti laterali in un sottoassemblaggio trave-colonna (Krawinkler H., 1995).

Tuttavia, nella pratica progettuale corrente viene spesso ignorato l'effetto della distorsione e della resistenza tagliente del nodo sulla rigidezza e resistenza del telaio, che viene modellato con le dimensioni delle travi e delle colonne prese rispetto ai loro assi baricentrici (asse-asse). Ciò perché nel considerare le luci teoriche, in-

vece di quelle nette, si ha una sottostima della rigidità laterale della struttura che, come si vedrà meglio nel prossimo capitolo, compensa in parte gli effetti legati alla deformabilità tagliante del nodo.

Considerare le dimensioni teoriche delle membrature nella valutazione della rigidità laterale del telaio, dà una visione molto distorta dell'importanza relativa tra la rigidità della trave e quella della colonna per il controllo degli spostamenti. L'utilizzo delle dimensioni teoriche delle membrature, in luogo di quelle nette, fa sì che il contributo della deformazione flessionale delle colonne allo spostamento d'interpiano può essere facilmente sovrastimato per un fattore almeno pari a due. Nel trascurare, invece, la deformabilità tagliante del nodo, si possono commettere errori nella determinazione delle posizioni delle zone plasticizzate: i PZ progettati nel rispetto delle attuali normative americane (CAN, 1989; ICBO, 1997; AISC, 2002) possono essere, infatti, così deboli rispetto alla trave, da snervarsi molto prima che l'intera capacità flessionale delle travi venga raggiunta. In questo caso è possibile che, in presenza di un terremoto violento, tutte le deformazioni plastiche siano localizzate nel pannello nodale senza avere alcuno snervamento delle travi, che restano in campo elastico.

Tuttavia, non è detto che questa sia una situazione critica, in quanto il comportamento tagliante del PZ è molto duttile anche se, dai collassi dei giunti trave-colonna saldati osservati in seguito al terremoto di Northridge del 1994 in California e di Kobe in Giappone del 1995, è emerso che diventa un problema complicato scoprire dove avvengono le plasticizzazioni intorno all'area nodale. Se, infatti, i pannelli sono chiamati a dissipare tutta l'energia sismica, essi subiscono elevate distorsioni plastiche, che possono dar luogo a seri problemi nelle saldature, in quanto le elevate deformazioni taglienti del PZ determinano elevati stati di tensionali negli angoli del nodo dove le flange della trave sono saldate a quelle della colonna. Queste osservazioni indicano la necessità di considerare gli effetti del comportamento tagliante del nodo nella valutazione delle prestazioni globali della struttura. Di ciò se ne parlerà in dettaglio nel §2.9.

1.5. IL COMPORTAMENTO DEL COLLEGAMENTO

Il comportamento del collegamento è un problema critico in prospettiva delle fratture osservate nei giunti saldati in seguito ai sismi di Northridge e di Kobe. In molte trattazioni teoriche si assume che i nodi siano rigidi, però tale ipotesi non è mai totalmente soddisfatta. Infatti tutti i collegamenti consentono una rotazione relativa tra le travi e le colonne ed è solo il grado di rigidezza della connessione che contraddistingue un nodo rigido da quello semirigido e da quello che trasferisce solo taglio (cerniera).

Anche se negli ultimi anni si sono fatti notevoli miglioramenti, ancora oggi esistono delle incertezze nel calcolare la rigidezza e resistenza dei nodi semirigidi, tuttavia anche nel capire la differenza tra le connessioni rigide e quelle semirigide si incontrano grosse difficoltà ed incertezze (si veda il §2.1).

1.6. L'IMPORTANZA DELLE RESISTENZE RELATIVE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni nodo di una struttura intelaiata d'acciaio, è caratterizzato da quattro elementi che interagiscono: l'elemento trave, l'elemento colonna, il pannello nodale ed il collegamento (Figura 1.6-1).

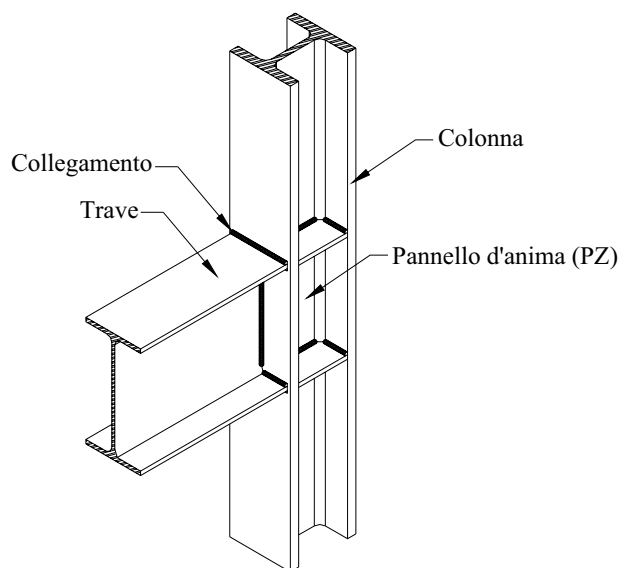


Figura 1.6-1: Elementi nodali (Elaborazione personale).

La richiesta di deformazione e di sollecitazione del collegamento dipende fortemente dalle resistenze relative di questi elementi:

- se la trave è l'elemento debole, in essa svilupperà una cerniera plastica e il collegamento sarà chiamato a trasferire alla colonna la resistenza flessionale della trave quando quest'ultima si plasticizza. In queste condizioni, per un giunto con flange della trave saldate, il sistema di connessione deve essere capace di trasferire le elevate tensioni orizzontali generate dallo snervamento e dall'incrudimento delle piattabande della trave;
- se la colonna è l'elemento più debole, la trave potrà rimanere in campo elastico anche sotto l'azione di un terremoto violento;
- se è il PZ l'elemento meno resistente per cui si snerva per taglio, né la trave né la colonna possono attingere la loro resistenza plastica.

Queste differenti condizioni influenzano molto la risposta globale delle strutture metalliche intelaiate.

Oggigiorno gli effetti delle resistenze relative degli elementi sul comportamento dei giunti saldati, possono essere valutati con delle incertezze: per questo sono necessarie delle ulteriori ricerche indirizzate alla migliore comprensione di questo problema (Krawinkler H., 1995).

Le eccessive deformazioni taglienti del PZ possono causare degli effetti fortemente dannosi sulle prestazioni dei collegamenti saldati e per questo dovrebbero essere evitate o limitate. Così, proteggendo le saldature dalle tensioni eccessive della trave (spostando la potenziale cerniera plastica lontano dall'estremità della trave), può non essere una soluzione per il problema della frattura delle saldature se il PZ o le colonne sono degli elementi deboli.

Per questi motivi, le strutture a telaio sono sempre più spesso progettate assegnando le sollecitazioni agli elementi in maniera tale da indirizzare le deformazioni plastiche nelle travi, proteggendo così le colonne e i pannelli d'anima dalle plasticizzazioni. Questo concetto di trave debole è implementato nelle direttive sismiche dei codici normativi internazionali.

In molti casi, il nodo è rinforzato per spostare la cerniera plastica della trave lontano dal collegamento. Questo può essere un processo positivo per la connessione, ma ha per conseguenza un aumento del massimo momento che la trave trasferisce al PZ e alla colonna, secondo la relazione (si veda la Figura 1.6-2):

$$M_{\max} = M_{b,pl} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot a}{L'}\right) + a \cdot V_{b,g} \quad (1.6-1)$$

nella quale a è la distanza tra l'estremità della trave e la cerniera plastica, L' è la distanza tra le due cerniere plastiche situate nella stessa trave e $V_{b,g}$ è la forza tagliante generata nella trave dai carichi gravitazionali. Per una stima realistica del momento massimo M_{\max} , dovrebbe essere considerata la resistenza flessionale della trave in corrispondenza della formazione delle cerniere plastiche considerando anche il contributo della soletta e dell'incrudimento ciclico del materiale.

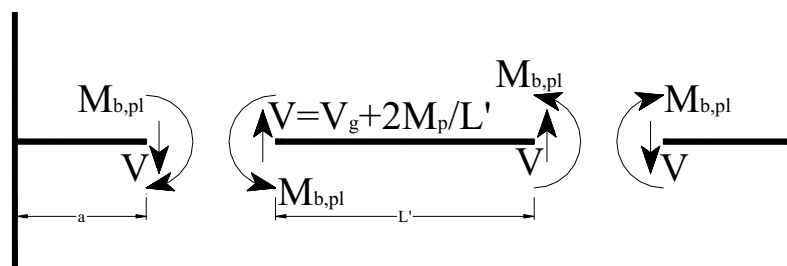


Figura 1.6-2: Localizzazione delle cerniere plastiche nelle travi e forze interne (Krawinkler H., 1995).

Quanto visto fin'ora, indica che gli attuali codici sismici preferiscono evitare la formazione delle cerniere plastiche nelle colonne, cosa che tuttavia potrebbe essere accettabile a meno che un numero eccessivo di cerniere plastiche nelle colonne individui un meccanismo di piano, o che queste cerniere plastiche formatesi nelle colonne non generino un effetto molto nocivo al comportamento del nodo.

Tuttavia, se le cerniere plastiche nelle colonne sono evitate, non è detto che l'energia sprigionata da un sisma violento possa essere dissipata attraverso la sola formazione delle cerniere plastiche delle travi, per cui si può pensare di far snervare il PZ prima delle travi. Molti degli codici attuali statunitensi (CAN, 1989; I-CBO, 1997; AISC, 2002) non mettono restrizioni sulla resistenza relativa tra la trave ed il PZ, eccetto per la resistenza tagliante di base richiesta per il PZ, la quale è calcolata in corrispondenza del livello di carichi di progetto. Siccome le sezioni delle

travi sono spesso influenzate da carichi gravitazionali significativi e/o dai requisiti di rigidezza, ci si aspetta che in molti casi pratici i pannelli nodali sono gli elementi deboli e tutta o quasi tutta la plasticizzazione del nodo trave-colonna è limitato alle deformazioni taglienti del PZ, alle quali si associa, di conseguenza, la plasticizzazione delle flange della colonna in corrispondenza dei quattro angoli del PZ.

Nasce così un dilemma per l'assegnazione delle resistenze relative tra le travi ed il PZ. Se quest'ultimo è un elemento forte, tutte le deformazioni plastiche si concentrano alle estremità delle travi e la richiesta di rotazioni plastica nel giunto può diventare molto alta in corrispondenza di un sisma violento. Se invece il PZ è debole rispetto alla resistenza flessionale delle travi, possono verificarsi elevate distorsioni taglienti che porteranno delle conseguenze indesiderabili nel sistema di connessione. Ne consegue, così la possibilità di far ripartire le deformazioni plastiche (cioè evitare che possano svilupparsi tutte solo nel PZ solo nelle travi) tra i due elementi: questo criterio di progetto bilanciato risulta molto apprezzato dai codici americani (CAN, 1989; ICBO,1997; AISC, 2002) e dovrebbe essere attuato ogniqualvolta sia possibile.

È bene poi evidenziare che, per una valutazione realistica delle performance delle strutture in acciaio, occorrerebbe stimare le deformazioni plastiche nelle travi, nel PZ e nelle colonne. Questo è un processo relativamente diretto ed immediato se il PZ è molto forte o molto debole rispetto alle travi. Se invece tali elementi hanno una resistenza paragonabile, la distribuzione delle deformazioni plastiche nei singoli elementi è sensibile ai modelli matematici utilizzati nell'analisi. Comunque la capacità di prevedere, con un'elevata precisione, il reale comportamento forza-deformazione degli elementi non esiste e probabilmente non esisterà neanche in futuro, a causa della variabilità delle resistenze di snervamento e delle incertezze che si hanno nel valutare il contributo che la soletta di calcestruzzo esplica sulla resistenza e rigidità delle travi. In ogni caso, è possibile minimizzare queste incertezze attraverso un buon giudizio sugli elementi oppure eseguendo delle analisi con i limiti di resistenza superiori ed inferiori degli elementi (criterio di fascia).

Per evitare questi complicazioni si può tentare, come spesso si fa nella comune pratica progettuale, a ignorare il comportamento tagliente del PZ. Ciò però crea dei problemi quando lo snervamento del PZ e delle travi avviene simultaneamente. In

molti casi, ed in particolare per i nodi interni con due travi connesse nel nodo, lo snervamento del PZ può avvenire molto prima di quello delle travi. Se ciò accade, la plasticizzazione può essere limitata solo al pannello e le rotazioni plastiche nella trave possono non verificarsi, per cui la resistenza della struttura può risultare molto più bassa di quella prevista dal metodo che ignora la limitazione della resistenza tagliante del PZ, con conseguenti errori di valutazione del comportamento della struttura intelaiata (Krawinkler H., 1995).

1.7. LE GERARCHIE DELLE RESISTENZE

Come già anticipato, la filosofia progettuale maggiormente adottata dai codici normativi, è quella che viene comunemente indicata come criterio di “gerarchia trave-colonna” o di “colonna forte-trave debole” (SCWB=Strong Column-Weak Beam). Con tale filosofia, le colonne sono progettate per essere più resistenti delle travi ad esse collegate, per cui le plasticizzazioni avvengono solo nelle travi che, se hanno sezioni compatte e se sono adeguatamente vincolate per evitare l’instabilità flessio-torsionale, costituiscono eccellenti fonti di dissipazione dell’energia sismica.

I numerosi studi condotti negli ultimi tre decenni per la comprensione della risposta ciclica degli altri elementi del telaio e cioè delle colonne e dei pannelli nodali, hanno influenzato le nuove filosofie di progettazione sismica contenute nelle attuali normative americane, come il Canadian Steel Standard (CAN, 1989), l’UBC (ICBO, 1997) e l’AISC (2002), che consentono la dissipazione attraverso la plasticizzazione di una o più di questi tre elementi che formano il nodo e vale a dire delle travi, delle colonne e/o del pannello nodale.

Pertanto, da un punto di vista concettuale, è possibile individuare le gerarchie di resistenze indicate nella Tabella 1.7-1.

Quindi, oltre al solito criterio SCWB, in certe condizioni è possibile considerare anche altre filosofie progettuali, per ottenere le quali occorre soddisfare il principio del capacity design secondo il quale *l’elemento [gli elementi] che ha [hanno] la funzione di dissipare l’energia sismica deve [devono] avere una resistenza plastica non superiore a quella degli elementi [dell’elemento] che non devono [deve] dissipare energia e quindi devono [deve] rimanere in campo elastico.*

Elementi considerati nel nodo	Criterio di progettazione
Colonna+Trave	Colonna Forte-Trave Debole (SCWB)
	Colonna Debole-Trave Forte (WCSB)
Colonna+Trave+PZ	Colonna Forte-Trave Forte-Pannello Debole (SCSBWP)
	Colonna Forte-Trave Debole-Pannello Debole (SCWBWP)
	Colonna Forte-Trave Debole-Pannello Forte (SCWBSP)
	Colonna Debole-Trave Debole-Pannello Forte (WCWBSP)
	Colonna Debole-Trave Forte-Pannello Forte (WCSBSP)
	Colonna Debole-Trave Forte-Pannello Debole (WCSBWP)

Tabella 1.7-1: Gerarchie delle resistenze (Elaborazione personale)

Elementi considerati nel nodo	Criterio di progettazione	Condizioni di progetto	Note
Colonna+Trave	SCWB	$\Sigma M_{c,pl} > \Sigma M_{b,pl}$	-
	WCSB	$\Sigma M_{c,pl} < \Sigma M_{b,pl}$	-
Colonna+Trave+PZ	SCSBWP	$M_{y,PZ} < \Sigma M_{c,pl}$ $M_{y,PZ} < \Sigma M_{b,pl}$	$M_{y,PZ}$ va valutato col principio post-snervamento (§2.5-3)
	SCWBWP	$\Sigma M_{c,pl} > \Sigma M_{b,pl}$ $\Sigma M_{c,pl} > M_{y,PZ}$	$M_{y,PZ}$ va valutato col principio post-snervamento (§2.5-3)
		$0,6 < \Sigma M_{b,pl} / M_{y,PZ} < 0,9$	- $M_{y,PZ}$ va valutato col principio del 1° snervamento (§2.5-1) -Condizione di progetto bilanciato
	SCWBSP	$\Sigma M_{c,pl} > \Sigma M_{b,pl}$ $M_{y,PZ} > \Sigma M_{b,pl}$	$M_{y,PZ}$ va valutato col principio del 1° snervamento (§2.5-1)
	WCWBSP	$M_{y,PZ} > \Sigma M_{c,pl}$ $M_{y,PZ} > \Sigma M_{b,pl}$	$M_{y,PZ}$ va valutato col principio del 1° snervamento (§2.5-1)
	WCSBSP	$M_{y,PZ} > \Sigma M_{c,pl}$ $\Sigma M_{b,pl} > \Sigma M_{c,pl}$	$M_{y,PZ}$ va valutato col principio del 1° snervamento (§2.5-1)
	WCSBWP	$\Sigma M_{b,pl} > \Sigma M_{c,pl}$ $\Sigma M_{b,pl} > M_{y,PZ}$	$M_{y,PZ}$ va valutato col principio post-snervamento (§2.5-3)

Tabella 1.7-2: Condizioni di progetto per le gerarchie delle resistenze (Elaborazione personale).

Pertanto, detti:

- $\Sigma M_{c,pl}$ la somma dei momenti resistenti delle colonne che convergono nel nodo (opportunamente ridotti per tener conto dell'influenza dello sforzo normale);
- $\Sigma M_{b,pl}$ la somma dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo;

- $M_{y,PZ}$ la resistenza flessionale del PZ che è legata alla resistenza tagliante $V_{y,PZ}$ per mezzo della (2.4-3);

le condizioni da imporre sono quelle riportate nella Tabella 1.7-2.

Nel seguito, si riportano le indicazioni progettuali fornite dai principali codici normativi per ciascuna di queste filosofie di progetto.

1.7.1. Il criterio di progetto “Colonna Forte-Trave Debole” (SCWB)

Col criterio SCWB, le travi sono progettate per essere più deboli delle colonne ad esse collegate, quindi esse rappresentano gli elementi critici che si plasticizzano.

Pertanto il principio è di avere, in ogni nodo della struttura intelaiata, il soddisfacimento della seguente condizione:

$$\sum M_{c,pl} > \sum M_{b,pl} \quad (1.7-1)$$

I moderni codici sismici, tuttavia, si differenziano leggermente nel fornire tale espressione.

Il criterio di progettazione fornito dell'ECCS (1988) per evitare le plasticizzazioni delle colonne, infatti, è basato sull'amplificazione dell'aliquota del momento flettente delle colonne dovuta alle azioni sismiche per mezzo di un coefficiente d'amplificazione α_M , che deve essere calcolato utilizzando la seguente condizione:

$$\sum M_{c,g} + \alpha_M \cdot \sum M_{c,e} = \sum M_{b,pl} \quad (1.7-2)$$

dove:

- $\sum M_{c,g}$ è la somma dei momenti flettenti delle colonne dovuti ai carichi verticali;
- $\sum M_{c,e}$ è la somma dei momenti flettenti delle colonne dovuti alle azioni sismiche orizzontali.

Il valore del coefficiente d'amplificazione è, quindi, ottenuto da:

$$\alpha_M = \frac{\sum M_{b,pl} - \sum M_{c,g}}{\sum M_{c,e}} \quad (1.7-3)$$

ed il valore di progetto del momento flettente della colonna è dato da:

$$M_{c,d} = M_{c,g} + \alpha_M \cdot M_{c,e} \quad (1.7-4)$$

Secondo le raccomandazioni ECCS (1988), il fattore α_M assume il valore 1 all'ultimo livello dell'edificio ed è pari a 1.2 alla base.

L'Eurocodice 8, nelle sue diverse edizioni (Eurocodice 8, 1995; Eurocode 8, 2000; 2002-a; 2002-b; 2003-a e 2003-b), suggerisce invece il controllo diretto del vincolo progettuale espresso dalla (1.7-1), senza introdurre alcun coefficiente d'amplificazione per i momenti flettenti delle colonne. Infatti, l'EC8 fornisce la (1.7-4) solo per il calcolo del collegamento della colonna del primo livello alla fondazione, per il quale si assume $\alpha_M=1.2$.

Un differente approccio è stato adottato dalla CNR-GNDT (1984), che propone l'amplificazione del momento flettente totale delle colonne mediante la seguente condizione:

$$\alpha_M \cdot \sum M_c = \sum M_{b,pl} \quad (1.7-5)$$

dove $M_c = M_{c,e} + M_{c,g}$ è il momento flettente complessivo dovuto all'azione sismica ed ai carichi non sismici. Il fattore d'amplificazione perciò è dato da:

$$\alpha_M = \frac{\sum M_{b,pl}}{\sum M_c} \quad (1.7-6)$$

e l'azione di progetto delle colonne vale:

$$M_{cd} = \alpha_M \cdot M_c \quad (1.7-7)$$

Inoltre, la CNR-GNDT (1984) richiede un incremento del 20% di α_M per le colonne del primo livello. Quando poi la flessione biassiale è trascurabile, è richiesto un ulteriore aumento del 30% di α_M .

Secondo la nuova normativa sismica italiana (OPCM, 2003), il criterio di gerarchia trave-colonna si ritiene soddisfatto quando per le colonne convergenti in ogni nodo risulta:

$$M_{c,pl,red} \geq 1.2 \cdot (M_{c,g} + \alpha_M \cdot M_{c,e}) \quad (1.7-8)$$

nella quale $M_{c,pl,red}$ è la resistenza flessionale di progetto ridotta per la presenza dello sforzo normale, 1.2 è un coefficiente amplificativo della resistenza che tiene conto dell'incrudimento del materiale ed α_M è il massimo valore dei rapporti:

$$\alpha_{M,i} = \frac{s \cdot M_{b,pl,i} - M_{c,g,i}}{M_{c,e,i}} \quad (1.7-9)$$

calcolati con riferimento alle travi convergenti nel nodo in esame (i indica l' i -esima trave). Nella (1.7-9), s esprime il rapporto fra la tensione che determina l'instabilità locale e la tensione di snervamento della trave.

Nel codice normativo canadese (CAN, 1989), per garantire che la resistenza delle colonne sia, in ogni nodo, superiore alla sovra-resistenza delle relative travi, è suggerita la seguente condizione:

$$\frac{\sum M_{c,pl} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)}{0.85} > 1.2 \sum M_{b,pl} \quad (1.7-10)$$

dove 1.2 è il fattore di sovra-resistenza delle travi e $0.85 \cong \frac{1}{1.18}$ è un parametro di natura empirica, che tiene conto dell'interazione nelle colonne tra la resistenza flessionale e quell'assiale in assenza di fenomeni instabili.

Nell'UBC (ICBO, 1997), invece, il criterio SCWB è basato sulla seguente espressione:

$$\frac{\sum Z_c \cdot (f_{y,c} - \sigma_a)}{\sum Z_b \cdot f_{y,b}} > 1 \quad (1.7-11)$$

nella quale Z_c , Z_b , $f_{y,c}$ e $f_{y,b}$ sono, rispettivamente, i moduli di resistenza plastica e le tensioni di snervamento delle sezioni trasversali delle colonne e delle travi connesse al nodo e $\sigma_a = \frac{N}{A_c}$ è la tensione assiale nella colonna (positiva se di compressione).

Per l'AISC (2002), la condizione di “colonna forte-trave debole” si ottiene imponendo la limitazione:

$$\frac{\sum Z_c \cdot (f_{y,c} - \sigma_a)}{\sum (1.1 \cdot R_{y,b} \cdot M_{b,pl} + M_v)} > 1 \quad (1.7-12)$$

nella quale $R_{y,b}=1.1 \div 1.5$ è il rapporto tra la tensione di snervamento reale della trave e quella nominale e $M_v = V_{b,pl} \cdot d_{pl}$ è l'addizionale momento indotto dal taglio $V_{b,pl}$ che si ha nella sezione di formazione della cerniera plastica alla distanza d_{pl} dall'asse della colonna (si veda la Figura 1.7-2).

Queste condizioni proposte dei diversi codici, considerano la colonna come un elemento isolato e danno solo una stima approssimata della resistenza alle azioni di progetto. Esse, infatti, non tengono conto della ridistribuzione del momento, legata alla plasticizzazione delle membrature, perché considerano il solo comportamento elastico della struttura. Poi non considerano il contributo che la soletta di calcestruzzo fornisce alla resistenza della trave. Pertanto, queste equazioni d'interazione non garantiscono la permanenza in campo elastico e la stabilità della colonna in seguito ad un terremoto violento.

La ragione di ciò sta nel fatto che il criterio di amplificare le sollecitazioni nelle colonne assicura un'offerta di resistenza da parte di queste superiore alle sollecitazioni che le travi possono trasmettere, ma nell'ipotesi che il rapporto tra momento superiore e inferiore dei pilastri nel nodo si mantenga uguale a quello derivante dall'analisi di progetto.

In realtà, al primo svilupparsi delle plasticizzazioni nelle travi, la distribuzione dei momenti ai nodi viene alterata e quindi il fattore di sovrarresistenza per una colonna può risultare insufficiente e per l'altra esuberante.

Di questa possibile distribuzione dei momenti ai nodi dovuta agli “effetti dei modi superiori in fase post-elastica” tiene conto la norma sismica Neozelandese, introducendo ulteriori fattori detti d’amplificazione dinamica, calibrati mediante simulazioni numeriche su telai di dimensioni caratteristiche. L’amplificazione complessiva dei momenti rispetto ai valori di calcolo arriva in media, secondo tale norma, a 2.3÷3 volte (mentre con le relazioni illustrate in precedenza si ha un’amplificazione generalmente compresa fra 1.35 e 2). Seguendo la procedura indicata nel codice Neozelandese, le colonne sono effettivamente protette dalle plasticizzazioni.

Anche la FEMA 267 (1997) tiene conto della ridistribuzione dei momenti nelle colonne in seguito alle plasticizzazioni delle travi prescrivendo, nell’ipotesi che le rigidzze flessionali delle colonne del piano superiore e inferiore siano uguali, la seguente limitazione:

$$\frac{\sum Z_c \cdot (f_{y,c} - \sigma_a)}{\sum M_c} > 1 \quad (1.7-13)$$

nella quale $\sum M_c$ è la somma dei momenti delle colonne, agenti sulle facce del PZ quando si plasticizzano le travi:

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} = [V_{c1} \cdot h_1] + [(V_{c1} + V_{c2}) \cdot h_2] \quad (1.7-14)$$

dove:

- $V_{c1} = \frac{\sum [M_{b,pl} + V_{b,pl} \cdot d_{pl}] - V_{c2} \cdot (h_2 + d_z / 2)}{h_1 + h_2 + d_z}$ è il taglio nella colonna superiore nell’ipotesi che il punto di nullo del diagramma del momento flettente cada nella sezione di mezzeria;
- V_{c2} è l’incremento del taglio che si ha passando dal piano superiore a quello inferiore (per cui il taglio nella colonna inferiore vale $V_{c1} + V_{c2}$);
- h_1 è la distanza fra la sezione di mezzeria della colonna superiore e la faccia superiore del pannello nodale;

- h_2 è la distanza fra la sezione di mezzeria della colonna inferiore e la faccia inferiore del pannello nodale;
- d_z è l'altezza del PZ;
- $M_{b,pl}$ e $V_{b,pl}$ sono, rispettivamente, il momento plastico ed il corrispondente taglio nella sezione della trave sede di formazione della cerniera plastica (si veda la Figura 1.7-2).

La risposta inelastica dei telai in acciaio proporzionati seguendo i criteri di progettazione prima elencati è stata ampiamente esaminata per mezzo di analisi condotte sia in campo statico che dinamico da numerosi ricercatori (Landolfo R., Mazzolani F. M. e Perneti M., 1989; Landolfo R. e Mazzolani F. M., 1990; Nakashima M. e Sawaiyumi Y., 2000), che hanno caratterizzato la risposta strutturale per mezzo della curva comportamentale $\alpha_M \delta$ del corrispondente meccanismo di collasso, giungendo alle seguenti conclusioni:

- i metodi di progettazione previsti dai codici sismici, basati sull'amplificazione dei momenti flettenti delle colonne, sono inadeguati allo scopo di ottenere, al collasso, meccanismi di tipo globale;
- sebbene i criteri di progettazione non consentono un pieno controllo del meccanismo di collasso, essi sono almeno capaci di scongiurare meccanismi di collasso parziali particolarmente pericolosi, come quelli di piano.

Pertanto, in realtà, la progettazione a meccanismo di collasso controllato richiede procedure più sofisticate rispetto al semplice criterio di gerarchia trave-colonna. Ad esempio, il conseguimento al collasso di un meccanismo di tipo globale può essere perseguito con successo mediante un metodo proposto da Mazzolani F. M. e Piluso V. (1996), che si basa sull'applicazione del teorema cinematico del collasso plastico. Infatti, assumendo che le travi siano di sezione nota, in quanto già progettate per resistere ai carichi verticali, le sezioni delle colonne possono essere determinate imponendo che il moltiplicatore cinematicamente ammissibile delle forze orizzontali corrispondente al meccanismo di tipo globale, sia il più piccolo tra quelli relativi a tutti i possibili meccanismi di collasso.

1.7.2. Il criterio di progetto “Colonna Debole-Trave Forte” (WCSB)

Alcuni codici americani (CAN, 1989; ICBO,1997; AISC, 2002) ritengono l’approccio progettuale SCWB, che mira a preservare le colonne dallo snervamento, difficile da applicare nel caso di edifici bassi, soprattutto se siti in zone a media-bassa intensità sismica, perché il progetto delle travi è essenzialmente governato dai carichi gravitazionali, mentre le colonne sono molto sollecitate dall’azione sismica. Pertanto questi codici non escludono la possibilità di utilizzare il criterio di progetto WCSB, nel quale le colonne divengono gli elementi critici destinati a dissipare l’energia sismica in ingresso.

Infatti, studi condotti da Popov E. P., Bertero V. e Chandramouli S. (1975) su sotto-assemblaggi trave-colonna, hanno mostrato che le colonne con sezioni compatte forniscono prestazioni soddisfacenti sotto l’azione dei carichi ciclici quando lo sforzo assiale N non supera il 50% di quello di snervamento N_y . Per cui, negli attuali codici americani (CAN, 1989; ICBO,1997; AISC, 2002), il progetto del telaio con colonna debole e trave forte può farsi quando, per ogni combinazione di carico, lo sforzo assiale dei pilastri è inferiore a circa $0.5N_y$, e più precisamente:

- per $N \leq 0.6 \cdot \phi \cdot N_y$, con $\phi=0.9$, nel codice canadese (Can, 1989);
- per $N \leq 0.4 \cdot N_y$, nelle prescrizioni UBC (ICBO, 1997);
- per $N \leq 0.3 \cdot N_y$, nell’AISC (2002).

Tuttavia, occorre evidenziare che gli studi condotti da Schneider S. P., Roeder C. W e Carpenter J. E. (1992), hanno mostrato che le strutture metalliche intelaiate progettate in accordo con la filosofia WCSB sono caratterizzate da un rapido deterioramento della resistenza e della rigidezza quando le colonne sono soggette a carichi assiali superiori a $0.25 \cdot N_y$.

1.7.3. Il criterio di progetto “Colonna Forte-Trave Forte-Pannello Debole” (SCSBWP)

In questa filosofia di progetto, suggerita per prima da Kawano (citato in Osman A., Ghobarah A. e Korol M. R., 1995) per gli edifici intelaiati bassi, il PZ è progettato per essere l'elemento debole del telaio, perciò la maggior parte dell'azione ciclica deve essere confinata nel pannello che, come si vedrà, ha un comportamento isteretico stabile e duttile con un'eccellente capacità di dissipare energia dopo il primo snervamento. Per ottenere ciò, secondo le normative statunitensi (CAN, 1989; ICBO, 1997; AISC, 2002), l'azione tagliante V_{PZ} agente sul pannello d'anima per effetto dei carichi gravitazionali combinati con quelli sismici, non deve superare la resistenza a taglio $V_{y,PZ}$, valutata secondo quanto indicato nel §2.5.2 e cioè con la seguente espressione:

$$V_{y,PZ} = \phi_v \cdot \tau_{y,c} \cdot A_{cw} \cdot \Psi = \phi_v \cdot 0.55 \cdot f_{y,c} \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{cw}} \right) \quad (1.7-15)$$

nella quale il fattore ϕ_v è vale 0.9 nel Canadian Steel Standard (CAN, 1989), mentre si assume pari a 0.82 nell'UBC (ICBO, 1997) e nell'AISC (2002).

La (1.7-15) rappresenta un limite inferiore della resistenza del PZ per garantire che l'azione plastica e le deformazioni del pannello nodale siano controllati. L'UBC (ICBO, 1997) e l'AISC (2002) suggeriscono anche un limite superiore per la resistenza, prescrivendo la seguente condizione:

$$M_{y,PZ} \leq 0.8 \sum Z_b \cdot f_{y,b} \quad (1.7-16)$$

Quindi l'applicazione del codice canadese (CAN, 1989), che non limita superiormente la resistenza del pannello, non garantisce la partecipazione del PZ alla dissipazione dell'energia sismica, mentre l'UBC (ICBO, 1997) e l'AISC (2002), con il rispetto della (1.7-16), assicurano che lo snervamento del pannello preceda quello delle travi.

Occorre, però, rilevare che negli edifici bassi, dove i pilastri sono in genere deboli rispetto alle travi, lo snervamento delle colonne può aversi prima e la presenza del PZ alla dissipazione isteretica può essere compromessa. In questo caso la parte-

cipazione del pannello alla dissipazione dell'energia sismica, può garantirsi con il rispetto dalla disuguaglianza:

$$\alpha_M = \frac{M_{PZ}}{\sum M_{c,pl}} < 1 \quad (1.7-17)$$

nella quale M_{PZ} è il momento agente nel PZ (si veda il §2.4).

La (1.7-17) assicura che il PZ si snerverà prima delle colonne, ma non può escludere del tutto la plasticizzazione di queste ultime.

Per confinare totalmente l'azione plastica nel pannello d'anima, il PZ deve essere progettato per raggiungere la deformazione d'incrudimento prima che si formino le cerniere plastiche nelle colonne. Assumendo che il pannello segua il modello di Krawinkler (si veda il §2.6.1), una relazione tra il rapporto di resistenza α_M e la duttilità del pannello, nell'istante in cui si ha il primo snervamento nelle colonne, può esprimersi mediante l'equazione (Osman A., Ghobarah A. e Korol M. R., 1995):

$$\alpha_M = \left(1 - \frac{d_c}{L} - \frac{d_b}{h}\right) \cdot \frac{[1 + (\mu_{PZ} - 1) \cdot k_2]}{\left[1 - \frac{d_b}{h}\right]} \quad (1.7-18)$$

nella quale:

- d_c e d_b sono, rispettivamente, l'altezza della sezione della colonna e della trave;
- L è la luce teorica della trave;
- h è l'altezza d'interpiano;
- μ_{PZ} è la duttilità del PZ, definita come la sua deformazione ultima adimensionalizzata a quella di snervamento γ_y ;
- k_2 è la rigidezza incrudente della curva $M-\gamma$ del modello di Krawinkler (si veda la Tabella 2.6-1).

Se le proprietà del materiale e la geometria del nodo sono note, α_M può essere valutato per un dato valore della duttilità μ_{PZ} . Sostituendo questo valore di α_M nella (1.7-17), si può calcolare M_{PZ} e quindi lo spessore del pannello richiesto per sviluppare il prestabilito livello di duttilità al verificarsi del primo snervamento della colonna.

Una minima plasticizzazione delle colonne può essere assicurata assumendo $\mu_{PZ}=4$ che, come si vedrà nel prossimo capitolo, è il valore della duttilità in corrispondenza della quale inizia l'incrudimento del PZ nel modello di Krawinkler (Osman A., Ghobarah A. e Korol M. R., 1995).

Per evitare plasticizzazioni della colonna, l'UBC (ICBO, 1997) prescrive il soddisfacimento della seguente relazione in ogni nodo della struttura intelaiata:

$$\frac{\sum Z_c \cdot (f_{y,c} - \sigma_a)}{1.25 \cdot M_{y,PZ}} > 1 \quad (1.7-19)$$

nella quale il numeratore dà una stima della somma delle resistenze flessionali delle colonne connesse nel nodo mentre il denominatore dà una stima della resistenza del pannello nodale. Il coefficiente 1.25, così come lo 0.8=1/1.25 della (1.7-16), tiene conto che la reale resistenza di snervamento dell'acciaio è superiore a quella nominale del 15÷30%.

1.7.4. Il criterio di progetto “Colonna Forte-Trave Debole-Pannello Debole” (SCWBWP)

Come già anticipato, i codici sismici americani (CAN, 1989; ICBO, 1997; AISC, 2002) consentono lo snervamento del pannello nodale per il suo comportamento ciclico stabile e duttile e per la sua eccellente capacità di dissipare energia. D'altro canto, limitare le plasticizzazioni solo nel PZ comporta:

- elevate deformazioni del nodo, con conseguenti pericoli di formazioni delle cerniere plastiche, le cosiddette local kinks, nelle piattabande della colonna in prossimità delle flange delle travi (Figura 1.7-1);

- concentrazioni delle tensioni nelle saldature delle ali delle travi che possono generare delle fratture delle stesse determinando, in tal modo, un comportamento fragile del nodo;
- una riduzione della rigidezza laterale della struttura e quindi una maggiore sensibilità del telaio agli effetti $P-\Delta$;
- la necessità di modellare il PZ nell'analisi strutturale della struttura, con conseguenti maggiori oneri computazionali (si veda il §2.9).

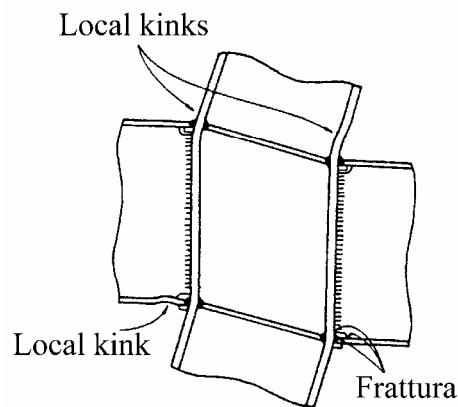


Figura 1.7-1: *Formazione delle local kinks nei nodi per effetto delle elevate distorsioni del PZ (Krawinkler H., 1995).*

Tuttavia, gli studi condotti negli ultimi trent'anni sui collegamenti trave-colonna saldati, hanno evidenziato che i nodi trave-colonna saldati presentano una maggiore capacità dissipativa quando lo snervamento a taglio del pannello nodale capita in combinazione con le plasticizzazioni flessionali delle travi. Quando, invece, il PZ resta in campo elastico, si registrarono grosse deformazioni plastiche delle travi con importanti imbozzamenti locali e con un conseguente maggior degrado di resistenza del nodo (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

Sembra quindi che le migliori prestazioni sismiche si hanno quando si verifica la contemporanea plasticizzazione del PZ e delle travi ad esso connesse.

Roeder C. W. (2002), per limitare la deformabilità del pannello nodale e quindi l'attitudine alla frattura della colonna, delle saldature o delle piattabande della trave, raccomanda la seguente condizione per il progetto bilanciato del PZ:

$$0.6 \cdot V_{y,PZ} < V_{PZ,Mpl} < 0.9 \cdot V_{y,PZ} \quad (1.7-20)$$

dove:

- $V_{y,PZ}$ è dato dalla (2.5-1) utilizzando $\tau_{y,c} = \frac{f_{y,c}}{\sqrt{3}}$ e $A_{cw} = 0.95 \cdot d_c \cdot t_{cw}$;
- $V_{PZ,Mpl}$ è la forza di taglio valutata assumendo nella (2.4-3)
 $M_{PZ} = \sum M_{b,pl}$.

Questa condizione bilanciata favorisce sia lo snervamento delle travi che quello del PZ, ma garantisce che le plasticizzazioni flessionali delle travi precedano quella tagliante del pannello, limitandone le deformazioni plastiche (Roeder C. W., 2002).

Anche le indicazioni fornite da FEMA 350 (2000) mirano alla dissipazione dell'energia sismica mediante la contemporanea plasticizzazione della trave e del PZ.

Uguagliando la resistenza del pannello nodale, data dalla (2.5-1), con la sollecitazione di taglio che si ha nel PZ quando nella trave si forma la cerniera plastica, alla distanza d_{pl} dall'asse della colonna (si veda la Figura 1.7-2), si ottiene lo spessore t_{PZ} del pannello d'anima che consente la ricercata condizione bilanciata. In particolare il FEMA 350 (2000) fornisce la seguente espressione:

$$t_{PZ} = \frac{c_y \cdot M_c \cdot \frac{h - d_b}{h}}{(0.9) \cdot 0.6 \cdot f_{y,c} \cdot R_{y,c} \cdot d_c \cdot (d_b - t_{bf})} \quad (1.7-21)$$

nella quale:

- d_b è l'altezza della sezione della trave;
- t_{bf} è lo spessore delle flange della trave;
- h è la media delle due altezze d'interpiano;
- $M_c = M_{b,pl} + V_{b,pl} \cdot d_{pl}$ è il momento che si ha in asse alla colonna quando si plasticizza la trave (Figura 1.7-2);

- $R_{y,c}$ è un coefficiente numerico variabile da 1.1 a 1.5 a seconda del tipo di acciaio, che rappresenta il rapporto tra la tensione di snervamento atteso dal materiale della colonna e quella nominale;
- $$c_y = \frac{1}{c_{pr} \cdot \frac{Z_{be}}{S_b}};$$
- $$c_{pr} = \frac{f_{y,b} + f_{u,b}}{2f_{y,b}};$$
- Z_{be} è il modulo di resistenza plastica della trave nella sezione in cui si forma la cerniera plastica;
- S_b è il modulo di resistenza elastica della sezione trasversale della trave nella sezione in cui si forma la cerniera plastica;
- $f_{u,b}$ è la tensione di rottura della trave;
- $f_{y,b}$ è tensione di snervamento della trave;
- $f_{y,c}$ è tensione di snervamento della colonna.

Se il valore dello spessore dato dalla (1.7-21) è maggiore di t_{cw} , il FEMA 350 (2000) suggerisce di adottare i doppi piatti d'anima o di aumentare la sezione della colonna.

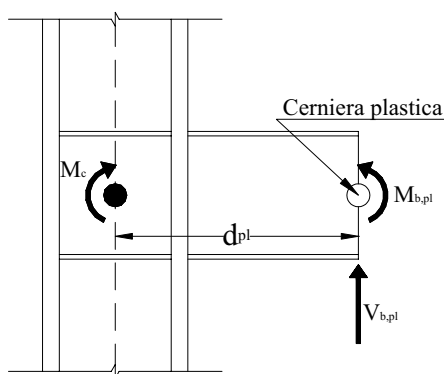


Figura 1.7-2: Definizione dei parametri principali necessari ad individuare la condizione di rottura equilibrata fornita da FEMA 350 (2000).

1.7.5. Il criterio di progetto “Colonna Forte-Trave Debole-Pannello Forte” (SCWBSP)

È il criterio di progetto adottato dai codici normativi europei, che per evitare i problemi legati allo snervamento del PZ descritti nel precedente paragrafo, escludono, oltre alla plasticizzazione delle colonne, la possibilità di far snervare il pannello d'anima.

Pertanto, oltre ai criteri esposti nel §1.7.1 con riferimento ai codici europei, ed in particolare alla nuova norma sismica nazionale (OPCM, 2003) e all'Eurocodice 8, i quali tendono a favorire lo snervamento delle travi in luogo di quello delle colonne, occorre aggiungere la condizione che deve rispettare la resistenza del PZ per evitare il suo ingresso in campo plastico.

In particolare, l'ordinanza italiana (OPCM, 2003) prescrive la seguente condizione:

$$V_{y,PZ} \geq \frac{\sum M_{b,pl}}{d_b - t_{bf}} \cdot \left(1 - \frac{d_b - t_{bf}}{h - d_b} \right) \quad (1.7-22)$$

mentre l'Eurocodice 8, nelle sue diverse edizioni (Eurocodice 8, 1995, Eurocode 8, 2000; 2002-a; 2002-b; 2003-a e 2003-b), prescrive la seguente condizione:

$$\frac{V_{PZ}}{V_{y,PZ}} \leq 1 \quad (1.7-23)$$

la quale, nella sostanza, coincide con la (1.7-22).

Poiché, come si vedrà nel §2.4, $M_{y,PZ} = \frac{V_{y,PZ} \cdot (d_b - t_{bf})}{\left(1 - \frac{d_b - t_{bf}}{h - d_b} \right)}$, la (1.7-22) non è altro

che l'esplicitazione della condizione:

$$M_{y,PZ} \geq \sum M_{b,pl} \quad (1.7-24)$$

Lo stesso può dirsi con la (1.7-23), che può scriversi nella forma $V_{y,PZ} \geq V_{PZ} \Leftrightarrow M_{y,PZ} = \frac{V_{y,PZ} \cdot (d_b - t_{bf})}{\left(1 - \frac{d_b - t_{bf}}{h - d_b}\right)} \geq M_{PZ} = \frac{V_{PZ} \cdot (d_b - t_{bf})}{\left(1 - \frac{d_b - t_{bf}}{h - d_b}\right)}$.

Ma per la (2.4-3) risulta anche $\frac{V_{PZ} \cdot (d_b - t_{bf})}{\left(1 - \frac{d_b - t_{bf}}{h - d_b}\right)} = \sum M_b$ pertanto, nell'imporre

la condizione di plasticizzazione della trave ($\sum M_b = \sum M_{b,pl}$) si ritrova la relazione (1.7-24).

Giova osservare che nelle (1.7-22) e (1.7-23), $V_{y,PZ}$ va calcolato con riferimento al criterio del primo snervamento (esposto nel §2.5) e quindi utilizzando la (2.5-1).

Tuttavia, come si vedrà nel §2.5.1, in presenza dei piatti di continuità l'EC8 (Eurocode 8, 2003), per mezzo dell'EC3 (CEN, 2002), permette di considerare un contributo aggiuntivo $\Delta V_{y,PZ}$ (si veda la (2.5-4)), dovuto alla plasticizzazione delle piattabande, che aumenta la resistenza tagliante $V_{y,PZ}$ del PZ del 10÷25%. Tale sovra-resistenza, in realtà, si ottiene quando il pannello nodale è già snervato e quindi rende vano il rispetto della (1.7-24) per garantire la permanenza in campo elastico del pannello mentre si sta snervando la trave.

Ad esempio, se si considera un nodo a tre vie formato da una trave IPE300 ($M_{b,pl}=147.58$ kNm per un'acciaio Fe360) e da colonne HE260B (sempre in acciaio FE360) con altezza d'interpiano $h=3.50$ m, risulta $V_{y,PZ}=436.69$ kN, $V_{y,PZ}+\Delta V_{y,PZ}=465.51$ kN, mentre il taglio che sollecita il pannello d'anima quando la trave è snervata vale $V_{PZ} = \frac{M_{b,pl}}{(d_b - t_{bf})} \cdot \left(1 - \frac{d_b - t_{bf}}{h - d_b}\right) = 464.01$ kN ed è quindi maggiore della resistenza tagliante $V_{y,PZ}$ del PZ al limite elastico ma soddisfa le (1.7-22) e (1.7-23) imposte dall'OPCM (2003) e dall'EC8 (2003) se si considera il contributo flessionale addizionale $\Delta V_{y,PZ}$ delle piattabande della colonna.

Analisi agli elementi finiti condotte da Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H. (2000), che hanno permesso di modellare il PZ con una relazione taglio-distorsione pannello di tipo tri-lineare che tiene in conto, a differenza degli altri

modelli meccanici proposti nel §2.6, del contributo fornito delle flange alla resistenza e rigidità fin dalla prima applicazione del carico (si veda il §2.6.5). Nell'applicare i risultati di tale studio all'esempio in esame, si nota che la resistenza ultima del pannello vale 469.23kN e quindi coincide con la resistenza $V_{y,PZ} + \Delta V_{y,PZ} = 465.51\text{kN}$ valutata con le prescrizioni dell'EC3 (CEN, 2002), solo che questo valore, in perfetto accordo con gli studi sperimentali condotti da Krawinkler H., Bertero V. e Popov E. P. (1975), nel modello di Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H. (2000) si ha per una distorsione tagliante pari a 4‰ e quindi con un PZ plasticizzato.

Pertanto, se si vuole escludere lo snervamento del pannello d'anima occorre esplicitamente specificare, in queste prescrizioni, di non tener conto del contributo aggiuntivo delle flange in presenza dei piatti di continuità.

1.7.6. Il criterio di progetto “Colonna Debole-Trave Debole-Pannello Forte” (WCWBSP)

Questo criterio non è molto razionale ai fini della progettazione sismica di una struttura metallica intelaiata di tipo dissipativo, giacché evita la plasticizzazione del PZ a scapito di quella delle colonne, che sono gli elementi strutturali gerarchicamente più importanti e che possono dar luogo agli indesiderati meccanismi di collasso di tipo parziale.

1.7.7. Il criterio di progetto “Colonna Debole -Trave Forti -Pannello Forte” (WCSBSP)

Per questo criterio di progettazione vale quanto detto nel §1.7.3 in merito al campo d'applicabilità. Tuttavia è possibile ripetere tutte le critiche mosse per la filosofia WCWBSP vista nel precedente paragrafo.

1.7.8. Il criterio di progetto “Colonna Debole -Trave Forti -Pannello Debole” (WCSBWP)

Con questa metodologia di progetto, applicabile per gli edifici bassi in zona sismica di medio-bassa intensità, con travi soggette a carichi verticali preponderanti

rispetto a quelli sismici, le fonti di dissipazione dell'energia sismica sono le colonne ed il PZ.

Pertanto, con questo criterio si può ottenere un edificio con un comportamento antisismico migliore rispetto alla stessa struttura progettata col criterio WCSB, per il buon comportamento ciclico del pannello d'anima.

Per assicurare che il PZ si snervi al posto delle travi, si può imporre, in sede di calcolo, la condizione (1.7-16).

CAPITOLO SECONDO: IL PANNELLO NODALE

2.1. GENERALITÀ

Le strutture d'acciaio nascono come assemblaggio d'elementi mono-, bi- e tri-dimensionali (travi, lastre e blocchi di fondazione), per mezzo di vari sistemi tecnologici che sono indicati come “collegamenti”.

Un collegamento, a sua volta, può essere riguardato come un insieme di unioni elementari (saldature, bullonature, chiodature). Combinando in vario modo le unioni, con l'eventuale aiuto di “pezzi speciali” (angolari, pezzi a T, semplici piatti, ecc.), si possono realizzare molteplici tipi di collegamenti; alcuni esempi di collegamenti trave-colonna sono rappresentati Figura 2.1-1.

In corrispondenza di un collegamento le singolarità geometriche determinano una modifica della distribuzione delle deformazioni rispetto a quella che si ha nelle sezioni correnti delle travi; questi effetti locali si estinguono solo ad una certa distanza dal collegamento stesso (postulato di De Saint Venant). Per tener conto di questa differenza si può parlare, più precisamente, di “nodo strutturale” e riservare il termine “collegamento” alle parti fisiche che realizzano l'unione meccanica tra le membrature collegate; un nodo è quindi il “collegamento” più la zona delle membrature collegate il cui comportamento è direttamente influenzato dal collegamento stesso. In particolare, con riferimento al caso di un nodo trave-colonna d'acciaio, la differenza tra collegamento e nodo è dovuta, fondamentalmente, alle deformazioni del pannello d'anima della colonna. Questa differenza è evidenziata in Figura 2.1-2 con riferimento ad un collegamento trave-colonna tipico di una struttura intelaiata per edificio.

I collegamenti rappresentano i vincoli interni ed esterni che collegano gli elementi fra loro e alle strutture di fondazione. Questa semplice osservazione evidenzia l'importanza di una corretta previsione del suo comportamento meccanico.

Comportamento meccanico significa valutazione del tipo e del grado di vincolo esplicito da un collegamento, in altre parole del tipo di caratteristiche che si originano (rotazioni e/o spostamenti relativi tra gli elementi connessi).

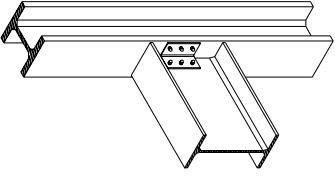
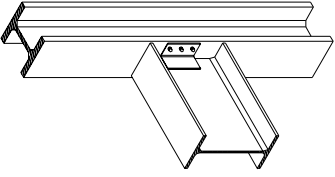
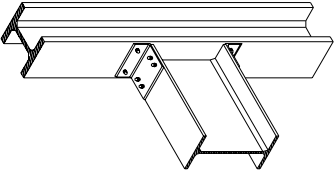
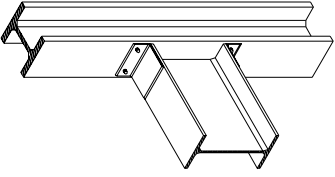
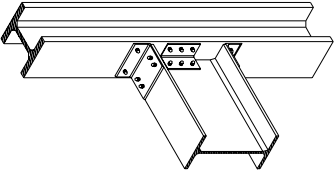
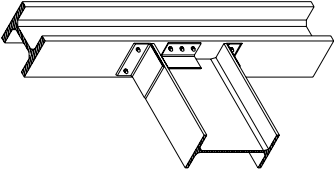
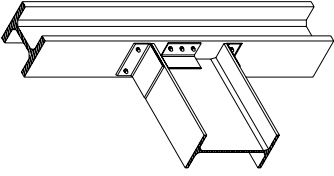
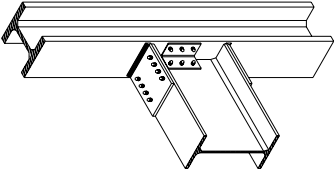
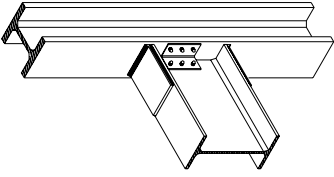
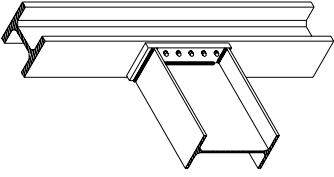
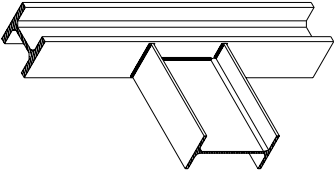
	Angolare d'anima bullonato		Angolare d'anima bullonato alla colonna e saldato alla trave		Angolari superiore e inferiore bullonati		Angolari superiore e inferiore bullonati alla colonna e alla trave		Angolari superiore, inferiore e d'anima bullonati		Angolari superiore, inferiore e d'anima bullonati
	Angolari superiore, inferiore e d'anima bullonati alla colonna e saldati alla trave		Piatti superiore e inferiore saldati alla colonna e bullonati alla trave e angolare bullonato		Piatti superiore e inferiore saldati e angolare d'anima bullonato		Flangia d'estremità priva di estensioni saldato alla trave e bullonato alla colonna		Giunto completamente saldato		

Figura 2.1-1: Tipologie di collegamenti (Elaborazione personale).

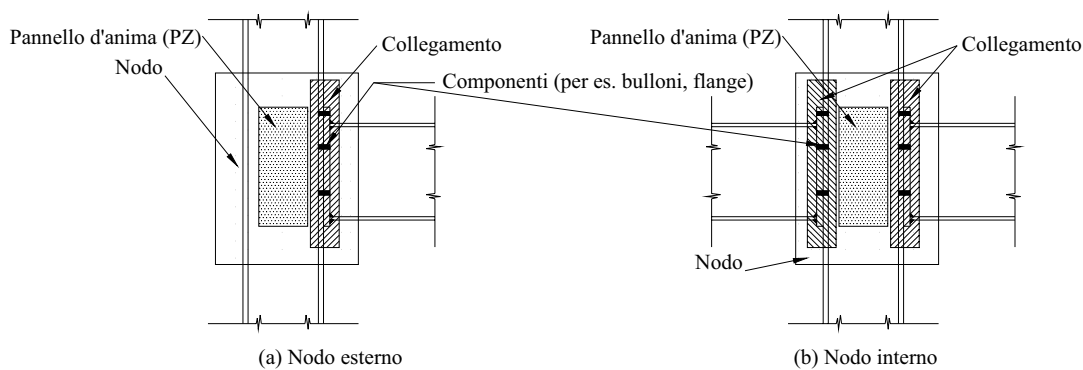


Figura 2.1-2: Differenza tra “collegamento” e “nodo” (CEN, 1997).

Ai fini di una corretta valutazione del comportamento globale della struttura, occorre considerare, quindi, le prestazioni di un nodo nel suo complesso.

Nell'analisi delle strutture metalliche intelaiate, l'approccio classico consiste nel considerare due tipologie estreme di nodi strutturali:

- 1) la cerniera perfetta;
- 2) il nodo rigido.

L'evidenza sperimentale dimostra che si tratta di astrazioni teoriche, in quanto ogni collegamento è capace di portare una certa quantità di momento flettente con una certa entità di rotazione relativa tra le parti collegate. Dunque, seguendo l'approccio classico, è necessario affidarsi al proprio “giudizio ingegneristico” per collocare un nodo in una classe piuttosto che in un'altra.

Questa classificazione vale sia per la deformazione che per la resistenza, cioè la cerniera permette una qualsiasi rotazione senza trasmettere momento, il nodo continuo trasmette qualsiasi momento senza consentire alcuna rotazione relativa. Nel caso della cerniera ci si affida alla duttilità del sistema, ovvero alla sua capacità di deformarsi plasticamente a carico costante, obiettivo che tutt'oggi è ancora perseguito affidandosi a regole costruttive empiriche. Nel caso del nodo rigido, l'introduzione di elementi irrigidenti e l'uso della saldatura dovrebbero garantire la sovrarresistenza e la rigidità del collegamento.

Le tipologie di collegamenti sono numerose ed il dettaglio costruttivo condiziona, spesso in modo decisivo, il comportamento meccanico. Le difficoltà di trat-

tazioni teoriche generali rendono spesso indispensabile il ricorso a prove sperimentali per la caratterizzazione della risposta mediante la costruzione delle curve momento-rotazione, dalle quali è possibile individuare tre parametri caratteristici:

- 1) rigidezza;
- 2) resistenza;
- 3) la capacità di rotazione plastica o duttilità.

Per quanto riguarda il punto 1), le prove sperimentali hanno mostrato che la rigidezza dipende dal livello di sollecitazione e di deformazione: in altre parole le curve momento-rotazione sono fortemente non lineari.

Nel mondo delle idee, se la rigidezza è identicamente nulla, si ha lo snodo perfetto o cerniera; se la rigidezza è sempre infinitamente grande si ha il vincolo rigido o vincolo di continuità flessionale. Quindi, nel piano $M-\varphi$ l'asse $M=0$ rappresenta la cerniera perfetta e l'asse $\varphi=0$ rappresenta il vincolo perfettamente rigido. Tuttavia, i nodi reali possiedono una rigidezza di valore finito; se questa è sufficientemente piccola, in rapporto alla più piccola delle rigidezze flessionali specifiche degli elementi collegati, si potrà considerare come vincolo una cerniera; se è sufficientemente grande, in rapporto alla più grande delle rigidezze flessionali specifiche degli elementi collegati, si potrà considerare come vincolo la continuità flessionale. Queste considerazioni sono riassunte nella Figura 2.1-3.

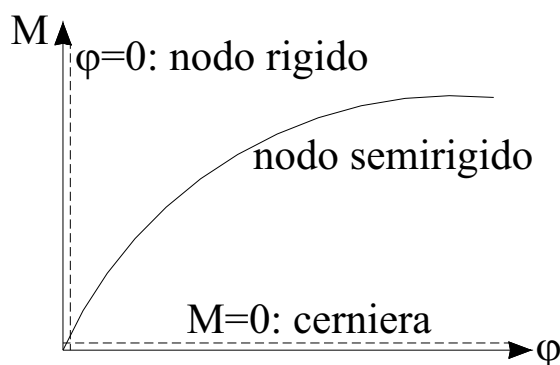


Figura 2.1-3: *Nodo “rigido”, nodo “cerniera” e nodo “semirigido” (Elaborazione personale).*

Nella letteratura tecnica, i vincoli che possono essere trattati con un errore tollerabile come cerniere perfette sono detti “cerniere nominali”; i vincoli per i quali è

accettabile lo schema di continuità delle rotazioni sono detti “rigidi”; la classe intermedia, rappresentata dai nodi per i quali occorre considerare la reale deformabilità sono indicati come “semirigidi”. I limiti sulla rigidezza, che rendono possibili tali schematizzazioni in una teoria tecnica, sono convenzionali, collegati alla precisione dei calcoli che si vogliono condurre e sono stabiliti dalle varie normative tecniche nazionali e internazionali.

Per quanto riguarda la resistenza, vale una considerazione analoga a quella precedentemente fatta per la rigidezza circa la relatività dell’idea di resistenza: essa ha interesse in relazione a quelle degli elementi collegati. Se la resistenza del nodo è maggiore del più grande dei momenti resistenti degli elementi collegati, il nodo si può trattare come infinitamente resistente in quanto la crisi si sviluppa negli elementi collegati: si parla di nodo “a completo ripristino di resistenza”. In caso contrario, cioè per un momento di picco del nodo inferiore al più piccolo dei momenti resistenti degli elementi collegati, si dice che il nodo è a “parziale ripristino di resistenza”.

La capacità di rotazione indicata al punto 3), è il parametro meno chiaramente definito. Questo è dimostrato dalle numerose proposte di definizione (Figura 2.1-4):

- 1) la capacità di rotazione si misura come la rotazione corrispondente al massimo valore del momento flettente;
- 2) la capacità di rotazione si misura come la rotazione corrispondente all’intersezione tra un’orizzontale di riferimento (che rappresenta una resistenza plastica convenzionale di progetto) e la vera curva $M-\varphi$;
- 3) la capacità di rotazione si misura come la rotazione corrispondente ad un’assegnata riduzione di momento ΔM_{max} dopo il picco di resistenza.

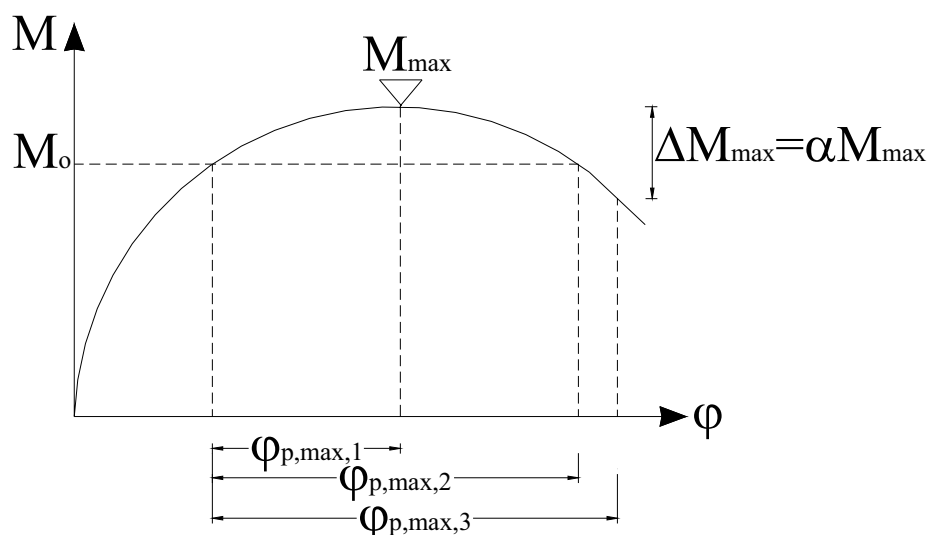


Figura 2.1-4: Definizioni di duttilità di un nodo (Elaborazione personale).

A seconda del tipo di comportamento del nodo si capisce che in certi casi è più opportuna l'una, in certi l'altra delle definizioni riportate. Pur tuttavia, si tratta di un parametro di fondamentale importanza nel calcolo plastico convenzionale delle strutture, dove si richiede alla cerniera plastica un'adeguata capacità di rotazione affinché si abbia l'attesa redistribuzione delle sollecitazioni. L'evidenza sperimentale dimostra l'importanza di progettare gli elementi di collegamento veri e propri (cioè le saldature e i bulloni) con un'adeguata sovrarresistenza, affinché non si abbia una rottura prematura di questi elementi e quindi il comportamento fragile.

La duttilità del nodo può definirsi come la capacità di rotazione plastica adimensionalizzata a quella di limite elastico.

In analogia alla terminologia adottata per la resistenza, potrebbero definirsi “a completo ripristino di duttilità” quei nodi la cui capacità di rotazione plastica è maggiore dell'analoga capacità della trave e a “parziale ripristino di duttilità” quelli per i quali tale condizione non è soddisfatta.

Con riferimento alle strutture intelaiate per edifici, i tipi di collegamenti che saranno considerati nel seguito sono quelli trave-colonna saldati.

Essi rappresentano una delle tipologie nodali più diffuse nella progettazione delle strutture d'acciaio. Tali collegamenti riducono notevolmente la rotazione relativa trave-colonna e, pertanto, consentono spesso l'impiego di modelli strutturali semplici a “nodi rigidi”, ovvero si trascura la rotazione relativa tra la trave e la co-

lonna. Nel caso di collegamenti saldati, infatti, l'irrigidimento dell'anima della colonna mediante piatti di continuità collocati in prosecuzione delle flange delle travi e l'irrigidimento del pannello nodale mediante piastre d'anima supplementari o mediante costolature diagonali conduce alla realizzazione di dettagli costruttivi molto prossimi al modello ideale di nodo rigido (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

È possibile ottenere diversi dettagli strutturali dei collegamenti saldati semplicemente variando gli elementi impiegati per il rafforzamento e l'irrigidimento del PZ. I principali dettagli strutturali sono descritti nella Figura 2.1-5, che illustra anche i dettagli delle saldature per il collegamento dei piatti d'anima supplementari.

In particolare, per assicurare un'efficiente collaborazione tra i piatti supplementari e l'anima, deve essere evitata l'instabilità locale delle piastre d'anima. A tale scopo, in accordo con l'Eurocodice 3, quando la larghezza b_s dei piatti d'anima eccede $40 \cdot t_s \cdot \sqrt{235/f_y}$ (dove t_s è lo spessore dei piatti supplementari e f_y è la tensione di snervamento in N/mm²), deve essere impiegata una riga di saldature in foro o, in alternativa, una riga di bulloni (Figura 2.1-5 (d)). In tal caso, la distanza dai bordi e_1 ed e_2 ed il passo p dei fori devono essere inferiori a $40 \cdot t_s \cdot \sqrt{235/f_y}$. Inoltre il diametro dei fori deve essere maggiore di t_s .

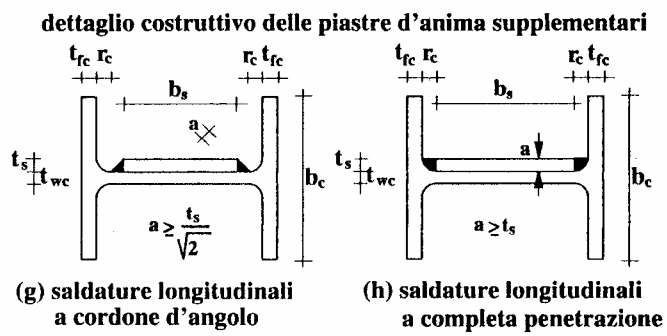
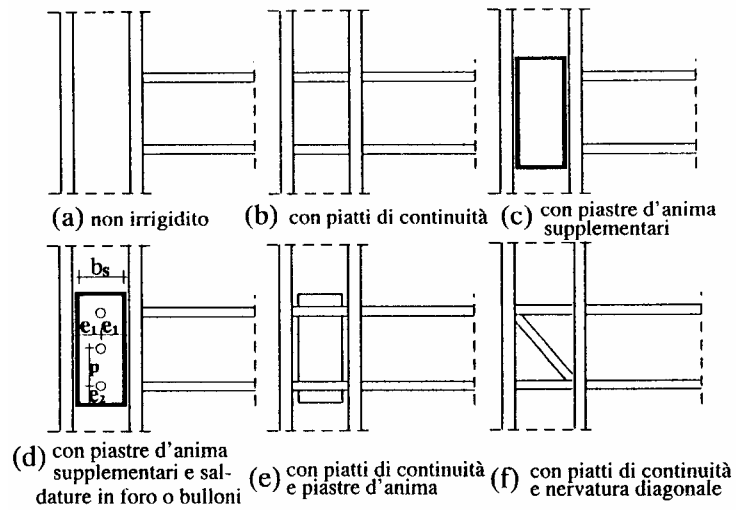


Figura 2.1-5: Irrigidimento del PZ (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

2.2. IL PANNELLO D'ANIMA (PZ)

Il PZ di un nodo trave-colonna è la parte rettangolare dell'anima della colonna delimitata dalle flange della colonna (limiti verticali a sinistra e a destra) e dalle ali della trave o dagli eventuali piatti di continuità (limiti orizzontali superiori e inferiori) (Ballio G. e Youquan C., 1993).

Ricerche sperimentali su sotto-assemblaggi trave-colonna effettuate negli ultimi tre decenni, hanno mostrato che il comportamento del pannello nodale è dominato da distorsioni taglienti. Krawinkler H., Bertero V. e Popov E. P. (1975), utilizzando la tecnica della fotogrammetria (si veda la Figura 2.2-1 (a) e (b)), hanno individuato una grossa deformazione tagliente per i provini A-2 LP 9 e B-2 LP 12 riportati in Figura 2.2-1 (c) e (d) caratterizzati, rispettivamente, da colonne con sezioni W200x36 ($d_c=204\text{mm}$) e W200x16 ($d_c=231\text{mm}$) e travi W360x101 ($d_b=255\text{mm}$) e W360x339 ($d_b=348\text{mm}$).

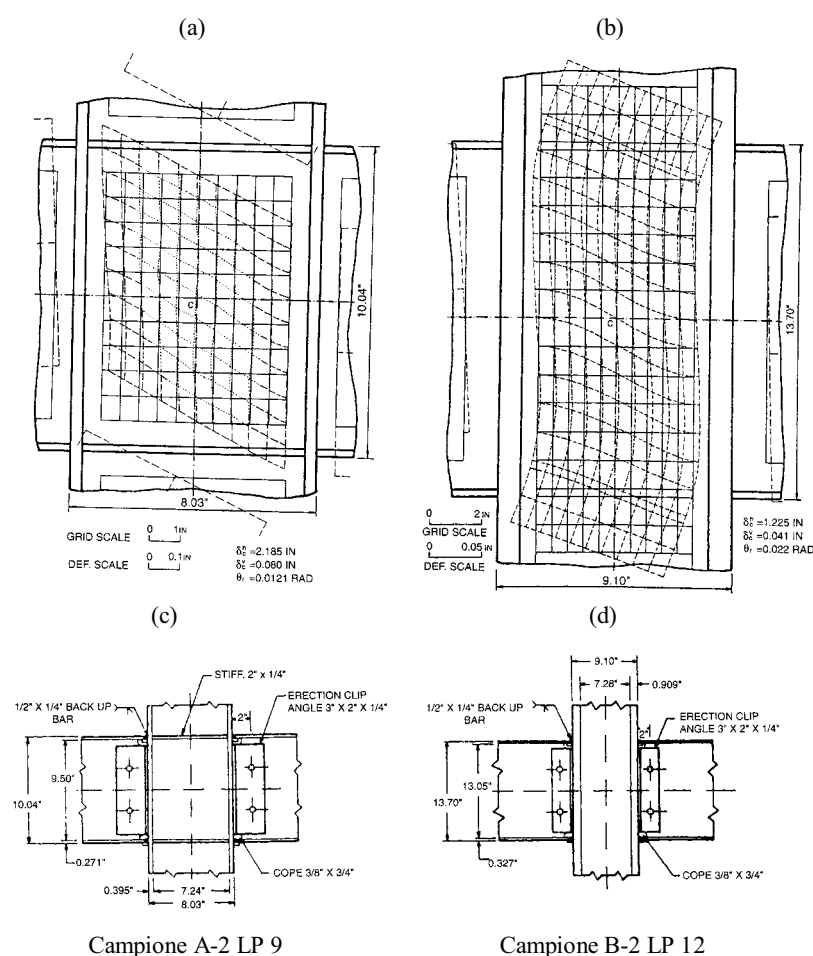


Figura 2.2-1: Deformazione tagliente del PZ (Krawinkler H., Bertero V. e Popov E. P., 1975).

Questi studi hanno confermato che un PZ, quando i dettagli del nodo sono ben curati in modo da evitare l'imbozzamento dell'anima della colonna o le deformazioni delle sue flange, presenta un'eccellente capacità di dissipare energia isteretica e di sostenere ampi cicli di deformazione inelastica, prima che si verifichino fratture nelle saldature per l'elevata deformazione plastica tagliante (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

Tipici risultati di prove cicliche, espresse in termini di momenti di squilibrio $\Delta M = M_{PZ} = M_{b1} + M_{b2}$ e deformazione tagliante γ del pannello, sono riportate in Figura 2.2-2. Dall'esame di questi cicli d'isteresi si vede che il PZ esibisce una considerevole riserva di resistenza oltre il primo snervamento che, in genere, inizia nel centro del pannello, in accordo con la teoria elastica, e si espande in maniera approssimativamente radiale sull'intero PZ, in modo da favorire l'aumento del momento sbilanciato $\Delta M = M_{PZ}$. Ne risulta che la distorsione tagliante è grande al centro e minore negli angoli. Lo stesso accade per le tensioni tangenziali, come si può constatare in Figura 2.2-3 che mostra una tipica distribuzione delle τ nel PZ. È possibile notare che, a fronte di una tensione tangenziale media di 18.7ksi (128.84N/mm²), quella massima al centro del pannello (linea 4) vale 21ksi (144.69N/mm²), mentre quella minima negli angoli (linea 1) vale 15ksi (103.35N/mm²). Questo andamento delle tensioni è stato riscontrato anche da altri ricercatori in diversi studi analitici e/o prove di laboratorio. La τ_{med} è circa il 20% più bassa di quella al centro del pannello d'anima ed è, allo stesso tempo, circa il 20% maggiore di quella misurata negli angoli. In ogni caso, assumere una distribuzione uniforme del taglio conduce, generalmente, a risultati semplici e sufficientemente accurati (Tsai K. C. e Popov E. P., 1990).

Non appena l'anima è completamente plasticizzata, la rigidezza del PZ viene a dipendere in maniera complessa dal rapporto geometrico (detto anche fattore di forma) $\alpha = \frac{d_z}{w_z}$ e dalla rigidezza degli elementi circostanti.

Questi fattori, insieme all'incrudimento dell'anima soggetta a taglio, comportano l'aumento di rigidezza post-snervamento osservata durante i test (Figura 2.2-2).

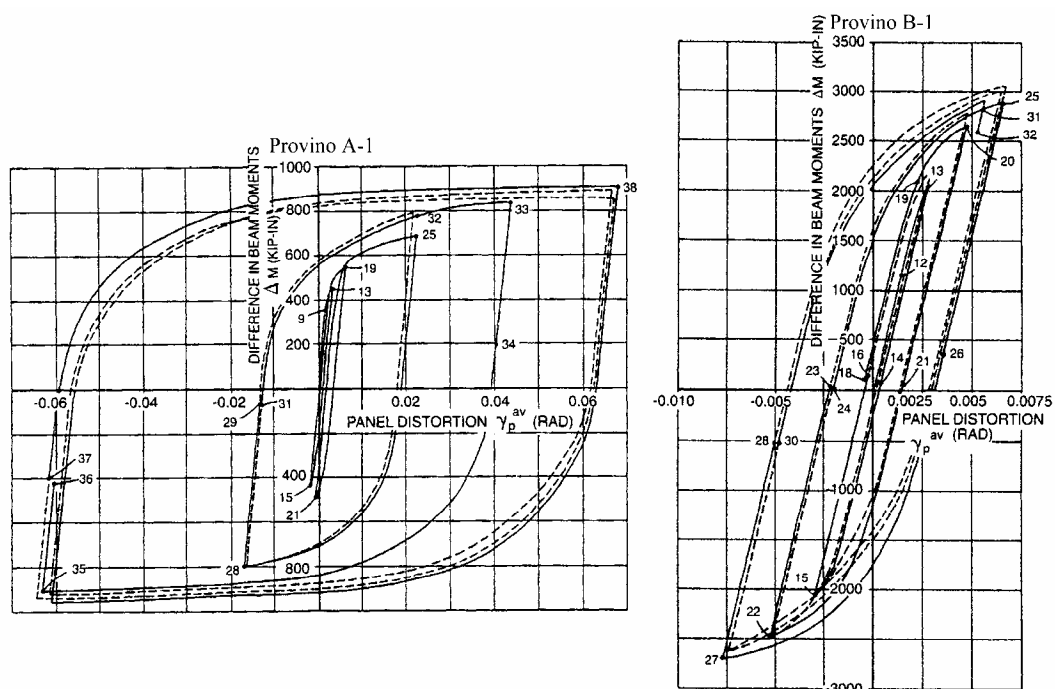


Figura 2.2-2: Diagramma ΔM - γ delle prove sperimentali dei provini riportati nella figura precedente (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

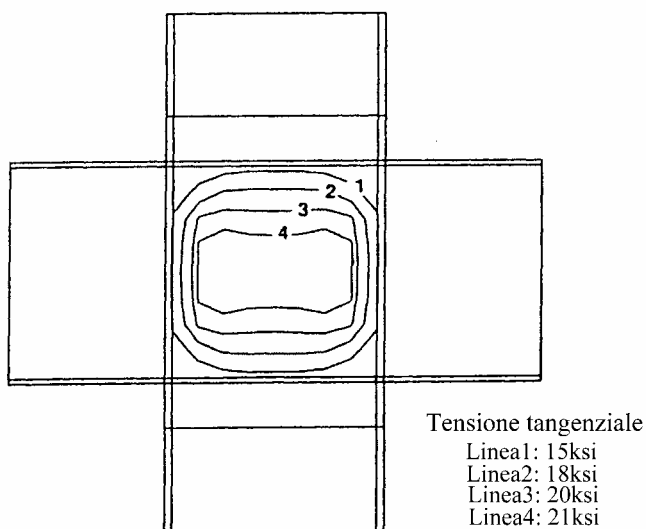


Figura 2.2-3: Distribuzione delle tensioni tangenziali in un PZ con $\tau_{med}=18.7ksi$ ($128.84N/mm^2$) (Tsai K. C. e Popov E. P., 1990).

2.3. I PIATTI DI CONTINUITÀ

Gli addizionali piatti di continuità, cioè i piatti d'irrigidimento del nodo, costituiscono un prolungamento delle flange delle travi attraverso il nodo stesso. Essi possono effettivamente impedire la distorsione delle ali o l'imbozzamento dell'anima della colonna. Un esempio di nodo rinforzato con le piastre di continuità è riportato in Figura 2.3-1.

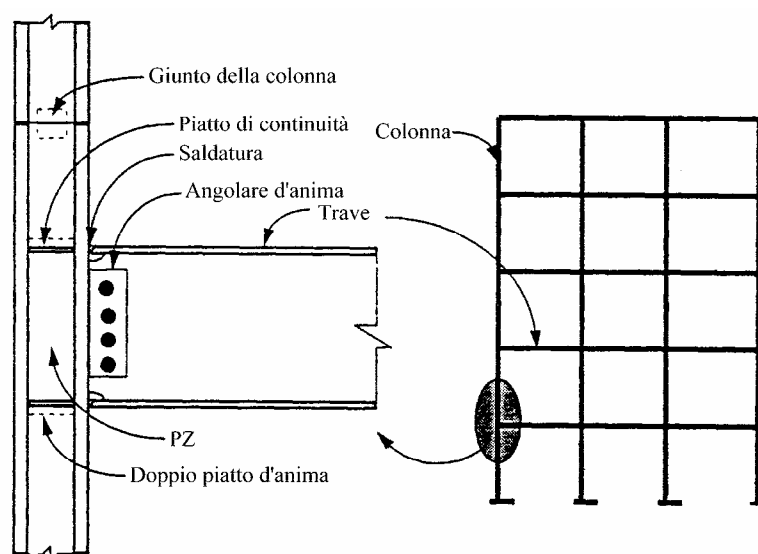


Figura 2.3-1: *Elementi principali del nodo di una struttura intelaiata d'acciaio (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).*

Quando la trave attinge all'estremità il momento plastico (Figura 2.3-2 (a)), trasferisce alla colonna cui è connessa, per mezzo delle flange, elevati sforzi localizzati (Figura 2.3-2 (b)). In particolare, la piattabanda tesa della trave tira l'ala della colonna che, in mancanza dei piatti di continuità, tende ad inflettersi, in special modo per le colonne con ali di piccolo spessore (Figura 2.3-2 (c)). In ogni caso, le flange della colonna non sono libere d'inflettersi per l'elevata rigidità delle piattabande della trave nel proprio piano (Figura 2.3-2 (d)). Inoltre, poiché le deformazioni degli elementi connessi devono essere congruenti, si verifica una concentrazione di tensioni nella flangia della trave in corrispondenza della zona più rigida dell'ala della colonna, vale a dire in corrispondenza dell'anima della colonna (Figura 2.3-2 (e) ed (f)), che può innescare delle fratture nelle saldature delle piat-

tabande delle travi che possono, poi, propagarsi rapidamente all'interno delle stesse flange.

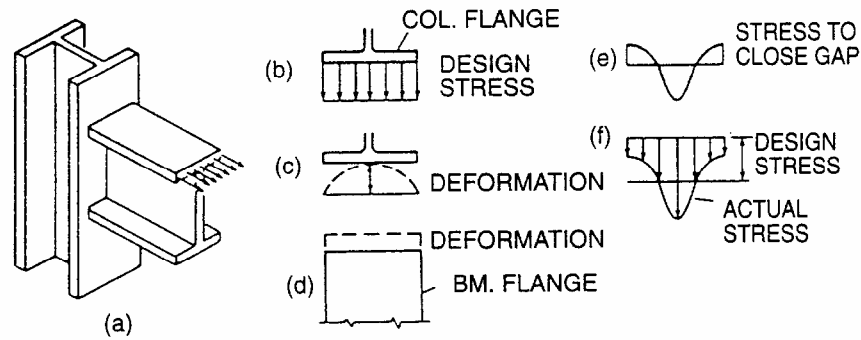


Figura 2.3-2: Distribuzione delle tensioni in un nodo saldato trave-colonna in assenza dei piatti di continuità (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

Per prevenire questo tipo di collasso, molti codici sismici americani richiedono l'utilizzo dei piatti di continuità quando la massima forza attesa nelle flange della trave T_{max} supera la resistenza $\phi \cdot R_n$ della stessa, dove:

$$R_n = 6.25 \cdot t_{cf}^2 \cdot f_{y,cf} \quad (2.3-1)$$

in cui t_{cf} è lo spessore dell'ala della colonna, $f_{y,cf}$ è la tensione nominale di snervamento della piattabanda della colonna e $\phi=0.9$. Quest'espressione si basa sulle analisi condotte da Graham sul finire degli anni 50 (Graham J. D., Sherbuorne A. N. e Khabbaz R. N., 1959).

L'UBC (ICBO, 1997) specifica che la massima forza attesa nella flangia della trave può assumersi pari a:

$$T_{max} = 1.8 \cdot A_{bf} \cdot f_{y,b} \quad (2.3-2)$$

dove A_{bf} è l'area della piattabanda della trave e $f_{y,b}$ è la tensione nominale di snervamento della trave.

Per il calcolo di T_{max} , nell'UBC (ICBO, 1997), si è assunto un valore della resistenza flessionale della trave aumentato del 30% rispetto a $M_{b,pl}$, per tener conto dell'incrudimento del materiale. Si è poi ipotizzato che il trasferimento del momento massimo M_{max} avvenisse per mezzo delle sole flange, per questo si è fatto riferi-

mento al modulo plastico delle sole ali $Z_f \cong A_{bf} \cdot d_b$ che è all'incirca il 70% del modulo di resistenza plastica Z_b della sezione della trave. In base a tali assunzioni, risulta:

$$\begin{aligned} T_{\max} &= \frac{M_{\max}}{d_b} = \frac{1.3 \cdot M_{b,pl}}{d_b} = \frac{1.3 \cdot (Z_b \cdot f_{y,b})}{d_b} = \frac{1.3 \cdot \left(\frac{Z_f}{0.7} \cdot f_{y,b} \right)}{d_b} = \\ &\cong \frac{1.8 \cdot Z_f \cdot f_{y,b}}{d_b} \cong \frac{1.8 \cdot (A_{bf} \cdot d_b) \cdot f_{y,b}}{d_b} = 1.8 \cdot A_{bf} \cdot f_{y,b} \end{aligned} \quad (2.3-3)$$

L'UBC (ICBO, 1997) suggerisce l'adozione dei piatti di continuità anche se la condizione $T_{\max} < \phi \cdot R_n$ è soddisfatta, visto che i piatti di continuità sono stati usati in quasi tutte le prove di laboratorio effettuate prima del 1994 e perché essi conferiscono un soddisfacente comportamento duttile del nodo sotto l'azione dei carichi ciclici (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

Anche l'AISC (1997 e 2002), in accordo con il FEMA350 (2000), raccomanda di prevederli in ogni caso, soprattutto se lo spessore delle piattabande della colonna verifica una delle seguenti disuguaglianze:

$$t_{cf} < 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{bf} \cdot t_{bf} \cdot \frac{f_{y,b} \cdot R_{y,b}}{f_{y,c} \cdot R_{y,c}}} \quad (2.3-4)$$

$$t_{cf} < \frac{b_{cf}}{6} \quad (2.3-5)$$

dove $R_{y,b}$ [$R_{y,c}$] è il rapporto fra la tensione di snervamento atteso dal materiale della trave [colonna] e l'analogo valore nominale. Esso varia da 1.1 a 1.5 in funzione del tipo di acciaio utilizzato. In ogni modo, lo spessore minimo raccomandato per le piastre è di $1.5t_{bf}$ per i nodi esterni e di t_{bf} per quelli interni.

Esperimenti condotti in seguito al terremoto di Northridge su provini identici, con e senza piatti di continuità, hanno evidenziato un comportamento peggiore in campo plastico in assenza delle piastre di rinforzo (Roeder C. W., 2002). Le prove hanno mostrato che i provini con flange di colonne spesse presentavano prestazioni adeguate anche in assenza di detti piatti. I provini con ali di colonna sottili e senza

piastre di continuità mostrarono un più rapido deterioramento delle prestazioni rispetto ai provini con piattabande spesse.

Alla luce di tali esperienze e per evitare elevate concentrazioni di tensione nelle saldature, anche i codici normativi (UBC (ICBO, 1997), AISC (2002), FEMA 350 (2000)) realizzati in seguito al terremoto di Northridge raccomandano l'uso dei suddetti piatti in ogni telaio duttile (Roeder C. W., 2002).

Comunque, i risultati delle analisi agli elementi finiti condotte da El-Tawil S., Mikesell T. e Kunnath S. K. (2000), suggeriscono che è possibile omettere le piastre di continuità nel caso di nodi esterni con flange delle colonne relativamente più spesse di quelle delle travi.

L'Eurocodice 3 (CEN, 2002), inoltre, consiglia per i piatti di continuità l'impiego di un acciaio di qualità superiore o almeno pari a quello delle travi e raccomanda uno spessore dei piatti non inferiore a quello delle piattabande delle travi collegate. In più, il codice prescrive una larghezza delle piastre di continuità non inferiore a $(b_{bf} - t_{cw})/2$.

2.4. LE AZIONI AGENTI SUL PZ

In Figura 2.4-1 è rappresentato un possibile sistema d'azioni interne cui è sottoposto il pannello nodale di un collegamento interno per effetto del carico orizzontale indotto dal vento o dal sisma.

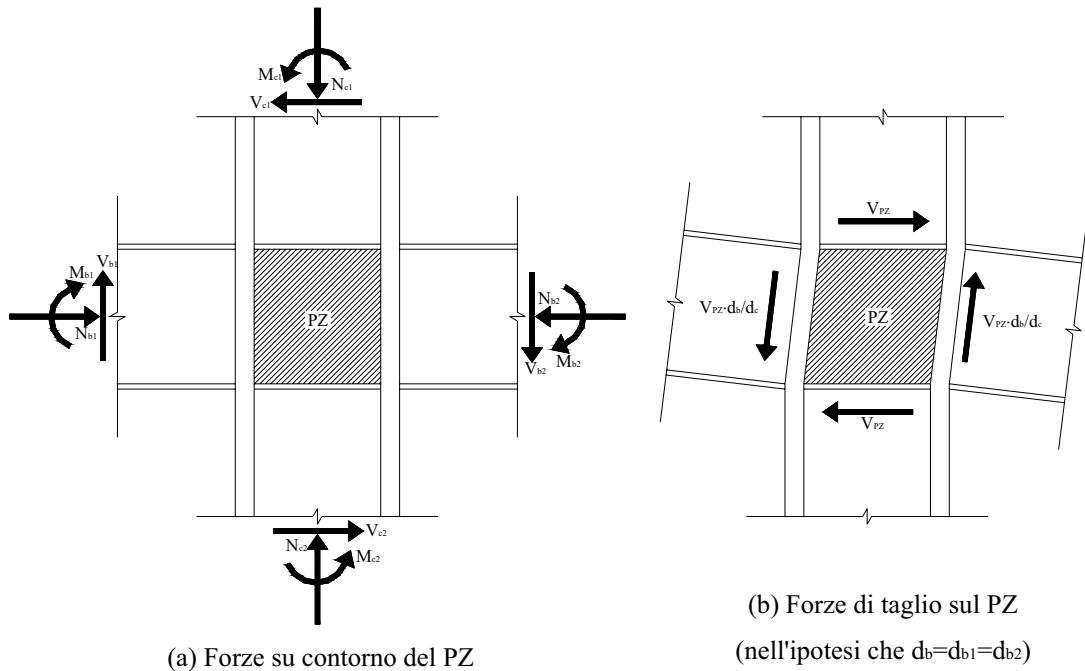


Figura 2.4-1: Azioni agenti sul PZ (Kim K. D. e Engelhardt M. D., 2002).

Sotto tale sistema di forze il PZ si deforma per effetto della corrispondente sollecitazione di taglio, che è data da:

$$V_{PZ} = \frac{M_{b1}}{h_{t1}} + \frac{M_{b2}}{h_{t2}} - V_c \quad (2.4-1)$$

dove:

- M_{b1} e M_{b2} sono le coppie agenti, rispettivamente, sulle travi a sinistra e a destra del nodo;
- h_{ti} è il braccio della coppia interna, che può porsi pari a:
 - ✓ $h_{ti} = d_{bi} - t_{bfi}$ se si assume che i momenti M_{b1} e M_{b2} siano equivalenti a coppie di forze agenti nella mezzeria delle flange della trave (Kim K. D. e Engelhardt M. D., 2002);

✓ $h_{ii} = 0.95 \cdot d_{bi}$ (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998);

✓ $h_{ii} = d_{bi}$ nei modelli meccanici di Fielding, di Krawinkler e di Wang
(si vedano i §§2.6.1, 2.6.2 e 2.6.3);

$$\text{➤ } V_c = \frac{M_{b1} \cdot \left(\frac{L_1}{L_{b1}} \right) + M_{b2} \cdot \left(\frac{L_2}{L_{b2}} \right)}{h};$$

➤ h è l'altezza d'interpiano media;

➤ L_i è la lunghezza teorica della trave i^{ma} connessa al nodo;

➤ L_{bi} è la lunghezza netta dalla trave i^{ma} , pari alla distanza fra le due facce adiacenti delle colonne, valutata sottraendo, da ogni lato dei ritti, $0.5d_{ci}$ alla lunghezza L_i .

Se le caratteristiche della sollecitazione sono ottenute da un'analisi strutturale al computer, una stima di V_c può essere ricavata dalla media dei tagli delle colonne agenti sul bordo del pannello:

$$V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (2.4-2)$$

Questa approssimazione è, in genere, conservativa perché dà un valore di V_c più piccolo e quindi un valore maggiore di V_{PZ} .

Sostituendo la (2.4-2) nella (2.4-1) si ottiene, nell'ipotesi che $h_{t1}=h_{t2}=h_t$:

$$V_{PZ} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_t} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_t} \cdot (1 - \rho) = \frac{(1 - \rho)}{h_t} \cdot M_{PZ} \quad (2.4-3)$$

dove:

$$\rho = \frac{h_t}{h - d_b};$$

$$M_{PZ} = M_{b1} + M_{b2} = M_{c1} + M_{c2}.$$

Nella (2.4-3) si è assunto, come spesso si fa, che i punti di flesso della deformata della colonna cadano alla distanza $h/2$ dal centro del PZ, per cui si ha $(V_{c1} + V_{c2}) \cdot \frac{(h-d_b)}{2} = (M_{b1} + M_{b2})$ e quindi:

$$V_c = \frac{(V_{c1} + V_{c2})}{2} = \frac{(M_{b1} + M_{b2})}{(h-d_b)} = \frac{(M_{c1} + M_{c2})}{(h-d_b)}$$

Nella (2.4-3) si vede che la forza sollecitante il pannello d'anima dipende dal momento squilibrato M_{PZ} .

A partire da tale considerazione si sono sviluppate, in passato, diverse filosofie per la progettazione del pannello, in particolare Tsai K. C. e Popov E. P. (1990) ne hanno individuato tre:

- a) PZ forte (rispetto la trave);
- b) PZ intermedio (rispetto la trave);
- c) PZ debole (rispetto la trave).

Nel primo caso il progetto, e quindi il valore di M_{PZ} , segue i criteri del capacity design: $M_{PZ} = M_{b1,pl} + M_{b2,pl} = \Sigma M_{b,pl}$.

Con quest'approccio non vengono però considerati gli effetti, spesso anche rilevanti, indotti dai carichi gravitazionali. Infatti, in genere, solo all'estremità di una delle due travi connesse ad un nodo interno si attinge il momento plastico $M_{bi,pl}$ per effetto delle azioni flessionali (dello stesso segno) prodotte dall'azione sismica $M_{bi,e}$ e dalle forze gravitazionali $M_{bi,g}$. Nello stesso istante, invece, nell'altra trave agisce il momento $M_{bj,e} - M_{bj,g}$. A partire da queste osservazioni Popov, attraverso una serie di operazioni algebriche, ha formulato la seguente condizione di progetto per il PZ intermedio: $M_{PZ} = \Sigma M_{b,pl} - 2M_{b,g}$ in cui, per un nodo interno, si può porre

$$M_{b,g} \cong \frac{q \cdot L^2}{12}. \text{ Assumendo, invece, } 2M_{b,g} = 20\% \Sigma M_{b,pl}, \text{ la condizione diviene:}$$

$$M_{PZ} = \Sigma 0.8 M_{b,pl}.$$

Analisi agli elementi finiti condotte da El-Tawil S., Mikesell T, Vidarsson E. e Kunnath S. K. (1998) suggeriscono, però, di non considerare il fattore 0.8 nel progetto dei nodi, in cui $M_{b,g}$ e $M_{b,e}$ possono avere lo stesso segno e quindi si somma.

La condizione $M_{PZ} = \Sigma 0.8 M_{b,pl}$, per le elevate capacità deformative e dissipative del pannello d'anima, può essere ulteriormente ridotta per consentire lo snervamento del PZ; nasce così la condizione di progetto del PZ debole: $M_{PZ} = \Sigma (M_{b,g} + 1.85 M_{b,e}) \leq \Sigma 0.8 M_{b,pl}$, dove 1.85 è un coefficiente scelto dalle raccomandazioni UBC (ICBO, 1997) e AISC (2002) per favorire la riduzione delle forze di progetto sul pannello e per dar luogo a una maggiore capacità dissipativa del PZ.

Negli Stati Uniti, la filosofia del PZ forte è stata usata fino al 1988. Anche la nuova normativa sismica italiana (OPCM, 2003) e l'Eurocodice 8, nelle sue diverse edizioni, utilizzano tale approccio, che comporta un aumento delle richieste plastiche nelle travi ma, allo stesso tempo, una riduzione della sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine per le limitate deformazioni taglianti del pannello. Questa metodologia progettuale, che assicura la permanenza del PZ nel campo elastico quando nelle travi insorgono tutte le deformazioni plastiche, è alquanto antieconomica. Infatti essa, generalmente, richiede l'utilizzo dei doppi piatti d'anima (El-Tawil S., 2000).

L'approccio del PZ intermedio è, invece, diretto a ottenere un'anima di colonna a taglio che si snerverà prima, dissipando una certa quantità di energia isteretica riducendo, perciò, l'impegno plastico delle travi.

La terza filosofia progettuale, infine, individua nel pannello nodale l'unica fonte di dissipazione dell'energia, evitando così la plasticizzazione delle travi. Ciò può, però, influire negativamente sulla duttilità del collegamento (El-Tawil S., Vidarsson E., Mikesell T. e Kunnath S. K., 1999).

Malgrado la mancanza di una solida teoria di base, come anticipato nel primo capitolo, il criterio del PZ debole è stato adottato dai principali codici e linee guida

statunitensi (CAN, 1989; AISC, 1988, 1997 e 2002; UBC (ICBO, 1997); FEMA 350, 2000).

Solo pochi studi hanno indagato sulle conseguenze di queste differenti metodologie progettuali, dando alcune indicazioni sulla richiesta plastica del PZ e sugli spostamenti d'interpiano degli edifici progettati in base alla filosofia del pannello debole (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

2.4.1. L'influenza dello sforzo assiale

Lo sforzo assiale nella colonna ha, anch'esso, un effetto sulle prestazioni del PZ. Infatti, in presenza di tensioni assiali σ , l'inizio dello snervamento del pannello è anticipato, in perfetto accordo col criterio di plasticizzazione di Hencky-Von Mises:

$$\sigma^2 + 3\bar{\tau}^2 = f_y^2 \Rightarrow \bar{\tau}^2 = \frac{f_y^2}{3} - \frac{\sigma^2}{3} = \frac{f_y^2}{3} \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2 \right] = \tau_y^2 \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2 \right] \quad (2.4-4)$$

che dà luogo a:

$$\bar{\tau} = \tau_y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad (2.4-5)$$

Alcune esperienze di laboratorio hanno mostrato che la resistenza tagliente ultima del PZ non è, sostanzialmente, influenzata dallo sforzo assiale della colonna perché, quando il pannello si snerva a taglio, le flange provvedono a sopportare il carico. Questa redistribuzione è tuttavia possibile solo se le piattabande della colonna rimangono in campo elastico durante la plasticizzazione dell'anima.

Quando le deformazioni taglienti del pannello diventano grandi, avvengono elevate deformazioni flessionali delle ali della colonna, che producono aumenti degli stati tensionali nelle saldature di collegamento delle travi, con possibilità di fratture dei cordoni stessi. Per evitare ciò, vari autori raccomandano di limitare la massima deformazione tagliente γ_{\max} del PZ a quattro volte la distorsione di snervamento γ_y (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

2.5. LA RESISTENZA TAGLIANTE DEL PZ

A seconda della filosofia adottata per la progettazione del pannello, è possibile seguire due differenti approcci per la valutazione della resistenza del PZ:

- 1) il criterio del primo snervamento;
- 2) il criterio post-snervamento.

Il primo approccio è basato sull'assunzione che l'anima a taglio della colonna non partecipa alla dissipazione dell'energia, che è affidata interamente alle travi (filosofia del PZ forte). In questo caso, nell'ipotesi di distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali (si veda il §2.2), la resistenza a taglio del pannello d'anima può esprimersi mediante la seguente relazione:

$$V_{y,PZ} = \tau_{y,c} \cdot A_{cw} \cdot \chi(N) \quad (2.5-1)$$

in cui:

- $\tau_{y,c}$ è la tensione tangenziale di snervamento dell'anima della colonna che, in accordo col criterio di Von Mises, si può porre pari a $f_{y,c} / \sqrt{3} \cong 0.58 f_{y,c}$;
- A_{cw} è l'area resistente a taglio della colonna;
- $\chi(N)$ è un coefficiente riduttivo che tiene conto dell'influenza dello sforzo assiale della colonna sulla resistenza del PZ. In conformità a quanto detto

nel paragrafo 2.4.1, si può assumere $\chi(N) = \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_y}\right)^2}$ in cui

$N_y = A_c \cdot f_{y,c}$ è lo sforzo normale di snervamento della colonna.

Le varie ricerche condotte negli ultimi trent'anni hanno, però, evidenziato che un PZ ben realizzato mostra delle riserve di resistenza che vanno ben oltre l'iniziale snervamento a taglio. Se, infatti, il nodo è caratterizzato da un'adeguata duttilità e si tiene conto delle deformazioni plastiche del PZ nell'analisi del telaio, allora un'addizionale resistenza tagliante plastica Ψ può attribuirsi al pannello per il con-

tributo flessionale fornito dalle flange della colonna. Krawinkler ha espresso tale coefficiente, che negli Stati Uniti è spesso indicato con la sigla FCF=flange contribution factor, mediante la nota formula (si veda la (2.6-19)):

$$\Psi = \left(1 + \frac{3.45 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{cw}} \right) \quad (2.5-2)$$

In definitiva, la resistenza di progetto del PZ, secondo il criterio post-snervamento, nell'ipotesi di distribuzione costante delle τ , vale:

$$V_{y,PZ} = \tau_{y,c} \cdot A_{cw} \cdot \chi(N) \cdot \Psi \quad (2.5-3)$$

I diversi codici normativi internazionali hanno adottato una o entrambe le metodologie di progetto espone. Nei paragrafi che seguono si vedranno, in particolare, come si specializzano queste prescrizioni in Europa e negli USA.

2.5.1. Gli Eurocodici e la nuova normativa sismica italiana (OPCM, 2003)

L'EC8 nelle sue diverse edizioni (Eurocodice 8, 1995, Eurocode 8, 2000; 2002-a; 2002-b; 2003-a e 2003-b) e l'ordinanza italiana (OPCM, 2003) adottano il criterio del primo snervamento e quindi la (2.5-1). In particolare assumono:

- $A_{cw} = A_c - 2b_{cf} \cdot t_{cf} + t_{cf} \cdot (t_{cw} + 2 \cdot r_c)$ nel caso di colonne in profilo laminato a caldo (Figura 2.5-1 (a));
- $A_{cw} = t_{cw} \cdot (d_c + 2 \cdot t_{cf})$ nel caso di colonne con profilo in composizione saldato;
- $A_{cw} = 0.5 \cdot A_c$ nel caso di colonne con sezione tubolare, circolare o rettangolare, di spessore costante.

In merito a $\tau_{y,c}$, nulla dice la nuova normativa italiana (OPCM, 2003), mentre l'EC8 fa riferimento alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 3, che nel corso degli anni ha apportato delle leggere modifiche. Infatti, il valore $\tau_{y,c} = f_{y,c} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo})$ adottato nelle prime versioni della norma (si veda per esempio CEN, 1992-a e

1992-b), infatti, è stato ridotto nelle successive edizioni a $\tau_{y,c} = 0.9 f_{y,c} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo})$ (CEN, 1997 e 2002) e cioè del 10%, per tener conto, forfettariamente, dell'influenza dello sforzo assiale della colonna (Ciutina A. L. e Dubina D., 2003). Il coefficiente 0.9, infatti, è il valore del coefficiente $\chi(N)$, valutato col criterio di plasticizzazione di Von Mises (2.4-5), corrispondente ad una carico assiale di $0.4N_y$. Tuttavia, l'EC8 (Eurocode 2000; 2002-a; 2002-b; 2003-a e 2003-b), consente di trascurare tali effetti riduttivi provocati dalle tensioni normali presenti nella colonna.

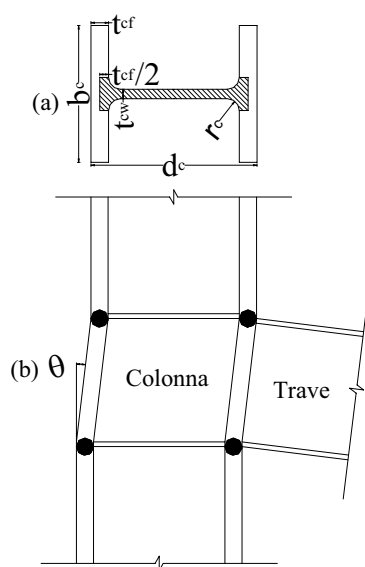


Figura 2.5-1: Area resistente a taglio(a) e meccanismo di collasso a cornice ipotizzato dall'EC3 per il calcolo di $\Delta V_{y,PZ}$ (b) (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

Come anticipato al §1.7.5, nel caso di nodo irrigidito mediante piatti di continuità, la resistenza addizionale dovuta alla flessione delle piattabande della colonna, secondo le recenti versione dell'EC3 (CEN, 1997 e 2002), vale:

$$\Delta V_{y,PZ} = \frac{4M_{cf,pl}}{d_s} \leq \frac{2M_{cf,pl} + 2M_{st,pl}}{d_s} \quad (2.5-4)$$

dove $M_{cf,pl}$ e $M_{st,pl}$ sono, rispettivamente, i momenti plastici delle ali della colonna e degli irrigidimenti e d_s è la distanza tra gli assi dei piatti di continuità.

La (2.5-4) è stata derivata dal semplice meccanismo dei collasso descritto in Figura 2.5-1 (b). Assumendo $d_s=h_t$ (braccio di leva) e $M_{cf,pl} = \frac{f_{y,cf}}{\gamma_{Mo}} \cdot \frac{b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{4}$, si ottiene:

$$V_{y,PZ} = \frac{0.9 \cdot A_{cw} \cdot f_{y,cw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} \cdot \left(1 + \frac{\sqrt{3} \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \cdot f_{y,cf}}{0.9 \cdot A_{cw} \cdot h_t \cdot f_{y,cw}} \right) \quad (2.5-5)$$

in cui $f_{y,cf}$ e $f_{y,cw}$ sono, rispettivamente, la tensione di snervamento delle flange e dell'anima della colonna.

Si fa notare che il termine in parentesi formalmente è simile al coefficiente ψ dato dalla (2.5-2), solo che il contributo fornito dalla flessione delle flange della colonna secondo l'EC3 è circa la metà di quello ricavato sperimentalmente da Krawinkler.

Come dimostrato nell'esempio riportato nel §1.7.5, tener conto di $\Delta V_{y,PZ}$ nel calcolo della resistenza tagliente del pannello d'anima irrigidito dai piatti di continuità, significa consentire la plasticizzazione del PZ: infatti secondo gli studi condotti negli ultimi trent'anni (si vedano i §§2.6.1, 2.6.2, 2.6.3 e 2.6.5), il massimo contributo flessionale (2.5-2) si ha per una distorsione del pannello di circa quattro volte la deformazione tagliente di snervamento γ_y . Ciò contrasta con l'ipotesi di base assunta dall'EC8 che, in accordo col criterio di primo snervamento, non consente la plasticizzazione dell'anima a taglio della colonna.

Per queste ragioni l'EC8, così come il nuovo codice italiano (OPCM, 2003) che nulla dice in merito ma che tuttavia si ispira agli Eurocodici, dovrebbero esplicitamente vietare di considerare la resistenza addizionale $\Delta V_{y,PZ}$ dovuta alla flessione delle piattabande della colonna in presenza dei piatti di continuità.

2.5.2. Le normative statunitensi

Prima del 1988, sia l'UBC sia l'AISC non consentivano lo snervamento del PZ quindi, nella comune pratica progettuale, V_{PZ} si limitava a non essere maggiore di $V_{y,PZ}$, che in accordo col criterio di primo snervamento, si calcolava con la (2.5-1) assumendo:

$$\tau_{y,c} = \frac{f_{y,c}}{\sqrt{3}}$$

$$A_{cw} = 0.95 \cdot d_c \cdot t_{cw}$$

e quindi un'area di taglio ridotta rispetto a quella considerata dai codici europei, che considerano anche i raccordi anima-flange dei profilati laminati.

In merito al coefficiente di riduzione della resistenza tagliente dovuta alla presenza dello sforzo assiale $\chi(N)$, l'AISC (1988) linearizza il criterio di snervamento di Von Mises (2.4-5), assumendo:

$$\chi(N) = 1 \quad \text{per } N \leq 0.4N_y \quad (2.5-6)$$

$$\chi(N) = 1.4 - \frac{N}{N_y} \quad \text{per } N > 0.4N_y \quad (2.5-7)$$

Per le anime soggette a taglio combinato con la forza assiale che supera $0.4N_y$, l'equazione (2.5-7) che è stata sviluppata per dare una riduzione della resistenza tagliente fino ad un massimo del 60% (Figura 2.5-2). La (2.5-6) è basata, invece, sull'ipotesi che nella colonna, il carico assiale e il momento flettente siano assorbiti entrambi soltanto dalle ali della colonna.

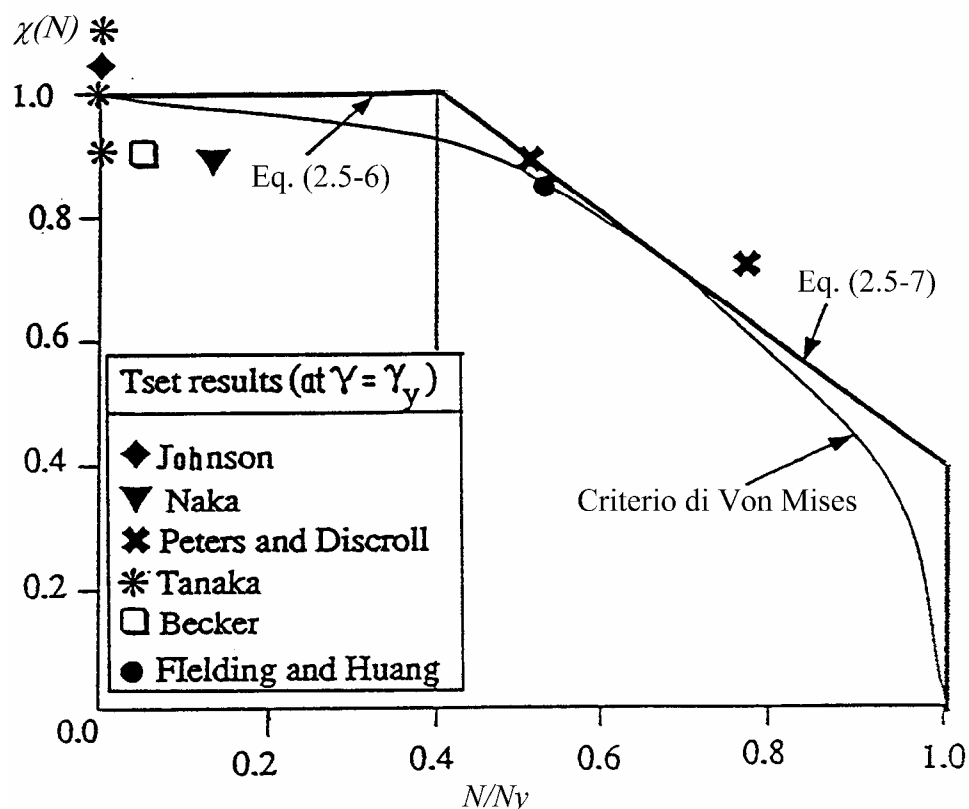


Figura 2.5-2: Coefficiente d'interazione taglio elastico–sforzo assiale $\chi(N)$ (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

Nello stesso grafico sono riportati i risultati di prove di laboratorio citate in Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995), fatte da vari ricercatori per comprendere il comportamento del PZ sotto la combinazione di forze assiali e di taglio al primo snervamento ($\gamma=\gamma_y$).

Il codice raccomanda l'uso delle relazioni (2.5-6) e (2.5-7), sviluppate sul criterio del primo snervamento e che ben interpretano i risultati dei test, quando l'effetto delle deformazioni del PZ sulla stabilità del telaio non è considerato nell'analisi strutturale (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

In seguito, sono state riconosciute e adottate dai codici le notevoli riserve di resistenza plastica del pannello, perciò nello spirito del criterio di post-snervamento, l'AISC (2002) e l'UBC (ICBO, 1997) assumono un coefficiente $\chi(N)$ pari a:

$$\chi(N) = 1 \quad \text{per } N \leq 0.75N_y \quad (2.5-8)$$

$$\chi(N) = 1.9 - 1.2 \cdot \frac{N}{N_y} \quad \text{per } N > 0.75N_y \quad (2.5-9)$$

in cui l'interazione fra forza assiale e tagliante data dalla (2.5-9) riconosce che quando il pannello è completamente snervato a taglio, il carico assiale è portato dalle piattabande della colonna.

Nella figura che segue sono riportati, oltre all'andamento di $\chi(N)$, i risultati di alcune prove effettuate da Fielding e Huang nel 1971 (citato in Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995) su un PZ soggetto all'azione assiale costante pari a $N=0.5N_y$ e ad un aumento della deformazione tagliante pari a due, tre e cinque volte quella di primo snervamento $\gamma_y = \frac{f_{y,c}}{\sqrt{3} \cdot G}$.

I risultati delle esperienze di laboratorio mostrano che la resistenza tagliante definita dalla (2.5-3) non è raggiunta neanche quando la deformazione tagliante γ è maggiore di $5\gamma_y$, mentre le (2.5-8) e (2.5-9) sono state dedotte nell'ipotesi che la rigidità post-snervamento del pannello d'anima si attivi nell'intervallo $\gamma_y \leq \gamma \leq 4\gamma_y$ (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

Il contributo delle flange della colonna alla resistenza dell'anima a taglio fornito dall'AISC (2002) e dall'UBC (ICBO, 1997) vale:

$$\Psi = \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{cw}} \right) \quad (2.5-10)$$

quindi è leggermente inferiore a quello formulato da Krawinkler (2.5-2).

Le stesse indicazioni relative al criterio post-snervamento, sono date dal Canadian Steel Standard (CAN, 1989) che, a differenza dell'AISC (2002) e dell'UBC (ICBO, 1997), riduce la resistenza attraverso un coefficiente $\phi_v=0.9$ (si veda la (1.7-15)).

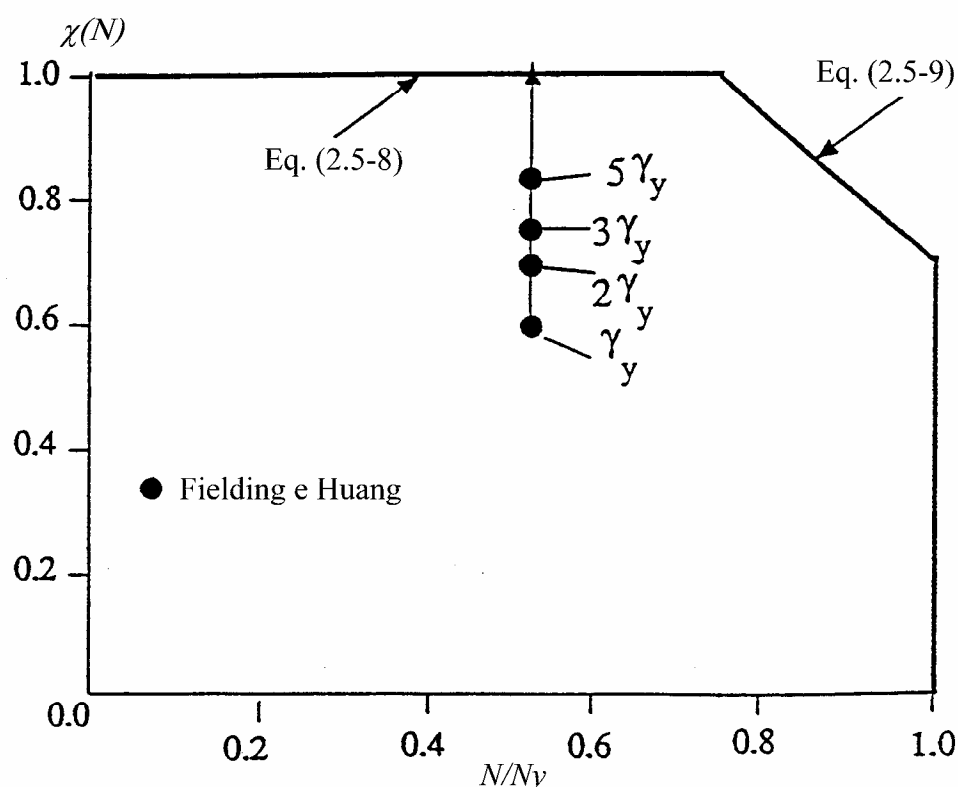


Figura 2.5-3: Coefficiente d'interazione taglio plastico-sforzo assiale $\chi(N)$ (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

In seguito al terremoto di Northridge, l'eccessiva plasticizzazione del PZ è stato visto come la principale causa dei numerosi e inattesi danni manifestati dai collegamenti delle strutture metalliche intelaiate. Ciò è da imputare, oltre al fatto che le normative americane pre-Northridge consentivano la progettazione dei pannelli deboli, alla tendenza di produrre l'acciaio ASTM A36/A36M, che presenta tensioni di snervamento reali superiori a quelle nominali. Ciò comporta una maggiore resistenza delle travi realizzate con questi acciai, che quindi sono capaci di trasferire una forza di taglio maggiore al PZ, che si deforma plasticamente di più di quanto i codici pre-Northridge prescrivevano, fino a causare la rottura dei collegamenti.

Per una più accurata stima della massima forza di taglio sollecitante il pannello, le raccomandazioni post-Northridge fornite dal FEMA 267 (1997) suggeriscono di incrementare il taglio di progetto del PZ amplificando i momenti plastici delle travi attraverso un coefficiente β , che tiene conto della deformazione incrudente e della sovra-resistenza dell'acciaio. Questo coefficiente, che può assumersi pari a

1.2 per gli acciai ASTM A572, A992 e A913, non deve essere utilizzato nel valutare la resistenza del pannello nodale.

Le restanti prescrizioni contenute nelle normative americane pre-Northridge non sono variate, ad eccezione dell'AISC (1997), che considera una tensione tangenziale di snervamento $\tau_{y,c}$ aumentata del 10%, in riconoscimento dell'ampio incrudimento che si osserva durante la plasticizzazione del pannello d'anima (El-Tawil S., 2000) .

2.6. RASSEGNA DEI MODELLI MECCANICI ESISTENTI PER IL PZ SOGGETTO A CARICHI MONOTONI

La Figura 2.6-1 mostra la relazione fra la forza di taglio e la deformazione duale per un pannello d'anima sottoposto a carico monotono. L'inclinazione della curva cambia in prossimità della forza di snervamento $V_{y,PZ}$ e assume valori pari al 3÷8% di quella misurata in campo elastico. Dopo lo snervamento la resistenza aumenta e il fattore di duttilità raggiunge valori elevati. Il collasso del nodo è generalmente causato dalle fratture della saldatura che collega le flange della trave a quelle della colonna, che si innescano a causa delle grosse deformazioni plastiche raggiunte.

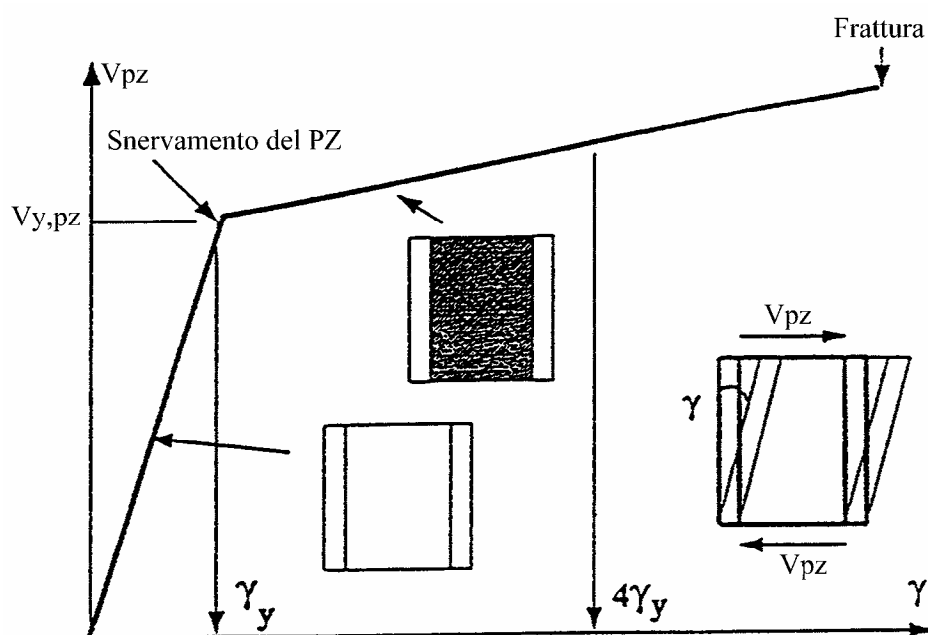


Figura 2.6-1: Relazione fra l'azione di taglio e deformazione di un PZ sottoposto a carico monotono (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

In campo plastico, l'aumento di resistenza è dato dai seguenti effetti:

- 1) dalla resistenza degli elementi adiacenti al PZ, come le flange della colonna e i piatti di continuità;
- 2) dall'incrudimento del PZ, che inizia prima del completo snervamento degli elementi di contorno;

3) dal vincolo offerto dalle piattabande delle travi concorrenti nel nodo.

Diversi studi, sia sperimentali sia analitici, hanno confermato che la resistenza e la rigidezza in campo plastico del pannello dipendono dalla rigidezza degli elementi di contorno, in particolare dalla rigidezza flessionale delle ali della colonna e dal fattore di forma α del pannello d'anima (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995).

La formulazione di un semplice modello che individui il complesso comportamento dinnanzi descritto resta inafferrabile. Rigidezza elastica e soglia di snervamento sono problemi relativamente semplici da affrontare, ma la modellazione della rigidezza post-snervamento, che si è visto variare considerevolmente da provino a provino, è particolarmente difficile.

Esistono, comunque, diversi modelli meccanici “...*semplici e sufficienti a permettere l'immissione in un programma di calcolo ... a spesa di un'accurata modellazione delle condizioni al contorno*” (Krawinkler H., Bertero V., Popov E. P., 1975). Essi sono, generalmente, basati sul calcolo delle forze di taglio V_{PZ} agenti sul pannello, valutabili con l'equazione (2.4-3) che permette, attraverso il coefficiente $\frac{1-\rho}{h_t}$, il passaggio dalla relazione $V_{PZ}-\gamma$ a quella $M_{PZ}-\gamma$.

In queste modellazioni il pannello nodale è schematizzato attraverso l'assemblaggio di elementi rigidi e deformabili ognuno dei quali simula il comportamento del pannello e degli elementi che lo circondano (flange della colonna e piatti di continuità). In essi non intervengono parametri di natura empirica e la loro semplicità consente applicazioni di validità generale. Presentano, pertanto, il vantaggio di predire la risposta del pannello sulla base della conoscenza delle sue caratteristiche geometriche e meccaniche.

Questi modelli differiscono leggermente dalla realtà nella rappresentazione del comportamento plastico, mentre schematizzano alquanto bene la rigidezza tagliente elastica k_e e la resistenza tagliente allo snervamento $V_{y,PZ}$ (Krawinkler H., 1995).

Dei diversi modelli meccanici proposti, quasi tutti sono applicabili al caso monotono; la loro estensione al caso ciclico richiede l'introduzione di opportune leggi

di degrado, che in realtà è modesto nel PZ per la stabilità del suo comportamento ciclico.

Di seguito verranno studiati dei modelli atti a valutare la risposta plastica del pannello tenendo conto del suo snervamento e incrudimento e del contributo offerto dagli elementi al contorno del pannello stesso.

Occorre evidenziare che, dopo lo snervamento e l'incrudimento, il pannello subisce un degrado della resistenza e rigidità dovuto all'instabilità tagliante del pannello o alle fratture formatesi nelle flange della trave o colonna in corrispondenza dei quattro angoli del pannello nodale. Questi modelli non tengono conto del degrado per non complicarli eccessivamente e per la difficoltà e incertezze circa la loro valutazione. Pertanto, ulteriori indagini sperimentali sono necessarie per meglio comprendere questi aspetti.

2.6.1. Il modello di Krawinkler

Il modello meccanico proposto nel 1971 da Krawinkler è costituito dall'anima della colonna, con comportamento elasto-plastico incrudente, circondata ai quattro lati da elementi rigidi connessi ai vertici con molle che schematizzano l'effetto delle piattabande della colonna sul comportamento del PZ (Figura 2.6-2).

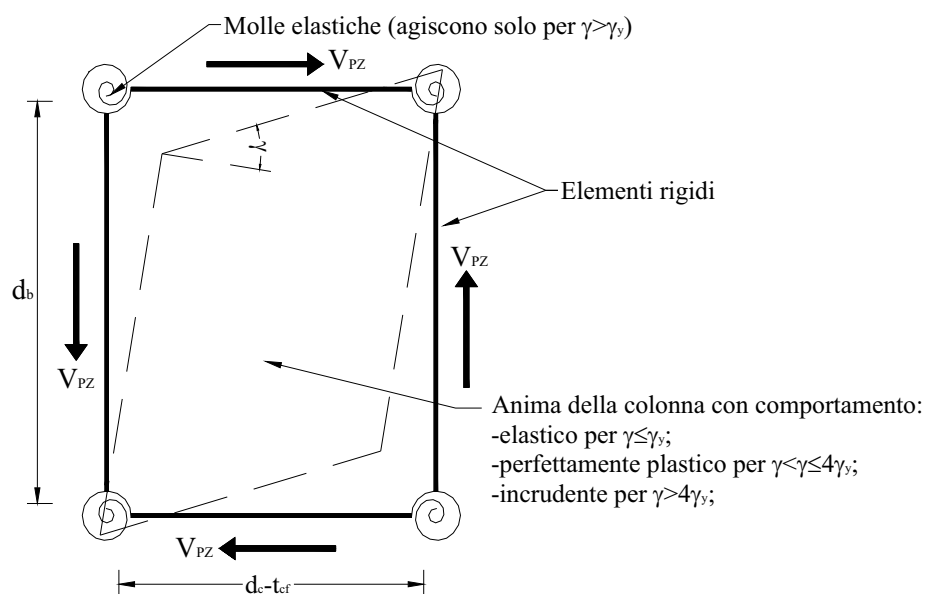


Figura 2.6-2: Modello di Krawinkler del 1971 (Krawinkler H., Bertero V., Popov E. P., 1975).

In campo elastico, la rigidezza tagliante del pannello d'anima vale:

$$k_e = \frac{M_{PZ}}{\gamma} = \frac{V_{PZ} \cdot d_b}{\gamma \cdot (1-\rho)} = \frac{1}{\frac{1}{A_{cw} \cdot G} + \frac{d_b^2}{24 \cdot E \cdot I_{cf}}} \cdot \frac{d_b}{(1-\rho)} \quad (2.6-1)$$

dove I_{cf} è il momento d'inerzia della singola flangia della colonna, mentre per l'area resistente a taglio Krawinkler assume $A_{cw} = t_{cw} \cdot (d_c - t_{cf})$.

Poiché il contributo delle flange a k_e è all'incirca il 10% della rigidezza totale, è possibile trascurare il secondo addendo al denominatore, ottenendo la seguente espressione semplificata della rigidezza elastica:

$$k_e = A_{cw} \cdot G \cdot \frac{d_b}{(1-\rho)} = (d_c - t_{cf}) \cdot t_{cw} \cdot G \cdot \frac{d_b}{(1-\rho)} \quad (2.6-2)$$

La deformazione tagliante di snervamento vale:

$$\gamma_y = \frac{\bar{\tau}_y}{G} \quad (2.6-3)$$

nella quale $\bar{\tau}_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_y}\right)^2}$ è la tensione tangenziale limite valutata col criterio di resistenza di Von Mises (2.4-5), per tener conto dell'interazione del taglio con lo sforzo assiale presente nella colonna.

Quando la tensione tangenziale nel PZ attinge il valore di snervamento, la rigidezza dell'anima della colonna tende ad annullarsi. Da allora in poi un'addizionale resistenza può essere offerta dagli elementi che circondano il pannello. Se si assume che l'anima della colonna esterna al nodo, così quella della trave, rimangono in campo elastico, l'ipotesi di contorni rigidi continua a valere e le piattabande della colonna possono subire rotazioni ai quattro angoli.

Analisi agli elementi finiti condotti da Krawinkler H., Bertero V., Popov E. P. (1975), hanno consentito di valutare queste rotazioni concentrate delle flange della colonna mediante la seguente equazione:

$$\vartheta = \frac{10 \cdot M_f \cdot (1-\rho)}{E \cdot b_c \cdot t_{cf}^2} = \frac{5 \cdot M_f \cdot t_{cf} \cdot (1-\rho)}{6 \cdot E \cdot I_{cf}} \quad (2.6-4)$$

nella quale M_f è il momento dell'ala della colonna.

Poiché la differenza del momento $\Delta M_{PZ} = M_{PZ} - M_{y,PZ}$ portato dalla flangia è pari a $4 \cdot M_f$ ed essendo nel modello $\Delta \gamma = \vartheta$, la rigidezza degli elementi circostanti il pannello vale:

$$k_s = \frac{\Delta M_{PZ}}{\Delta \gamma} = \frac{4 \cdot M_f}{\frac{5 \cdot M_f \cdot t_{cf} \cdot (1-\rho)}{6 \cdot E \cdot I_{cf}}} = \frac{24 \cdot E \cdot I_{cf}}{5 \cdot t_{cf} \cdot (1-\rho)} \quad (2.6-5)$$

Quindi, per $G = \frac{E}{2.6}$ ($\nu=0.3$ per l'acciaio), la prima rigidezza post-elastica del modello si assume pari a:

$$k_1 = k_s = \frac{62.4 \cdot G \cdot I_{cf}}{5 \cdot t_{cf} \cdot (1-\rho)} = \frac{62.4 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^3}{5 \cdot t_{cf} \cdot 12 \cdot (1-\rho)} = \frac{1.04 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (2.6-6)$$

La distorsione totale dei nodi, nel campo post-elastico, può quindi ottenersi sommando alla distorsione di snervamento $\gamma_y = \frac{\bar{\tau}_y}{G}$ quella dovuta agli elementi circostanti il pannello $\Delta \gamma = \frac{\Delta M_{PZ}}{k_1} = \frac{\Delta M_{PZ} \cdot (1-\rho)}{1.04 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}$, ottenendo:

$$\gamma = \gamma_y + \Delta \gamma = \frac{\bar{\tau}_y}{G} + \frac{\Delta M_{PZ} \cdot (1-\rho)}{1.04 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2} \quad (2.6-7)$$

Queste due ultime relazioni sono valide per $\gamma_y < \gamma \leq 4\gamma_y$.

In corrispondenza della distorsione tagliente $4\gamma_y$, la resistenza del PZ vale:

$$\begin{aligned} M_{sh,PZ} &= k_e \cdot \gamma_y + 3 \cdot k_1 \cdot \gamma_y = k_e \cdot \gamma_y \left(1 + \frac{3 \cdot k_1}{k_e} \right) = \\ &= M_{y,PZ} \left(1 + \frac{3.12 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot t_{cw} \cdot (d_c - t_{cf})} \right) = M_{y,PZ} + \frac{3.12 \cdot \bar{\tau}_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1-\rho)} \end{aligned} \quad (2.6-8)$$

nella quale $3 \cdot k_1 / k_e$ rappresenta l'incremento di resistenza tagliante rispetto a quella che si ha per $\gamma = \gamma_y$.

Questo contributo, come si vede in Figura 2.6-3, è alto nel caso di colonne forti con flange larghe.

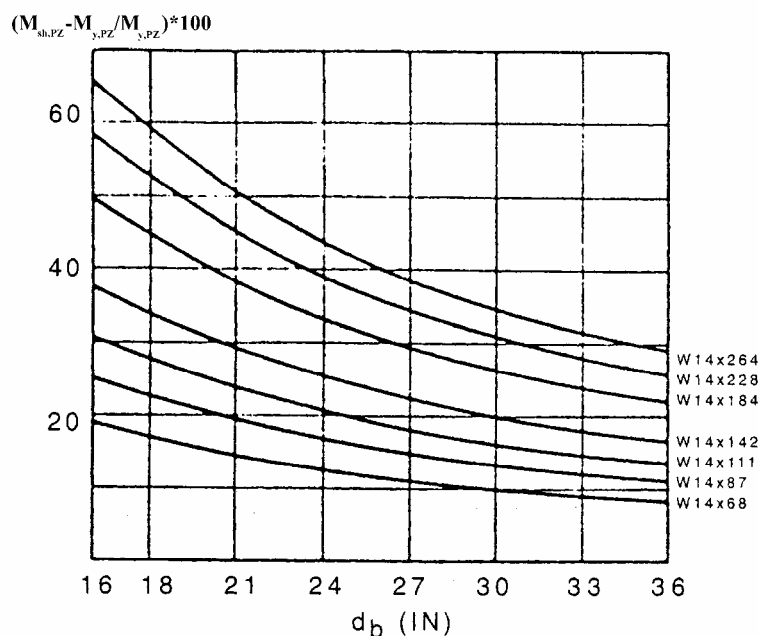


Figura 2.6-3: Confronto tra la resistenza ultima del PZ e quella in corrispondenza del primo snervamento (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

Occorre sottolineare che il modello fallisce se la capacità di deformazione plastica delle piattabande è attinta per distorsioni taglienti inferiori a $4\gamma_y$ e con questo modello non è possibile verificare se ciò accade.

Comunque, diversi studi agli elementi finiti hanno mostrato che per $\gamma = 4\gamma_y$ si ha la completa formazione delle cerniere plastiche nelle flange della colonna ai quattro angoli del pannello.

Per deformazioni del pannello superiori a $4\gamma_y$, il modello considera l'ulteriore aumento di resistenza dell'anima a taglio dovuto all'incrudimento del materiale, per cui nella curva $M_{PZ}-\gamma$, si ha un terzo ramo con pendenza pari a:

$$k_2 = k_e \cdot \frac{E_{st}}{E} = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1-\rho)} \cdot \frac{E_{st}}{E} = \frac{G_{st} \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1-\rho)} \quad (2.6-9)$$

dove E_{st} è il modulo di incrudimento del materiale e G_{st} è il modulo di taglio all'incrudimento e si stimano essere pari, rispettivamente, a $0.03 \cdot E$ e $0.03 \cdot G$.

In presenza dei piatti d'anima, il modello assume un'area efficace a taglio pari a:

$$A_{cw} = (d_c - t_{cf}) \cdot (t_{cw} + R_f \cdot t_s) \quad (2.6-10)$$

dove t_s è lo spessore delle piastre d'irrigidimento e $R_f \leq 1$ è un coefficiente di efficienza che tiene conto delle discontinuità deformativa tra l'anima della colonna e i piatti. In tal caso, nel campo elastico, la tensione tangenziale media nel PZ vale:

$$\tau = \frac{V_{PZ}}{(d_c - t_{cf}) \cdot (t_{cw} + R_f \cdot t_s)} = \frac{M_{PZ} \cdot (1 - \rho)}{d_b \cdot [(d_c - t_{cf}) \cdot (t_{cw} + R_f \cdot t_s)]} \quad (2.6-11)$$

mentre la rigidezza elastica diviene:

$$k_e = \frac{M_{PZ}}{\gamma} = \frac{G \cdot M_{PZ}}{\tau} = G \cdot [(d_c - t_{cf}) \cdot (t_{cw} + R_f \cdot t_s)] \cdot \frac{d_b}{(1 - \rho)} \quad (2.6-12)$$

Inoltre, si può assumere che la seconda rigidezza post-elastica, che dipende principalmente dalla resistenza flessionale delle flange, resti invariata in presenza delle piastre d'anima.

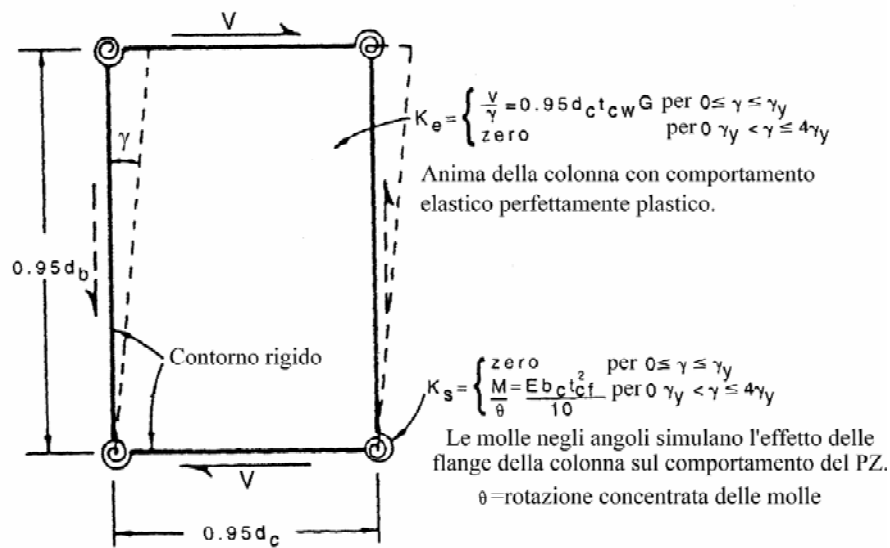


Figura 2.6-4: Modello di Krawinkler del 1978 (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

Nel 1978 l'autore modifica leggermente il modello (Figura 2.6-4) assumendo per l'area a taglio e per il braccio della coppia interna i seguenti valori:

$$A_{cw} = 0.95d_c \cdot t_{cw} \quad (2.6-13)$$

$$h_t = 0.95d_b \quad (2.6-14)$$

per cui le rigidezze e la resistenza del PZ divengono:

$$\begin{aligned} k_e &= \frac{M_{PZ}}{\gamma} = \frac{V_{PZ} \cdot 0.95d_b}{\gamma \cdot (1-\rho)} = \frac{1}{\frac{1}{A_{cw} \cdot G} + \frac{d_b^2}{24 \cdot E \cdot I_{cf}}} \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} \cong \\ &\cong A_{cw} \cdot G \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} = (0.95 \cdot d_c \cdot t_{cw}) \cdot G \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} \end{aligned} \quad (2.6-15)$$

$$k_1 = \frac{\Delta M_{PZ}}{\Delta \gamma} = \frac{\Delta V_{PZ} \cdot 0.95d_b}{\Delta \gamma \cdot (1-\rho)} = \left[\frac{4 \cdot M_f}{0.95d_b} \right] \cdot \frac{0.95d_b}{\Delta \gamma \cdot (1-\rho)} = \frac{1.04 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1-\rho)} \quad (2.6-16)$$

$$k_2 = k_e \cdot \frac{E_{st}}{E} = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot 0.95d_b}{(1-\rho)} \cdot \frac{E_{st}}{E} = \frac{0.90 \cdot G_{st} \cdot t_{cw} \cdot d_c \cdot d_b}{(1-\rho)} \quad (2.6-17)$$

$$\begin{aligned} M_{y,PZ} &= k_e \cdot \gamma_y = \left[(0.95 \cdot d_c \cdot t_{cw}) \cdot G \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} \right] \cdot \frac{\bar{\tau}_y}{G} = \\ &= \left[(0.95 \cdot d_c \cdot t_{cw}) \cdot G \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} \right] \cdot \frac{\bar{f}_y}{G \cdot \sqrt{3}} = \\ &= (0.55 \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \bar{f}_y) \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} = V_{y,PZ} \cdot \frac{0.95d_b}{(1-\rho)} \end{aligned} \quad (2.6-18)$$

$$\begin{aligned} M_{sh,PZ} &= k_e \cdot \gamma_y + 3 \cdot k_1 \cdot \gamma_y = k_e \cdot \gamma_y \left(1 + \frac{3 \cdot k_1}{k_e} \right) = \\ &= M_{y,PZ} \left(1 + \frac{3.45 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{cw}} \right) = M_{y,PZ} + \frac{3.12 \cdot \bar{\tau}_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1-\rho)} \end{aligned} \quad (2.6-19)$$

Confrontando le relazioni fornite per le stesse grandezze dalle due versioni del modello di Krawinkler, è possibile osservare che:

- a) il modello del 1978 considera un'area resistente a taglio ($A_{cw} = 0.95d_c \cdot t_{cw}$) che è sostanzialmente maggiore rispetto a quella

precedentemente considerata ($A_{cw} = t_{cw} \cdot (d_c - t_{cf})$). In particolare, con riferimento ai profili HE, si ha un aumento medio del 2.83%, con differenze fra i valori forniti dalle due versioni che vanno riducendosi passando dal profilato HE100 a quello HE600 (Figura 2.6-5). Ciò avviene perché, da una serie all'altra, si verifica una più rapida crescita dell'altezza d_c rispetto all'aumento dello spessore delle flange. Per i profili della serie A, in realtà, si riscontra una sostanziale coincidenza fra i valori di A_{cw} valutati con le due diverse espressioni;

b) le rigidezze k_e e k_2 e la resistenza al primo snervamento $V_{y,PZ}$ variano con la stessa legge (Figura 2.6-6). Esse, nel modello del 1978, subiscono una sostanziale riduzione di circa il 2.31%. Tale diminuzione è marcata per i profilati della serie A (con un valor medio di 4.64%) e per quelli della serie B (con un valor medio di decremento del 3.01%): ciò è dovuto, essenzialmente, alla riduzione del braccio di leva, che passa da $h_t = d_b$ a $h_t = 0.95 \cdot d_b$. Questo effetto è contrastato, nella serie M, dall'aumento di area resistente a taglio che si ha dal modello del 1971 a quello del 1978 per cui, fino alla sezione HE360M si riscontra, a differenza di quanto avviene per tutte le altre sezioni laminate, un aumento delle grandezze in esame (con un valor medio di 1.44%);

c) la rigidezza post-elastica k_I non subisce alcuna variazione;

d) per il momento $M_{sh,PZ}$ accade una cosa simile a quella descritta nel punto b) (Figura 2.6-7), con una riduzione media del 2.35%, maggiore per la serie A (del 4.61%), inferiore per la serie B (3.01%). Nei profili della serie HEM si ha, nel modello del 1978, un aumento della resistenza fino alla sezione HE360M, perché diviene importante l'aumento dell'area resistente a taglio. Occorre poi sottolineare che, a differenza delle grandezze esaminate nei precedenti punti, la quantità

$$\frac{\Delta M_{sh,PZ}}{M_{sh,PZ}} = \frac{M_{sh,PZ}(1978) - M_{sh,PZ}(1971)}{M_{sh,PZ}(1971)}$$

varia con l'altezza d_b della tra-

ve. Tale dipendenza, però, si fa sentire solo per i profilati HE100 e HE120 mentre, per le restanti sezioni, d_b non influenza la funzione

$\frac{\Delta M_{sh,PZ}}{M_{sh,PZ}}$. Nell'istogramma di Figura 2.6-7, quindi, è stato considerato

il valore reale di $\frac{\Delta M_{sh,PZ}}{M_{sh,PZ}}$ per le sezioni HE140÷HE600 mentre, per le

HE100 e le HE120, sono stati considerati i valori medi ottenuti considerando tutti i possibili accoppiamenti con le sezioni IPE80÷IPE600.

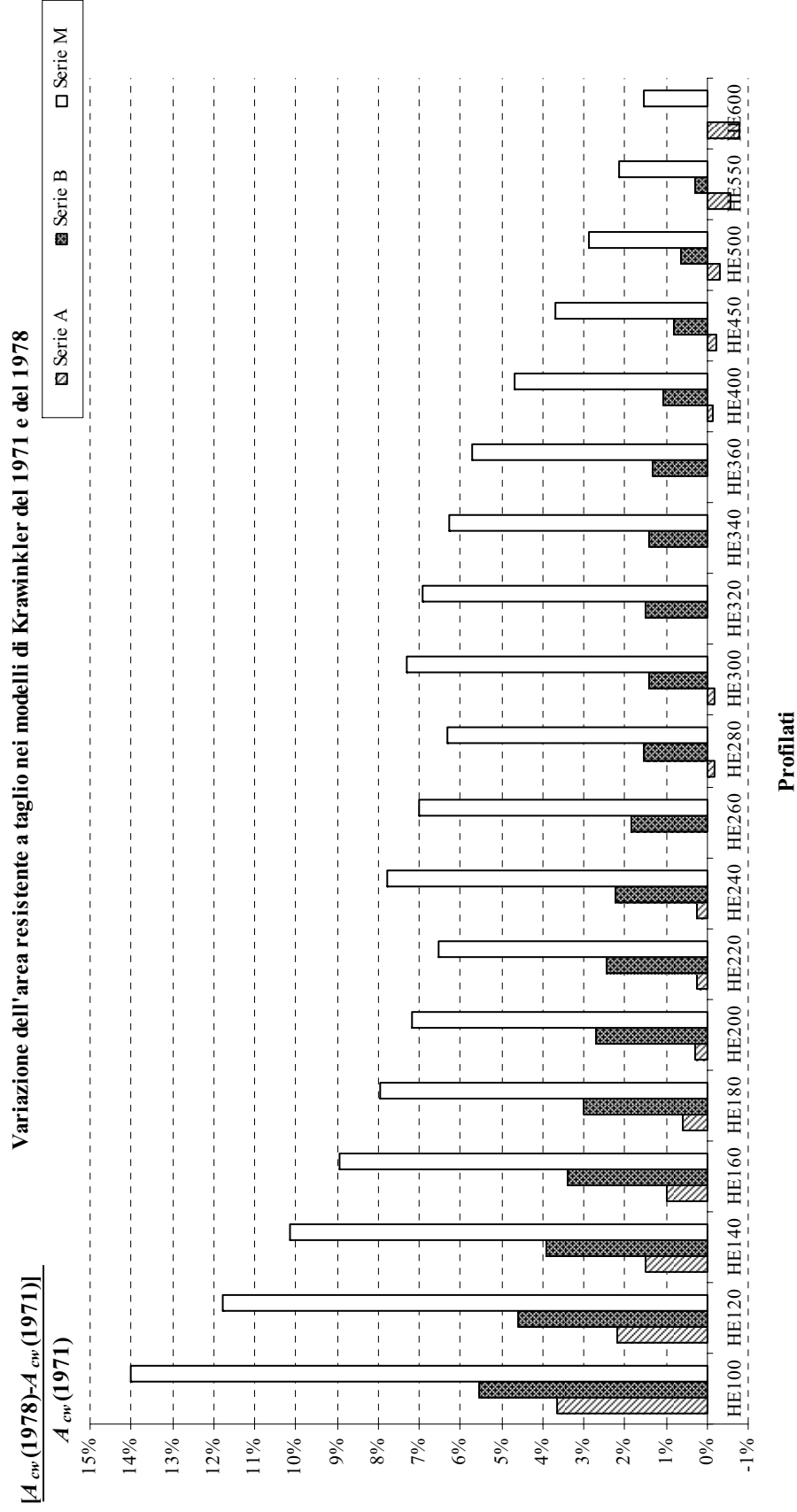


Figura 2.6-5: *Variazione dell'area resistente a taglio nei modelli di Krawinkler del 1971 e del 1978 (Elaborazione personale).*

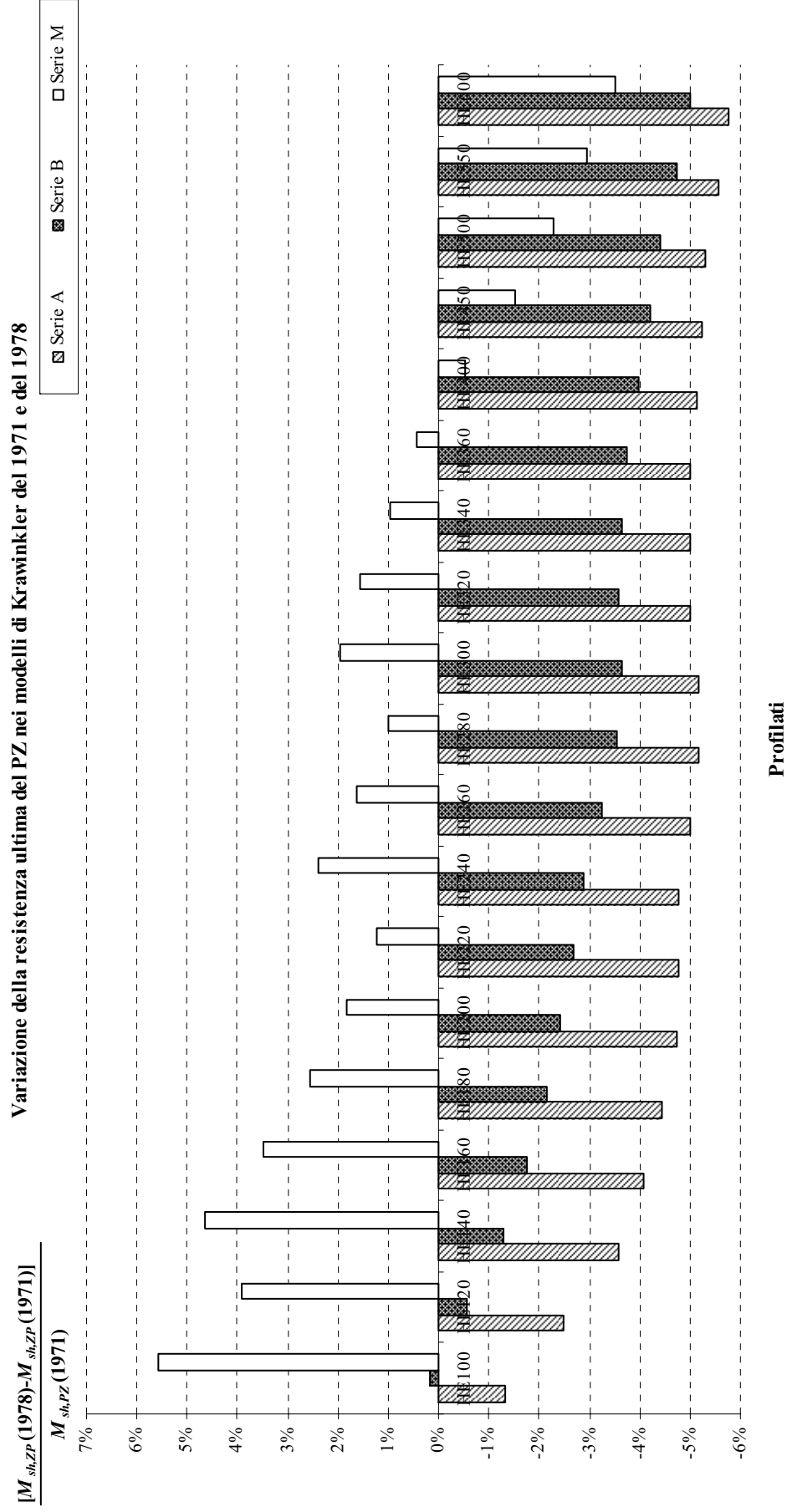


Figura 2.6-7: *Variazione di $M_{sh,pz}$ nei modelli di Krawinkler del 1971 e del 1978 (Elaborazione personale).*

2.6.2. Il modello di Fielding

Fielding e Huang (citati in Kim K. D. e Engelhardt M.D., 2002) nel 1971 hanno proposto un andamento $M_{PZ}-\gamma$ bi-lineare costituito dalla rigidezza elastica k_e seguita da quella post-snervamento k_l , che in analogia a Krawinkler è legata al contributo delle piattabande delle colonne che irrigidiscono il PZ.

In particolare, nel modello di Fielding, il momento di snervamento $M_{y,PZ}$ e le rigidezze k_l e k_2 assumono le seguenti espressioni:

$$M_{y,PZ} = \frac{\bar{\tau}_y \cdot A_{cw} \cdot h_t}{(1-\rho)} \quad (2.6-20)$$

$$k_e = \frac{M_{y,PZ}}{\gamma_y} = \frac{\bar{\tau}_y \cdot A_{cw} \cdot h_t}{\gamma_y \cdot (1-\rho)} = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot h_t}{(1-\rho)} \quad (2.6-21)$$

$$k_l = \frac{5.2 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^3}{d_b \cdot (1-\rho)} \quad (2.6-22)$$

nelle quali, come per il modello di Krawinkler del 1971, si assume:

- $h_t = d_b$ (braccio di leva);
- $A_{cw} = t_{cw} \cdot (d_c - t_{cf})$.

2.6.3. Il modello di Wang

Wang (citato in Kim K. D. e Engelhardt M. D., 2002), nel 1988, ha proposto anch'egli una relazione di tipo tri-lineare per la modellazione del PZ in campo plastico.

A differenza dei due precedenti modelli, però, assume un'area resistente a taglio leggermente inferiore e precisamente pari a $A_{cw} = t_{cw} \cdot (d_c - 2 \cdot t_{cf})$.

In campo elastico, il modello di Wang, assume le stesse espressioni utilizzate nelle modellazioni precedenti mentre, in campo plastico si differenzia dal modello di Krawinkler e di Fielding perché:

- 1) assume che l'inizio dell'incrudimento dell'anima a taglio della colonna si verifica per una deformazione tagliante pari a $\gamma_{sh} = 3.5 \cdot \gamma_y$ e non più pari a $\gamma_{sh} = 4 \cdot \gamma_y$;
- 2) assume che le rigidezze post-elastiche valgono:

$$k_1 = 0.7 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \quad (2.6-23)$$

$$k_2 = \frac{G_{st} \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)} \quad (2.6-24)$$

- 3) il momento agente sul PZ all'inizio del tratto incrudente vale:

$$\begin{aligned} M_{sh,PZ} &= M_{y,PZ} + k_1 \cdot (\gamma_{sh} - \gamma_y) = M_{y,PZ} + 0.7 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \cdot 2.5 \gamma_y = \\ &= M_{y,PZ} + 1.75 \cdot \bar{\tau}_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \end{aligned} \quad (2.6-25)$$

2.6.4. Confronto tra i modelli di Krawinkler, di Fielding e di Wang

Per meglio comprendere le differenze esistenti fra i tre modelli prima elencati, si riporta una tabella riepilogativa dei tre modelli (si veda la Tabella 2.6-1).

In generale, può dirsi che:

- a) il modello di Krawinkler appare ragionevole per pannelli nodali aventi spessore delle flange della colonna minori di 25mm. Per valori maggiori, il modello sovrastima leggermente la resistenza del pannello.
- b) il modello bilineare di Fielding va bene per piccole deformazioni del pannello, indipendentemente dallo spessore delle flange della colonna. Ciò è dovuto al fatto che il modello trascura l'incrudimento, sottostimando così la resistenza per elevate deformazioni.
- c) Il modello di Wang, generalmente, sottostima la resistenza del pannello nodale indipendentemente dallo spessore delle flange della colonna. Questo è attribuibile al fatto che l'area efficace a taglio considerata in questo modello, è inferiore a quella assunta nei due modelli precedenti.

Un limite comune ai tre i modelli, è che nel valutare la rigidità post-elastica delle piattabande, si trascura l'effetto riduttivo dello sforzo assiale nella colonna (Fielding D. J., 1994).

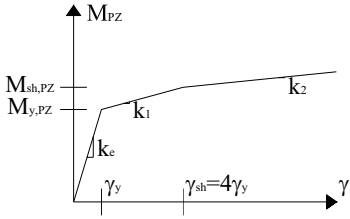
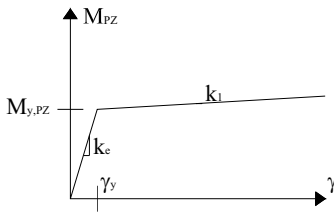
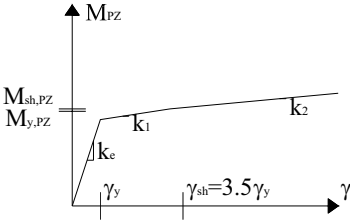
Modello di Krawinkler (1971)	Modello di Fielding (1971)	Modello di Wang (1988)
		
$A_{cw} = (d_c - t_{cf}) \cdot t_{cw}$	$A_{cw} = (d_c - t_{cf}) \cdot t_{cw}$	$A_{cw} = (d_c - 2t_{cf}) \cdot t_{cw}$
$\bar{\tau}_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_y}\right)^2}$	$\bar{\tau}_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_y}\right)^2}$	$\bar{\tau}_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_y}\right)^2}$
$\gamma_y = \frac{\bar{\tau}_y}{G}$	$\gamma_y = \frac{\bar{\tau}_y}{G}$	$\gamma_y = \frac{\bar{\tau}_y}{G}$
$M_{y,PZ} = \frac{\bar{\tau}_y \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$	$M_{y,PZ} = \frac{\bar{\tau}_y \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$	$M_{y,PZ} = \frac{\bar{\tau}_y \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$
$k_e = \frac{M_{y,PZ}}{\gamma_y} = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$	$k_e = \frac{M_{y,PZ}}{\gamma_y} = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$	$k_e = \frac{M_{y,PZ}}{\gamma_y} = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$
$k_1 = \frac{1.04 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1 - \rho)}$	$k_1 = \frac{5.2 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^3}{d_b \cdot (1 - \rho)}$	$k_1 = 0.7 \cdot G \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2$
$\gamma_{sh} = 4\gamma_y$	_____	$\gamma_{sh} = 3.5\gamma_y$
$M_{sh,PZ} = M_{y,PZ} + \frac{3.12 \cdot \bar{\tau}_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{(1 - \rho)}$	_____	$M_{sh,PZ} = M_{y,PZ} + 1.75 \cdot \bar{\tau}_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2$
$k_2 = \frac{G_{st} \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$	_____	$k_2 = \frac{G_{st} \cdot A_{cw} \cdot d_b}{(1 - \rho)}$

Tabella 2.6-1: Confronto tra i modelli di Krawinkler, di Fielding, e di Wang (Elaborazione personale).

In tutti e tre i casi si assume $\rho = \frac{d_b - t_{bf}}{h}$ e $h_r = d_b$.

2.6.5. Il modello tri-lineare di Lin, Tsai, Kong e Hsieh

Indagini sperimentali condotte da Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H. (2000) hanno mostrato che esistono notevoli differenze tra le resistenze $V_{y,PZ}$ e la rigidezze elastiche k_e misurate su quattro campioni da loro testati, denominati CB1, CB2, CB3 e CB4, e quelle calcolate col modello di Krawinkler (si veda la Tabella 2.6-2). Queste discordanze sono tutt'altro che conservative per la progettazione del PZ, per cui i quattro studiosi hanno proposto una relazione tri-lineare, che meglio interpreta il reale comportamento del pannello d'anima.

Gli autori hanno notato, integrando le tensioni tangenziali fornite dalle analisi agli elementi finiti dei provini, che le flange della colonna devono essere considerate, ai fini della valutazione delle rigidezze e della resistenza, anche prima del completo snervamento del PZ, per cui la curva $V-\gamma$ può essere costruita sovrapponendo alla risposta bi-lineare dell'anima il contributo delle piattabande della colonna, così come mostrato in Figura 2.6-8.

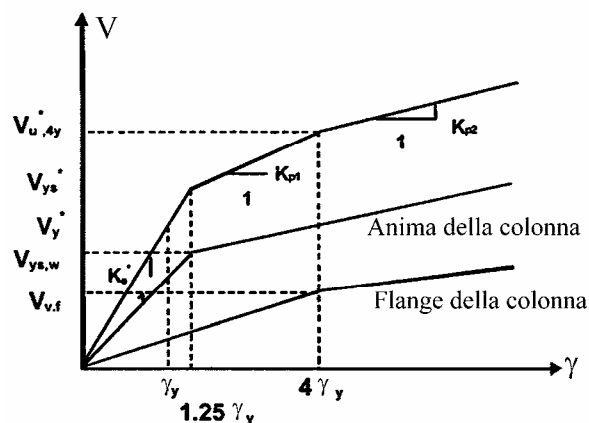


Figura 2.6-8: Modello meccanico tri-lineare di Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H. (2000).

Inoltre, dall'analisi numerica è emerso che:

- l'area a taglio della colonna può assumersi pari a $A_{cw} = t_{cw} \cdot (d_c - 2.3 \cdot t_{cw})$;
- la deformazione tagliante al centro del pannello è significativamente maggiore di quella misurata nei quattro angoli;

- il completo snervamento del PZ si ha per una deformazione a taglio di circa $1.25\gamma_y$.

Ai fini della costruzione della curva, la rigidezza elastica dell'anima a taglio è stata stimata essere pari a:

$$k_e^* = \left[A_{cw} + \frac{5.53 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^3}{d_b^2} \right] \cdot G \quad (2.6-26)$$

mentre la resistenza tagliante allo snervamento può calcolarsi con la relazione:

$$V_y^* = \left[\frac{A_{cw}}{\sqrt{3}} + \frac{3.19 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^3}{d_b^2} \right] \cdot f_y \quad (2.6-27)$$

È stato visto, inoltre, che le piattabande della colonna raggiungono il limite elastico per deformazioni del PZ di circa $4\gamma_y$. La corrispondente resistenza a taglio vale:

$$V_{u,4y}^* = \left[0.801 \cdot A_{cw} + \frac{12.8 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^3}{d_b^2} \right] \cdot f_y \quad (2.6-28)$$

Nella Tabella 2.6-2 sono confrontati i valori delle rigidezze elastiche e del taglio allo snervamento misurati nelle prove di laboratorio condotte dagli autori stessi con quelli calcolati applicando sia il modello di Krawinkler che quello di Lin, Tsai Kong e Hsieh. È evidente che quest'ultimo meglio interpreta il comportamento meccanico sperimentale dei provini testati (Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H., 2000).

Provino	$k_{e,Kraw}$ [MN/rad]	k_e^* [MN/rad]	$k_{e,prova}$ [MN/rad]	$k_{e,Kraw}/k_{e,prova}$	$k_e^*/k_{e,prova}$	$V_{y,Kraw}$ [kN]	V_y^* [kN]	$V_{y,prova}$ [kN]	$V_{y,Kraw}/V_{y,prova}$	$V_y^*/V_{y,prova}$
CB1	703	563	535	1,31	1,05	2249	1803	1513	1,49	1,19
CB2	614	523	506	1,21	1,03	1966	1674	1395	1,41	1,20
CB3	483	434	448	1,08	0,97	1545	1378	1350	1,14	1,02
CB4	351	346	352	1,00	0,98	1124	1108	995	1,13	1,11

Tabella 2.6-2: Confronto fra il metodo di Krawinkler e il modello meccanico di Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H. (2000)

2.6.6. Il modello quadri-lineare di Kim e Engelhardt

I modelli meccanici che descrivono il comportamento del PZ sotto carichi monotoni, considerando solo il legame tra $M_{y,PZ}$ e k_e , non colgono l'influenza del rapporto $\frac{t_{ef}}{d_b}$ sulle prestazioni del nodo. Per ovviare a tale lacuna Kim K. D. e Engelhardt M.D. (2002) hanno proposto una relazione $M_{PZ}-\gamma$ di tipo quadri-lineare.

Nel modello si assume che il pannello d'anima sia equivalente a due travi fissate nel centro del nodo, punto di simmetria per le due membrature fittizie. Le condizioni di vincolo delle altre estremità delle travi sono intermedie tra quelle di punto libero e incastro.

Lo spostamento del sistema equivalente prodotto dalla forza di taglio V_{PZ} può essere descritto, in tali ipotesi, dalla seguente relazione:

$$\Delta = V_{PZ} \cdot \left(\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} \right) \quad (2.6-29)$$

dove S_1 e S_2 sono, rispettivamente, la rigidezza flessionale e tagliante delle travi fittizie, che si possono ricavare con queste espressioni:

$$\begin{aligned} \frac{1}{S_1} &= \frac{[(d_b - t_{bf})/2]^3}{C_r \cdot E \cdot I_c} \\ \frac{1}{S_2} &= \frac{[(d_b - t_{bf})/2]^3}{G \cdot (d_c \cdot t_{cw} + R_f \cdot A_{dp})} \end{aligned} \quad (2.6-30)$$

nelle quali:

- I_c è il momento d'inerzia della sezione della colonna;
- C_r è una costante che dipende dalle condizioni di vincolo delle travi equivalenti;
- A_{dp} è l'area dei doppi piatti;
- R_f è un fattore riduttivo che tiene conto dell'incompatibilità di deformazione tra i doppi piatti supplementari e l'anima della colonna.

La (2.6-29) per la (2.4-3), valutata ponendo $h_t = d_b - t_{bf}$, da luogo a:

$$\Delta = V_{PZ} \cdot \left(\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} \right) \Rightarrow V_{PZ} = \frac{S_1 \cdot S_2}{S_1 + S_2} \cdot \Delta = \frac{S_1 \cdot S_2}{S_1 + S_2} \cdot \left[\frac{(d_b - t_{bf})}{2} \cdot \gamma \right] \quad (2.6-31)$$

$\Downarrow (2.4-3)$

$$M_{PZ} = V_{PZ} \cdot \frac{(d_b - t_{bf})}{(1 - \rho)} = \frac{S_1 \cdot S_2}{S_1 + S_2} \cdot \frac{(d_b - t_{bf})^2}{(1 - \rho)} \cdot \gamma = k_e \cdot \gamma \quad (2.6-32)$$

in cui la rigidezza elastica vale:

$$k_e = \frac{S_1 \cdot S_2}{S_1 + S_2} \cdot \frac{(d_b - t_{bf})^2}{(1 - \rho)} \quad (2.6-33)$$

mentre il momento di prima plasticizzazione del PZ si assume pari a :

$$M_{y,PZ} = k_e \cdot C_y \cdot \gamma_y \quad (2.6-34)$$

dove $C_y \cdot \gamma_y$ è la deformazione tagliante media del PZ in corrispondenza dello snervamento e C_y è il rapporto tra la deformazione a taglio media e γ_y .

Nel campo compreso tra il primo snervamento e la completa plasticizzazione, il pannello può essere modellato come due singole travi con sezione a T, con altezza dell'anima pari a un quarto dell'altezza dell'anima della colonna. La rigidezza post-elastica può, allora, assumersi pari a:

$$k_1 = 2 \cdot \frac{PS_1 \cdot PS_2}{PS_1 + PS_2} \cdot \frac{(d_b - t_{bf})^2}{2 \cdot (1 - \rho)} \quad (2.6-35)$$

$$PS_1 = \frac{C_r \cdot EI_T}{[(d_b - t_{bf})/2]^3} \quad (2.6-36)$$

$$PS_2 = \frac{G \cdot \left[\left(\frac{d_c}{2} - d_{yw} \right) \cdot t_{cw} + R_f \cdot \frac{A_{dp}}{4} \right]}{[(d_b - t_{bf})/2]} \quad (2.6-37)$$

dove I_t è il momento d'inerzia della sezione a T e d_{yw} è $1/4$ dell'altezza dell'anima della colonna.

Il secondo momento di plasticizzazione vale:

$$M_{y1,PZ} = \bar{\tau}_y \cdot (d_c \cdot t_{cw} + R_f \cdot A_{dp}) \cdot \frac{(d_b - t_{bf})}{(1 - \rho)} \quad (2.6-38)$$

La seconda rigidezza post-elastica, dopo il completo snervamento del PZ, è definita utilizzando un approccio simile a quello di Krawinkler (si veda la Figura 2.6-2). In seguito alla plasticizzazione dell'intera anima si assume, infatti, un comportamento a taglio elastico-perfettamente plastico con bordi rigidi e molle ai quattro angoli che simulano la resistenza degli elementi che circondano il pannello ed in particolare delle flange della colonna. Le rigidezze di queste molle possono, approssimativamente, porsi pari a:

$$k_s = \frac{E \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{C_s} \quad (2.6-39)$$

dove C_s è una costante da determinare sperimentalmente.

La seconda rigidezza post-elastica, invece, vale:

$$k_2 = \frac{4 \cdot k_s}{(1 - \rho)} = \frac{4 \cdot E \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{C_s \cdot (1 - \rho)} \quad (2.6-40)$$

Poiché il modello assume che nelle piattabande della colonna, ai quattro angoli del pannello, le cerniere plastiche si formano fin dall'inizio dello snervamento dell'anima, il terzo momento di plasticizzazione, che si ha nell'istante in cui ha inizio l'incrudimento, può essere definito come:

$$M_{y2,PZ} = M_{y1,PZ} + \bar{f}_y \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \quad (2.6-41)$$

nella quale \bar{f}_y è ottenuta dalla tensione di snervamento dell'ala della colonna $f_{y,cf}$ mediante la seguente relazione che tiene conto della presenza dello sforzo assiale N nella colonna:

$$\bar{f}_y = f_{y,cf} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N_y} \right)^2 \right] \quad (2.6-42)$$

Infine, la rigidezza k_3 nella fase di incrudimento, vale:

$$k_3 = \frac{G_{st} \cdot (d_c \cdot t_{cw} + R_f \cdot A_{dp}) \cdot (d_b - t_{bf})}{(1 - \rho)} \quad (2.6-43)$$

Si riporta, in figura, l'andamento qualitativo del modello meccanico proposto da Kim e Engelhardt, nel quale si riscontra un graduale passaggio del campo elastico a quello plastico per la particolare forma (quadri-lineare) della curva.

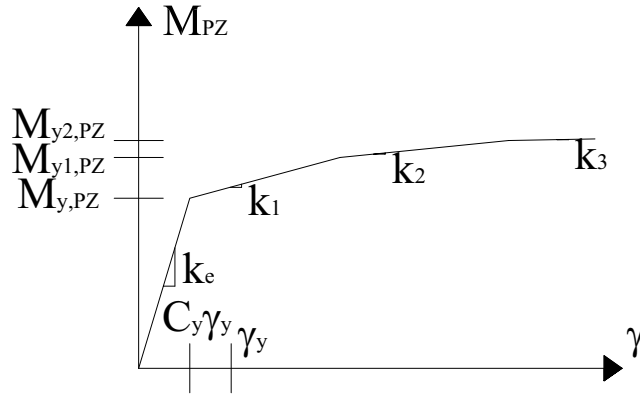


Figura 2.6-9: Modello quadri-lineare di Kim e Engelhardt (Elaborazione personale).

Per meglio interpretare i risultati delle prove di laboratorio, gli autori hanno proposto di assumere:

- $C_r=5$;
- $C_y=0.8 \div 1$;
- $C_s=20$.

Risultati di analisi agli elementi finiti condotte dagli stessi autori hanno, inoltre, evidenziato che questo modello ben descrive l'aumento di resistenza e di k_e al crescere del rapporto t_{cf} / d_b .

Una limitazione del modello è che nello studio di Kim e Engelhardt sono state utilizzate flange di colonna con spessori massimi di 45mm, mentre nella reale prati-

ca progettuale possono essere utilizzati anche spessori maggiori, cioè di 80÷130mm, per cui sono necessari ulteriori dati sperimentali per quantificare il contributo fornito alla resistenza del PZ dalle piattabande molto spesse (Kim K. D. e Engelhardt M.D., 2002).

2.7. RASSEGNA DEI MODELLI ESISTENTI PER IL PZ SOGGETTO AI CARICHI CICLICI

Come osservato in precedenza, il comportamento del PZ può fortemente influenzare la risposta globale delle strutture metalliche intelaiate sotto l'azione del sisma, per cui è di fondamentale importanza avere una buona conoscenza delle prestazioni del pannello nodale sottoposto a carichi ciclici.

Tutte le esperienze di laboratorio effettuate negli ultimi tre decenni, evidenziano che il PZ, soggetto ad azioni cicliche, presenta un diagramma d'isteresi stabile e duttile, anche per un ampio intervallo di deformazioni plastiche. Grosse deformazioni possono però provocare, nella zona in cui le piattabande della trave sono collegate a quelle della colonna, stati tensionali concentrati così elevati da determinare fratture fragili nelle saldature, specie se si è in presenza di difetti di realizzazioni di questi (cricche, soffiature, inclusioni di scorie, mancanza di penetrazione e/o di fusione, ecc.) o di elevate tensioni residue. Comunque queste fratture si verificano quando il numero dei cicli di carico è alto e per elevate deformazione del pannello.

Gli inattesi danni subiti dalle strutture metalliche durante i terremoti di Northridge e Kobe, dovuti essenzialmente alle cattive prestazioni dei nodi, hanno spinto l'attività di ricerca a occuparsi di comprendere le reali risposte dei collegamenti d'acciaio soggetti a severe condizioni di carico dinamico. Il primo passo da compiere per conseguire questo obiettivo è la corretta identificazione delle proprietà meccaniche del nodo, che influenzano le prestazioni globali del sistema strutturale.

La risposta strutturale di ciascuna tipologia di collegamento trave-colonna evidenzia particolari aspetti comportamentali. Infatti, se già in presenza di carico monotono gli effetti della non linearità e dell'incrudimento cinematico sono particolarmente significativi, fenomeni di fatica oligociclica sono, nel caso di carico alternato, fonti di importanti preoccupazione perché possono dar luogo a rotture premature e, in certi casi, a deterioramenti delle principali proprietà meccaniche del materiale.

2.7.1. Il modello bi-lineare

Un modello largamente utilizzato in passato per modellare il comportamento del PZ nelle analisi dinamica in campo plastico dei telai, è basato sull'incrudimento bi-lineare.

Le coordinate dei punti necessari per tracciare le curve cicliche sono (Figura 2.7-1):

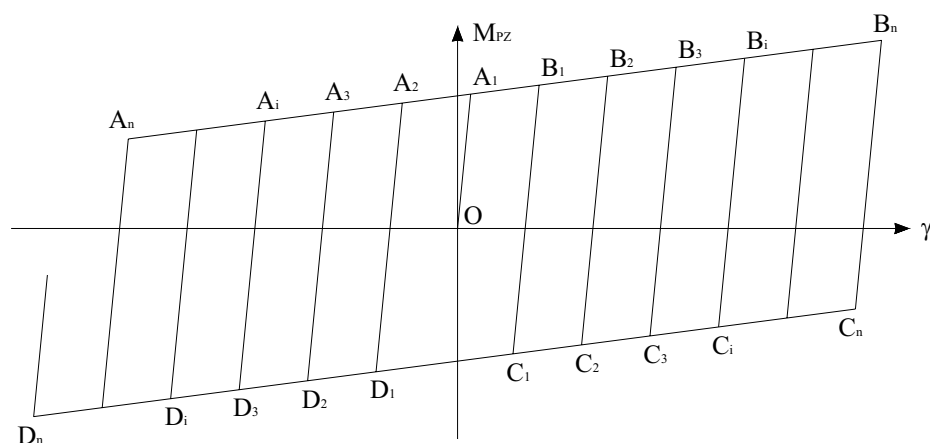


Figura 2.7-1: Il modello bi-lineare (Elaborazione personale).

Ciclo 1:

$$O \equiv (0, 0);$$

$$A_1 \equiv (\gamma_{A1} = \gamma_y, M_{A1} = M_{y,PZ});$$

$$B_1 \equiv (\gamma_{B1}, M_{B1} = M_{A1} + k_1 \cdot (\gamma_{B1} - \gamma_{A1}));$$

$$C_1 \equiv (\gamma_{C1} = \gamma_{B1} - 2\gamma_y, M_{C1} = M_{B1} - 2M_{y,PZ});$$

$$D_1 \equiv (\gamma_{D1}, M_{D1} = M_{C1} + k_1 \cdot (\gamma_{D1} - \gamma_{C1}));$$

Ciclo i^{esimo} ($i > 1$):

$$A_i \equiv (\gamma_{Ai} = \gamma_{Di-1} + 2\gamma_y, M_{Ai} = M_{Di-1} + 2k_e \cdot \gamma_y);$$

$$B_i \equiv (\gamma_{Bi}, M_{Bi} = M_{Ai} + k_1 \cdot (\gamma_{Bi} - \gamma_{Ai}));$$

$$C_i \equiv (\gamma_{Ci} = \gamma_{Bi} - 2\gamma_y, M_{Ci} = M_{Bi} - 2M_{y,PZ});$$

$$D_i = (\gamma_{Di}, M_{Di} = M_{Ci} + k_I \cdot (\gamma_{Di} - \gamma_{Ci}));$$

nelle quali:

- k_e è la rigidezza del ramo elastico;
- k_I è la rigidezza del ramo plastico;
- $M_{y,PZ}$ è il momento di snervamento del PZ;
- $\gamma_y = \frac{\bar{\tau}_y}{G}$ è la deformazione tagliante di snervamento del PZ;
- $\bar{\tau}_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{N}{N_y}\right)^2}$ è la tensione tangenziale limite valutata col criterio di resistenza di Von Mises (2.4-5).

In figura questo modello è confrontato con i risultati sperimentali di una prova di laboratorio effettuata da Krawinkler H., Bertero V. e Popov E. P. (1975).

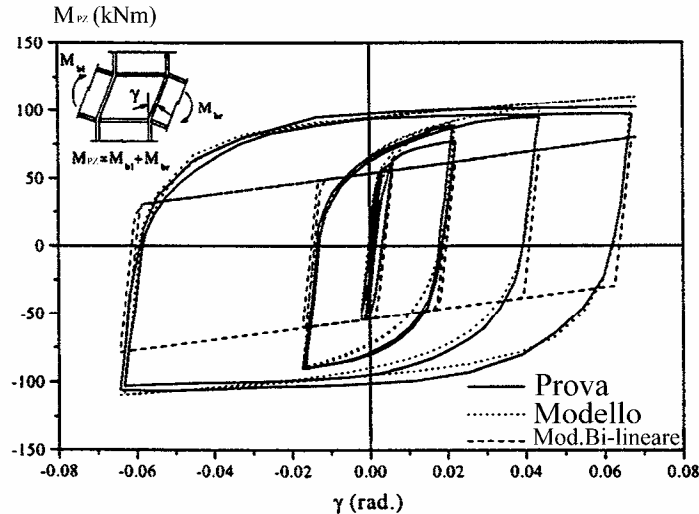


Figura 2.7-2: Confronto fra il modello bi-lineare e i dati di un test condotto da Krawinkler H., Bertero V. e Popov E. P. (1975).

È chiaro che il modello bi-lineare non interpreta bene il reale comportamento del nodo. Infatti esso, sostanzialmente, sottostima la resistenza del PZ negli ultimi cicli di carico. In quest'ultima fase il comportamento può interpretarsi incremen-

tando la resistenza di snervamento del modello bi-lineare, ma questa legge potrebbe discostarsi molto dall'andamento iniziale reale che il provino presenta.

2.7.2. Il modello ciclico isteretico di Kim e Engelhardt

Nel precedente paragrafo, si è fatto notare che la capacità del metodo bi-lineare d'interpretare il comportamento del collegamento per tutta la storia di carico è alquanto limitata. Per ovviare a ciò, Kim K. D. e Engelhardt M. (2002) hanno individuato un nuovo modello ciclico adottando per il PZ, così come hanno fatto Cofie N. G. e Krawinkler H. (1985) nel fornire le regole per il movimento delle linee di confine (boundary lines), delle leggi isteretiche basate sulla teoria della superficie limite di Dafalias Y. F. (1975).

Sulla scorta di osservazioni sperimentali e da analisi agli elementi finiti del PZ, questa teoria si fonda sull'assunto che, per elevate rotazioni plastiche, le deformazioni taglienti nel pannello d'anima sono distribuite quasi uniformemente e il valore delle rotazione del nodo è vicino al valor medio della deformazione tagliente del PZ.

Perciò, si assume che la relazione $M_{PZ}-\gamma$ può determinarsi, dalle proprietà del materiale del pannello nodale, usando le leggi di Cofie, che in realtà sono state sviluppate sottoforma di relazione tensio-deformativa.

La caratteristica principale del modello di Cofie è che la curva di stato a ciclo costante è usata per descrivere il movimento della linea di confine. In questo studio, lo stesso tipo di curva di stato ciclica stabile può essere utilizzata per descrivere il movimento delle boundary lines per il comportamento ciclico del PZ con la seguente relazione:

$$\frac{\gamma}{\gamma_n} = \frac{M_{PZ}}{M_{n,PZ}} + \left(\frac{M_{PZ}}{\xi \cdot M_{n,PZ}} \right)^c \quad (2.7-1)$$

dove $M_{n,PZ}$ e γ_n sono i valori di normalizzazione del momento del pannello e della corrispondente rotazione elastica.

Da confronti con risultati sperimentali disponibili in letteratura, è stata assegnata alla costante c della curva di stato ciclica stabile il valore 7 e a ξ un valore pari a $1.1 \div 1.2$.

In Figura 2.7-3 la curva di stato e le linee di confine sono mostrate insieme ad una curva sperimentale.

Esperienze di laboratorio e analisi agli elementi finiti suggeriscono che le piattabande della colonna non influenzano significativamente la rigidezza del PZ durante l'azione ciclica, ma hanno un effetto importante sulla sua resistenza.

Dai risultati delle analisi numeriche di collegamenti che differivano solo per lo spessore delle flange delle colonne, si è visto che l'influenza di t_{cf} sulla resistenza del nodo, durante il carico ciclico, può essere normalizzata da $M_{n,PZ}$ attraverso la seguente espressione:

$$M_{n,PZ} = M_{y,PZ} + 2 \cdot M_{cf,pl} \quad (2.7-2)$$

dove $M_{cf,pl}$ è il momento plastico delle ali della colonna. La rotazione elastica corrispondente al momento di normalizzazione $M_{n,PZ}$ è:

$$\gamma_n = \frac{M_{n,PZ}}{k_e} \quad (2.7-3)$$

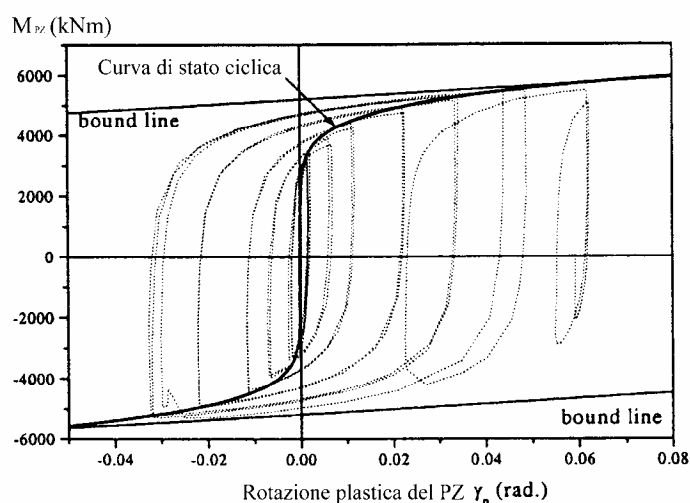


Figura 2.7-3: Curva di stato ciclica e linee di confine (bound lines) (Kim K. D. e Engelhardt M.D., 2002).

La risposta del PZ per la prima metà del ciclo di carico segue la stessa legge quadri-lineare per il carico monotono visto nel §2.6.6. Quindi, il comportamento ciclico del pannello è definito da una curva elasto-plastica, come mostra la Figura 2.7-4.

Il fattore di forma normalizzato \hat{h} usato per descrivere la curva inelastica, analogamente a quanto fatto da Dafalias Y. F. (1975) per la curva ciclica tensione-deformazione, si può ottenere nel seguente modo:

- 1) si sceglie il punto A tale che $0.1 \leq \frac{\delta_A}{\delta_{in}} \leq 0.5$, come mostrato in Figura 2.7-5;

- 2) si calcola il fattore di forma con la relazione:

$$h = \frac{\delta_A}{\gamma_p^A} + \left(\frac{\delta_{in}}{\gamma_p^A} \right) \cdot \left[\ln \left(\frac{\delta_{in}}{\gamma_A} \right) - 1 \right];$$

- 3) si normalizza il fattore di forma alla rigidezza plastica della linea di

confine: $\hat{h} = \frac{h}{k_p^{bl}}$.

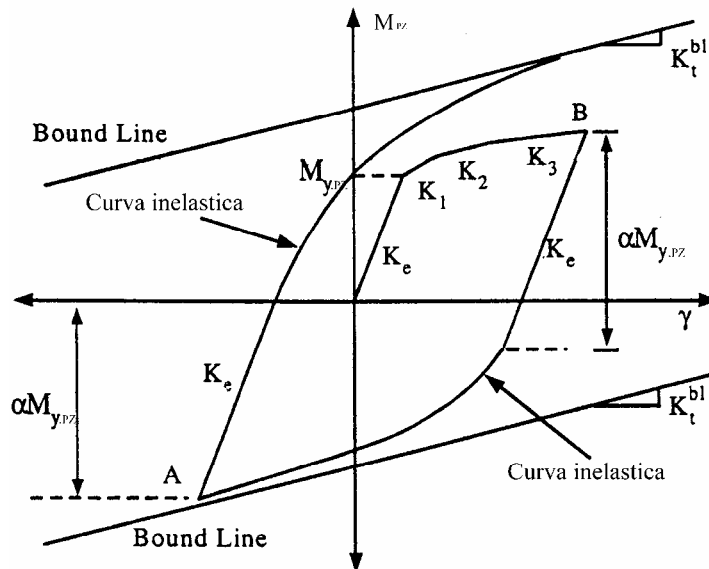


Figura 2.7-4: Legge isteretica per il PZ (Kim K. D. e Engelhardt M.D., 2002).

Gli autori suggeriscono di assumere $\hat{h} = 20$ per piccole ampiezze della rotazione e $\hat{h} = 40$ per valori maggiori, per avere buone correlazioni con i dati sperimentali.

Quindi una variazione del fattore di forma \hat{h} è usata per descrivere la curva inelastica della risposta del PZ. Tale variazione è legata all'accumulo di rotazione plastica γ_p che si riscontra in fase di scarico, mentre si mantiene costante durante ogni processo di carico. Essa può esprimersi con la funzione di Boltzman, assumendo un valore iniziale di $\hat{h} = 20$ per $\gamma_p=0$ e un valore finale di $\hat{h} = 40$ per $\gamma_p=\infty$:

$$\hat{h} = 40 + \frac{(20-40)}{1 + e^{(\gamma_p - 0.231)/0.074}} \quad (2.7-4)$$

Assumendo un valore del fattore di limite elastico pari a $\alpha=1.4$ e una rigidezza plastica delle linee di confine $k_p^{bl} = 0.008 \cdot k_e$, si ottiene una buona correlazione dei dati sperimentali.

La posizione iniziale delle bound lines è determinata tracciando la linea tangente alla curva di stato avente pendenza k_p^{bl} .

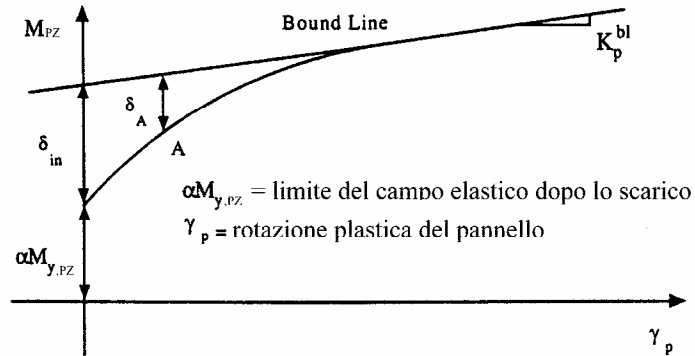


Figura 2.7-5: Fattore di forma per il comportamento inelastico del PZ (Kim K. D. e Engelhardt M.D., 2002).

La rigidezza plastica k_p^A nel punto A di Figura 2.7-5 si calcola usando il fattore di forma e la rigidezza plastica della linea di confine:

$$k_p^A = k_p^{bl} \cdot \left[1 + \hat{h} \cdot \frac{\delta_A}{\delta_{in} - \delta_A} \right] \quad (2.7-5)$$

La corrispondente rigidezza tangente k_t^A , si ricava dalla rigidezza elastica k_e e da quella plastica k_p^A come segue:

$$k_t^A = \frac{k_e \cdot k_p^A}{k_e + k_p^A} \quad (2.7-6)$$

Per posizionare le linee di confine occorre seguire la seguente procedura (si veda la Figura 2.7-6):

- 1) ogni qualvolta avviene lo scarico, il valor medio e l'ampiezza dell'ultimo mezzo ciclo della storia di carico sono calcolati con le seguenti relazioni:

$$M_{m,PZ} = 0.5 \cdot (M_{A,PZ} + M_{B,PZ});$$

$$\gamma_{m,PZ} = 0.5 \cdot (\gamma_{A,PZ} + \gamma_{B,PZ});$$

$$M_{a,PZ} = 0.5 \cdot |M_{A,PZ} - M_{B,PZ}|;$$

$$\gamma_{a,PZ} = 0.5 \cdot |\gamma_{A,PZ} - \gamma_{B,PZ}|;$$

dove i pedici m e a stanno, rispettivamente, per valor medio e ampiezza;

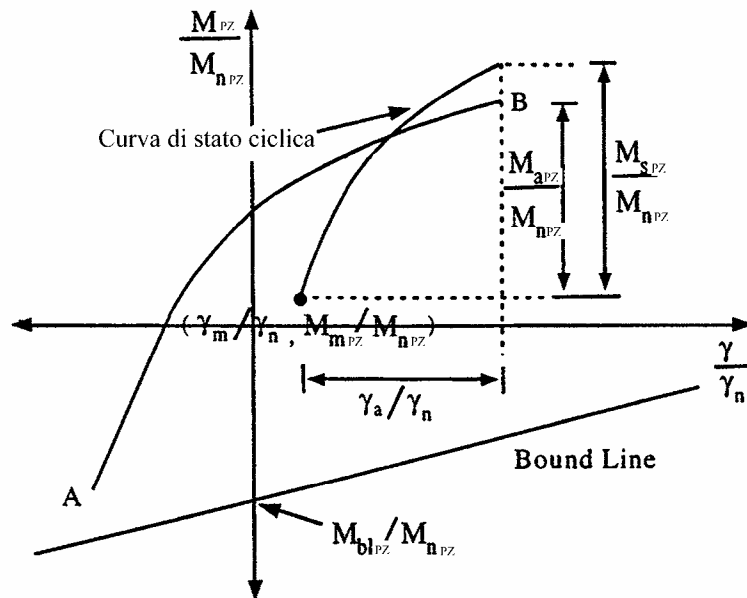


Figura 2.7-6: Movimento della linea di confine (Kim K. D. e Engelhardt M.D., 2002).

- 2) si calcola la differenza tra il momento $M_{a,PZ}$ e il momento $M_{s,PZ}$ sul ciclo stabile della curva corrispondente all'incremento di rotazione $\gamma_{a,PZ}$:

$$\Delta M_{PZ} = M_{s,PZ} - M_{a,PZ}$$

- 3) se $\Delta M_{PZ} > 0$, il ciclo d'incrudimento è previsto nella successiva escursione. Ne consegue una traslazione della bound line verso l'esterno di una quantità pari a:

$$2F_H \cdot \left(\frac{\Delta M_{PZ}}{M_{n,PZ}} \right)$$

dove F_H è il fattore d'incrudimento. Quindi:

$$\left(\frac{M_{bl,PZ}}{M_{n,PZ}} \right)_{nuovo} = \left(\frac{M_{bl,PZ}}{M_{n,PZ}} \right)_{vecchio} - 2F_H \cdot \left(\frac{\Delta M_{PZ}}{M_{n,PZ}} \right)$$

- 4) se $\Delta M_{PZ} < 0$, un'attenuazione del ciclo è prevista nella successiva escursione. La bound line, quindi, trasla verso l'interno di una quantità pari a:

$$2F_S \cdot \left(\frac{\Delta M_{PZ}}{M_{n,PZ}} \right)$$

dove F_S è il fattore di rammollimento. Quindi:

$$\left(\frac{M_{bl,PZ}}{M_{n,PZ}} \right)_{nuovo} = \left(\frac{M_{bl,PZ}}{M_{n,PZ}} \right)_{vecchio} - 2F_S \cdot \left(\frac{\Delta M_{PZ}}{M_{n,PZ}} \right)$$

- 5) ulteriori spostamenti della bound line di una quantità pari a:

$$F_R \cdot M_{m,PZ}$$

dove F_R è il valore medio del fattore di cedimento. Quindi:

$$\left(\frac{M_{bl,PZ}}{M_{n,PZ}} \right)_{nuovo} = \left(\frac{M_{bl,PZ}}{M_{n,PZ}} \right)_{vecchio} - 2F_R \cdot M_{m,PZ}$$

Alcuni valori usati nello studio di Cofie Y. F. (1975) $F_H=0.45$, $F_S=0.07$ e $F_R=0.05$, possono essere utilizzati nel modello proposto da Kim K. D. e Engelhardt M.D. (2002).

2.8. LA MODELLAZIONE DEI COLLEGAMENTI SALDATI CON IL METODO DELLE COMPONENTI

L'Eurocodice 3 rappresenta l'ultimo ed il più completo codice recante indicazioni sulla progettazione delle strutture d'acciaio. Esso contiene uno specifico inserto, l'Annesso J, che fornisce indicazioni sul calcolo delle principali proprietà meccaniche dei collegamenti trave-colonna: rigidezza, resistenza e capacità ultima di deformazione.

Il codice, infatti, ha introdotto un nuovo metodo per la previsione del comportamento rotazionale dei nodi trave-colonna basato sulla semplice conoscenza delle caratteristiche geometriche degli elementi interessati dall'unione.

Tale metodo consente di predire i principali parametri che caratterizzano il comportamento monotono, ovvero la rigidezza iniziale ed il momento ultimo, permettendo inoltre di tracciare interamente la curva $M-\varphi$, con l'obiettivo di simulare il reale comportamento dei giunti trave-colonna.

Il codice limita la trattazione al caso di carico statico e non fornisce alcuna indicazione circa i casi in cui esso sia variabile.

Questo metodo, detto “metodo delle componenti”, può essere applicato a qualsiasi tipo di collegamento, a patto che le sorgenti di resistenza e di deformazione vengano opportunamente identificate e modellate. Queste sorgenti vengono usualmente denominate “componenti nodali” e possono essere schematizzate attraverso legami costitutivi forza-spostamento che devono essere introdotti in un modello meccanico finalizzato alla predizione della curva momento-rotazione del nodo (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

È evidente che il comportamento del nodo varia al variare della tipologia di giunto, perché ognuna è caratterizzata da un differente insieme di elementi. A tal fine, le comuni tipologie nodali si possono distinguere in tre gruppi fondamentali:

- 1) nodi saldati;
- 2) nodi flangiati;

3) nodi con angolari.

Il caso dei collegamenti saldati è, indubbiamente, il più semplice per il ridotto numero di componenti coinvolte. Esso sarà studiato in dettaglio in questo paragrafo.

Nel secondo caso, oltre alle componenti dei nodi saldati, entrano in gioco anche i bulloni e le flange dei collegamenti.

Nei nodi con angolari, infine, occorre considerare anche il contributo degli angolari d'ala e d'anima.

Nel caso in cui sono presenti degli irrigidimenti, chiaramente, le deformazioni della componente irrigidita sono ridotte. Di ciò, come si vedrà nel prosieguo, se ne deve tener conto nel calcolo delle rigidezze e della massima forza trasmissibile.

Per i collegamenti saldati vengono individuate cinque sole componenti (Figura 2.8-1):

- 1) l'anima della colonna a taglio (cws);
- 2) l'anima della colonna in compressione (cwc);
- 3) l'anima della colonna in trazione (cwt);
- 4) la flangia della colonna in flessione (cfb);
- 5) la parte compressa della flangia e dell'anima della trave (bfc).

Poiché le saldature non contribuiscono alla deformabilità rotazionale del nodo e, inoltre, la loro rottura di tipo fragile deve essere assolutamente evitata, esse possono non essere considerate come componenti nodali, a patto che vengano adottati criteri di progettazione delle stesse finalizzati al conseguimento di una significativa sovrarresistenza e, quindi, atti alla loro salvaguardia.

Con riferimento alla Figura 2.8-1, la valutazione della resistenza flessionale e della rigidezza rotazionale del collegamento richiede la determinazione della resistenza e della rigidezza delle singole componenti e la definizione del corrispondente braccio di leva h_t che, nel caso dei nodi saldati, può essere assunto pari alla distanza tra le linee di metà spessore delle flange della trave.

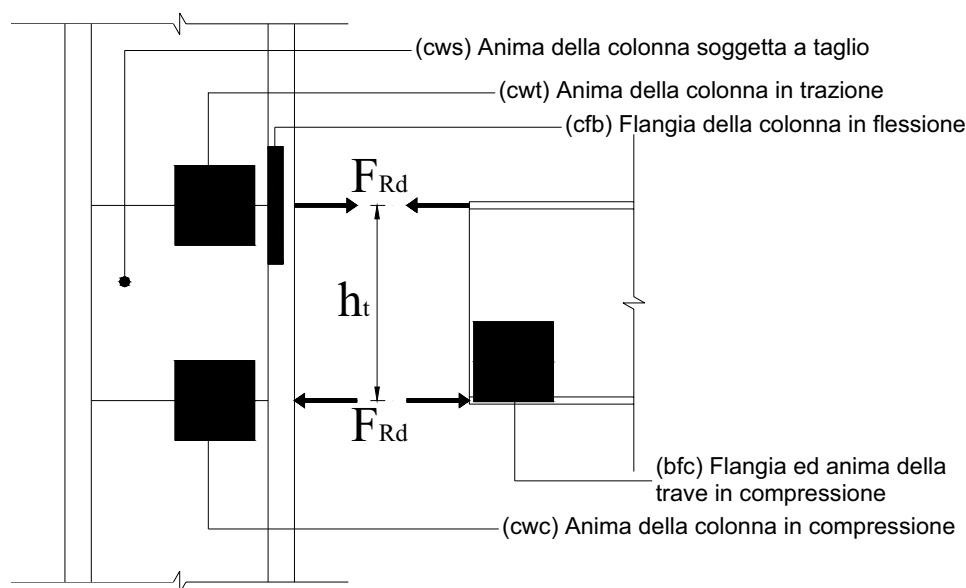


Figura 2.8-1: Componenti dei nodi saldati (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

Le prime tre componenti (cws, cwc e cwt) governano sia la rigidità rotazionale che la resistenza flessionale del collegamento. Al contrario, le ultime due componenti (cfb e bfc) forniscono solo una limitazione alla resistenza flessionale del nodo.

Pertanto, il comportamento nodale può essere ottenuto per mezzo del modello meccanico descritto in Figura 2.8-2, dove le componenti che forniscono una limitazione alla resistenza flessionale del nodo sono modellate mediante elementi rigido-plastici.

Ovviamente, nel caso in cui si desideri includere gli effetti dell'incrudimento, risulta necessaria una opportuna modifica del legame forza-spostamento delle singole componenti, come suggerito nel §2.8.7.

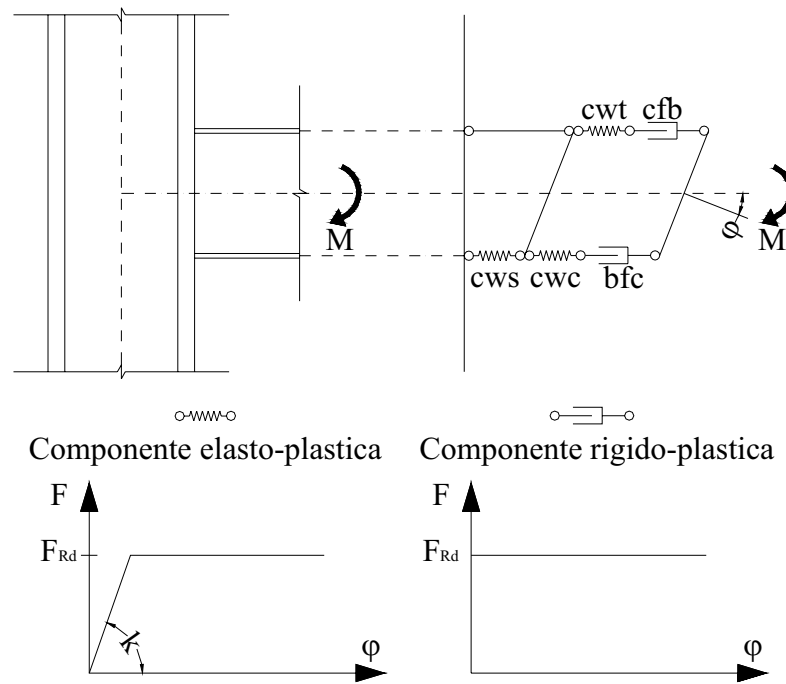


Figura 2.8-2: Modello meccanico dei nodi saldati (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

È facile riconoscere che il valore di progetto della resistenza flessionale del collegamento $M_{j,Rd}$ è governato dalla componente più debole, la cui resistenza di progetto è data dalla (Figura 2.8-3):

$$F_{Rd,min} = \min\{F_{cws,Rd}, F_{cwc,Rd}, F_{cwt,Rd}, F_{cfb,Rd}, F_{bfc,Rd}\} \quad (2.8-1)$$

essendo:

- $F_{cws,Rd}$ la resistenza di progetto del PZ;
- $F_{cwc,Rd}$ la resistenza di progetto dell'anima della colonna soggetta a compressione;
- $F_{cwt,Rd}$ la resistenza di progetto dell'anima della colonna soggetta a trazione;
- $F_{cfb,Rd}$ la resistenza di progetto della flangia della colonna in flessione;
- $F_{bfc,Rd}$ la resistenza di progetto della flangia e dell'anima della trave in compressione.

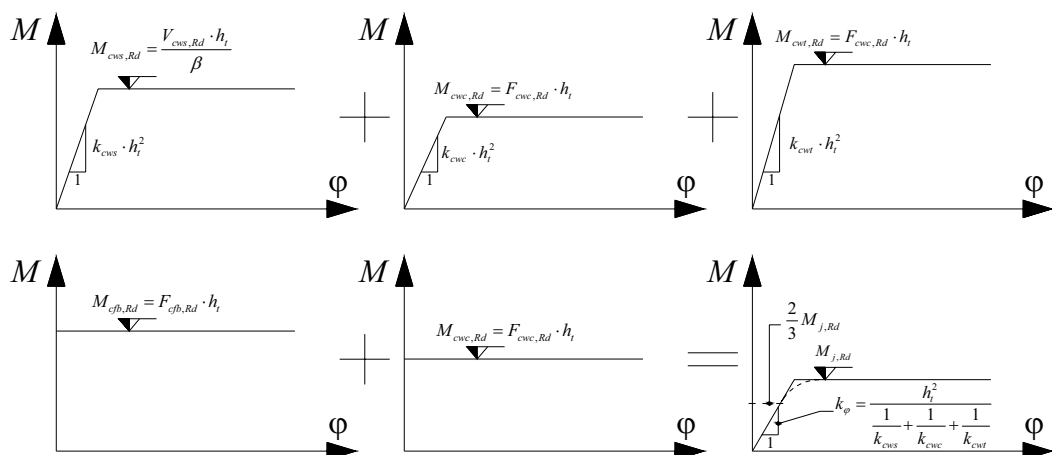


Figura 2.8-3: Procedura per la combinazione delle singole componenti (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

La resistenza di progetto del collegamento risulta, pertanto, data da:

$$M_{j,Rd} = F_{Rd,min} \cdot h_t \quad (2.8-2)$$

Inoltre, la rigidezza rotazionale del collegamento può essere calcolata come segue:

$$k_{\varphi} = \frac{h_t^2}{\frac{1}{k_{cws}} + \frac{1}{k_{cwc}} + \frac{1}{k_{cwt}}} \quad (2.8-3)$$

essendo:

- k_{cws} la rigidezza della molla che nel modello meccanico rappresenta l'anima della colonna soggetta a taglio;
- k_{cwc} la rigidezza della molla che nel modello meccanico rappresenta l'anima della colonna soggetta a compressione;
- k_{cwt} la rigidezza della molla che nel modello meccanico rappresenta l'anima della colonna soggetta a trazione.

È importante sottolineare che le singole componenti nodali non risultano tra di loro indipendenti. Ciò è rappresentato nel modello di Figura 2.8-2, ma sarà evidente dall'esame delle formulazioni che definiscono il legame costitutivo delle singole componenti nodali influenzate dalla interazione tra le diverse componenti.

Nei paragrafi seguenti vengono presentate le formulazioni necessarie per la predizione della resistenza e della rigidezza delle singole componenti che schematizzano il nodo saldato.

2.8.1. Anima della colonna soggetta a taglio

La resistenza della molla che nel modello meccanico rappresenta il PZ, per la (2.4-3), è data da:

$$F_{cws,Rd} = \frac{M_{PZ}}{h_t} = \frac{V_{y,PZ}}{(1-\rho)} = \frac{V_{cws,Rd}}{\beta} \quad (2.8-4)$$

nella quale si è posto $\beta = (1-\rho)$ e $V_{cws,Rd} = V_{y,PZ}$ (resistenza di progetto del pannello d'anima della colonna). Quest'ultima può essere calcolata, nel caso di collegamenti irrigiditi con piatti di continuità, utilizzando la (2.5-5):

$$V_{cws,Rd} = V_{y,PZ} = \frac{0.9 \cdot A_{cw} \cdot f_{y,cw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} \cdot \left(1 + \frac{\sqrt{3} \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \cdot f_{y,cf}}{0.9 \cdot A_{cw} \cdot h_t \cdot f_{y,cw}} \right) \quad (2.8-5)$$

dove A_{cw} assume l'espressione fornita nel §2.5.1.

Per quanto riguarda la rigidezza del PZ, essa può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$k_{cws} \cdot h_t^2 = \frac{G \cdot A_{cw} \cdot h_t}{\beta} \quad (2.8-6)$$

Pertanto, la corrispondente molla del modello meccanico di Figura 2.8-2 risulta caratterizzata dalla rigidezza assiale:

$$k_{cws} = \frac{G \cdot A_{cw}}{\beta \cdot h_t} \quad (2.8-7)$$

Quando l'anima della colonna a taglio è rafforzata ed irrigidita per mezzo delle piastre d'anima supplementari, che devono avere, secondo l'EC3 (CEN, 1997), uno spessore non inferiore a t_{cw} , l'area resistente a taglio A_{cw} del PZ può essere incrementata di $b_s \cdot t_{cw}$, essendo b_s la larghezza dei piatti. Lo stesso Eurocodice non am-

mette ulteriori incrementi di A_{cw} quando le piastre di rinforzo sono saldate da ambo i lati dell'anima della colonna.

In alternativa, il rafforzamento e l'irrigidimento del pannello nodale può essere ottenuto mediante costolature diagonali saldate all'anima della colonna (si veda la Figura 2.1-5 (f)). In tal caso, la resistenza addizionale può essere calcolata come:

$$\Delta V_{cws,Rd} = \Delta V_{y,Rd} = A_{ds} \cdot f_{y,s} \cdot \frac{d_c - t_{cf}}{L_d} \cdot \chi \quad (2.8-8)$$

con:

$$L_d = \sqrt{(d_c - t_{cf})^2 + (d_b - t_{bf})^2} \quad (2.8-9)$$

dove:

- A_{ds} è l'area dell'irrigidimento diagonale;
- $f_{y,s}$ è la tensione di snervamento dell'irrigidimento diagonale;
- $\chi \leq 1$ è il coefficiente di stabilità dipendente dalla snellezza globale dell'elemento d'irrigidimento.

Per quanto concerne l'effetto d'irrigidimento della costolatura diagonale, esso può essere calcolato assumendo la rigidezza del PZ come costituita da due componenti agenti in parallelo. La prima è la rigidezza a taglio dell'anima della colonna, mentre la seconda componente è la rigidezza della nervatura diagonale agente come in un sistema reticolare. Secondo tale modello, la rigidezza a taglio del PZ irrigidito da nervatura diagonale è data da:

$$k_{cws} = \frac{G \cdot A_{cw}}{\beta \cdot h_t} \cdot \left[1 + \frac{E \cdot A_{ds} \cdot (d_c - t_{cf})^2}{L_d^3} \cdot \frac{h_t}{G \cdot A_{cw}} \right] \quad (2.8-10)$$

2.8.2. Anima della colonna soggetta a compressione

2.8.2.1. Verifica di resistenza

L'anima della colonna risulta soggetta alle forze concentrate trasmesse dalle flange della trave, che producono delle tensioni normali orizzontali che interagiscono con quelle tangenziali del PZ e con le tensioni normali verticali dovute allo sforzo assiale ed al momento flettente che sollecitano l'estremità della colonna (Figura 2.8-4).

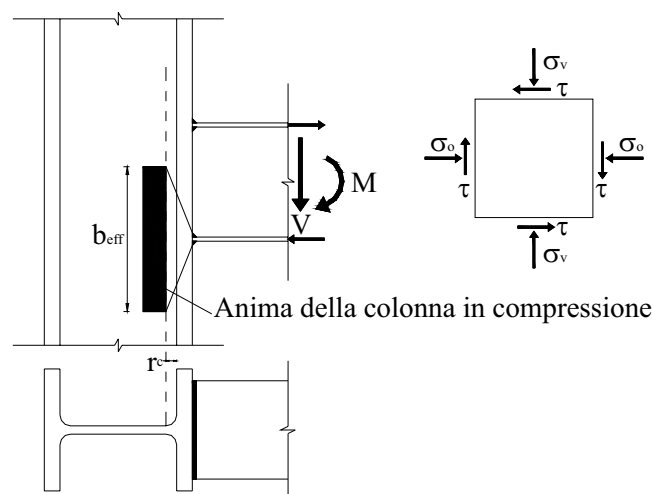


Figura 2.8-4: Tensioni normali e tangenziali nella zona compressa del PZ (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

Pertanto la resistenza dell'anima della colonna in compressione dipende non solo dalla diffusione della forza trasmessa dalla flangia compressa della trave, attraverso lo spessore delle piattabande della colonna e attraverso il raccordo ala-anima della colonna, ma anche dall'interazione tra le tensioni locali. Questa distribuzione di tensioni locali può determinare il collasso per schiacciamento oppure per instabilità del pannello d'anima della colonna. I criteri per la predizione della resistenza allo schiacciamento dell'anima della colonna in compressione vengono esaminati in questo paragrafo, rimandando al successivo l'analisi delle formulazioni per la verifica di stabilità.

La tensione normale orizzontale nella zona di pannello a ridosso della flangia compressa della trave è data da:

$$\sigma_o = \frac{F}{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw}} \quad (2.8-11)$$

dove F è la forza trasmessa dalla piattabanda compressa della trave e $b_{eff,cwc}$ è l'ampiezza efficace che tiene conto della diffusione della stessa forza attraverso l'ala e il raccordo flangia-anima della colonna.

Pertanto, in assenza di interazioni locali nell'anima della colonna derivanti dalle sue caratteristiche della sollecitazione ($\sigma_v = \tau = 0$), la resistenza di progetto dell'anima della colonna risulterebbe pari a:

$$F_{cwc,Rd} = \frac{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw}}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-12)$$

Al fine di includere l'influenza della interazione tra le tensioni locali, la (2.8-12) verrà inizialmente modificata per tener conto della interazione con la sola tensione tangenziale τ , rimandando ad un secondo momento l'analisi dell'influenza della concomitante tensione verticale σ_v . In accordo con il criterio di resistenza di Von Mises, la plasticizzazione locale dell'anima della colonna soggetta a compressione e taglio si verifica quando la seguente relazione risulta soddisfatta:

$$\left(\frac{F}{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\xi \cdot \frac{\beta \cdot F}{A_{cw}} \right)^2 = f_{y,cw}^2 \quad (2.8-13)$$

dove il coefficiente $\xi \leq 1$ tiene conto della distribuzione delle tensioni tangenziali che, come già evidenziato nel §2.2, non è costante ma assume valore massimo al centro e si riduce verso gli angoli (si veda la Figura 2.2-3).

Perciò, il valore locale della tensione tangenziale nella regione del pannello nodale soggetta a compressione orizzontale, in corrispondenza delle zone maggiormente impegnate dal carico trasmesso dalla flangia compressa della trave, è inferiore al valor medio della tensione tangenziale nel PZ. Sulla base delle simulazioni numeriche presentate da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990), è possibile assumere $\xi=0.8$ (si veda il §2.2). Pertanto, la condizione di plasticizzazione (2.8-13) fornisce:

$$F_{cwc,Rd} = \frac{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw} \cdot \zeta}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-14)$$

dove $\zeta \leq 1$ tiene conto dell'interazione con il taglio ed è dato da:

$$\zeta = \frac{1}{\left[1 + 3 \cdot \beta^2 \cdot \xi^2 \cdot \left(\frac{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw}}{A_{cw}} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (2.8-15)$$

L'equazione (2.8-14) non tiene conto dell'interazione con la tensione normale verticale σ_v dovuta allo sforzo assiale ed al momento flettente nella colonna. La condizione di snervamento, considerando la completa interazione tra le tensioni σ_o , σ_v e τ è data da:

$$\left(\frac{F}{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw}} \right)^2 + \sigma_v^2 - \frac{F}{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw}} \cdot \sigma_v + 3 \cdot \left(\xi \cdot \frac{\beta \cdot F}{A_{cw}} \right)^2 = f_{y,cw}^2 \quad (2.8-16)$$

dove le tensioni normali sono assunte positive se di compressione, cosicché, in accordo con le notazioni di Figura 2.8-4, sia σ_o che σ_v sono positivi.

La resistenza di progetto $F_{cwc,Rd}$ dell'anima della colonna in compressione viene ottenuta considerando il valore della forza F , trasmessa dalla flangia compressa della trave, che soddisfa l'equazione (2.8-16):

$$F_{cwc,Rd} = \frac{b_{eff,cwc} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw} \cdot \zeta \cdot K_{cwc}}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-17)$$

dove il fattore K_{cwc} tiene conto dell'influenza della tensione normale verticale:

$$K_{cwc} = \frac{\zeta \cdot \sigma_v}{2 \cdot f_{y,cw}} + \left[1 - \left(\frac{\sigma_v}{f_{y,cw}} \right)^2 + \left(\frac{\zeta \cdot \sigma_v}{2 \cdot f_{y,cw}} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.8-18)$$

È importante notare che, in accordo con la (2.8-18), il fattore K_{cwc} può assumere anche valori maggiori dell'unità (si veda la Figura 2.8-6). Ciò significa che in alcune circostanze lo stato biassiale di tensione ha un effetto benefico sulla resistenza allo schiacciamento dell'anima della colonna in compressione.

Pertanto, nel caso più generale, la resistenza di progetto dell'anima della colonna in compressione può essere calcolata mediante l'equazione (2.8-17) con i fattori ζ e K_{cwc} dati dalle equazioni (2.8-15) e (2.8-18), rispettivamente.

L'ampiezza efficace dell'anima della colonna in compressione, che tiene conto della diffusione della forza trasmessa dalla piattabanda della trave, è generalmente fornita da (CEN, 1997):

$$b_{eff,cwc} = t_{bf} + 2 \cdot (\sqrt{2} \cdot a_b) + 5 \cdot k \quad (2.8-19)$$

dove:

- $k = t_{cf} + r_c$ nel caso di sezioni laminate;
- $k = t_{cf} + \sqrt{2} \cdot a_c$ nel caso di sezioni in composizione saldata;
- a_c è la sezione di gola della saldatura flangia-anima della colonna nel caso di sezioni in composizione saldata;
- a_b è la sezione di gola della saldatura della flangia della trave alla piattabanda della colonna.

L'equazione (2.8-19) si ottiene assumendo che la forza trasmessa dalla flangia della trave si propaghi con una diffusione nel rapporto 2.5/1 attraverso lo spessore della flangia della colonna ed attraverso il raccordo della connessione flangia-anima della colonna.

Questo valore, osservato in prove sperimentali, può essere considerato indipendentemente dallo spessore dell'ala della trave.

Se l'anima della colonna in compressione è rinforzata con le piastre d'anima supplementari, secondo con l'EC3 (CEN, 1997), lo spessore efficace dell'anima può essere assunto pari a $1.5 \cdot t_{cw}$ nel caso in cui si impieghi un solo piatto, oppure pari a $2 \cdot t_{cw}$ nel caso in cui si impieghino piastre supplementari disposte da ambo i lati rispetto all'anima della colonna.

Infine, nel caso in cui si adottino dei piatti di continuità collocati in corrispondenza delle flange della trave, la resistenza addizionale ad essi dovuta può essere

immediatamente valutata tenendo conto della snellezza e della tensione di snervamento degli stessi (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

2.8.2.2. Verifica di stabilità

Come già sottolineato, l'anima della colonna in compressione può attingere condizioni di collasso per schiacciamento oppure per instabilità. La parte del PZ soggetta a compressione per effetto della forza orizzontale trasmessa dall'ala compressa della trave è, in generale, soggetta anche a tensioni normali verticali tangenziali. L'interazione tra gli sforzi locali influenza non solo la resistenza ma anche la stabilità dell'anima. Nel caso della verifica di stabilità, l'analisi della interazione tra le tensioni locali è più complicata. Per questo motivo, essa viene considerata in maniera approssimata.

La necessità della verifica di stabilità dell'anima della colonna in compressione è stata evidenziata da molti ricercatori. In particolare, a tale scopo viene suggerito l'impiego della classica formula di Winter:

$$F'_{cwc,Rd} = F_{cwc,Rd} \cdot \left[\frac{1}{\bar{\lambda}} \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \right] \leq F_{cwc,Rd} \quad (2.8-20)$$

che deve essere applicata per $\bar{\lambda} \geq 0.67$. Inoltre, $F_{cwc,Rd}$ deve essere calcolato in accordo con l'equazione (2.8-17) assumendo per il coefficiente K_{cwc} la seguente espressione fornita dall'EC3 (CEN, 1997):

$$K_{cwc} = 1.25 - 0.5 \cdot \frac{\sigma_v}{f_{y,cw}} \leq 1 \quad (2.8-21)$$

La snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}$ è data dalla relazione:

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{b_{cwc,Rd} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw}}{F_{cr}} \right) \quad (2.8-22)$$

dove:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_{cw}^3}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot d_{cw}} \quad (2.8-23)$$

Ovviamente per $\bar{\lambda} < 0.67$ risulta $F'_{cwc,Rd} = F_{cwc,Rd}$.

L'applicazione delle equazioni (2.8-17) e (2.8-21) conduce ad un'accurata previsione della resistenza dell'anima della colonna in compressione nel caso in cui la colonna è realizzata con profili laminati della serie IPE, HEA ed HEB. Al contrario, i risultati di esperimenti condotti su collegamenti trave-colonna aventi colonne appartenenti alla serie HEM, hanno evidenziato una sovrastima della resistenza dell'anima della colonna in compressione. Ciò è probabilmente dovuto alla influenza delle proprietà geometriche della sezione sul valore dell'ampiezza efficace nella valutazione dell'estensione della zona compressa dell'anima della colonna. Allo scopo di includere tale influenza, è possibile calcolare la resistenza all'instabilità impiegando un valore dell'ampiezza efficace dell'anima della colonna, ricavato modellando la flangia della colonna come una trave su suolo elastico. In particolare, il suolo elastico rappresenta l'azione di vincolo offerta dall'anima della colonna alla piattabanda stessa. Mediante tale modello semplificato è stata ottenuta la seguente relazione da impiegare nella verifica di stabilità per il calcolo dell'ampiezza efficace dell'anima della colonna in compressione:

$$b_{eff,cwc}^* = t_{bf} + 2 \cdot (\sqrt{2} \cdot a_b) + 5 \cdot \left[\bar{\Psi} \cdot \left(\frac{d_{cw} \cdot b_{cf}}{3 \cdot t_{cw} \cdot t_{cf}} \right)^{1/4} \right] \cdot k \quad (2.8-24)$$

dove per k vale quanto detto nel precedente paragrafo e $\bar{\Psi}$ rappresenta un coefficiente di riduzione che tiene conto dell'effettiva azione di vincolo esercitato dall'anima della colonna. Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, è possibile assumere un valore pari a $\bar{\Psi} = 0.75$.

È utile notare che il valore medio del parametro in parentesi quadra è uguale a 2.67 nel caso di sezioni HEA e 2.34 nel caso di profilati HEB, cosicché, in tali casi, il valore dell'ampiezza efficace fornito dalla (2.8-24) è molto prossimo a quello fornito dall'EC3 con la (2.8-19). Invece, nel caso di profili della serie HEM il valor medio del suddetto parametro è pari a 1.81.

2.8.2.3. Rigidezza iniziale

La rigidezza iniziale della molla che nel modello meccanico di Figura 2.8-2 rappresenta l'anima della colonna in compressione, può essere valutata per mezzo della seguente relazione:

$$k_{cwc} = E \cdot \frac{b'_{eff,cwc} \cdot t_{cw}}{d_{cw}} \quad (2.8-25)$$

che è caratterizzata dall'impiego di un'ampiezza efficace $b'_{eff,cwc}$ diversa da quella $b_{eff,cwc}$ impiegata per il calcolo delle resistenze.

Considerando una diffusione a 45° dell'azione trasmessa dalla flangia compressa della trave, l'ampiezza efficace è data da:

$$b'_{eff,cwc} = t_{bf} + 2 \cdot (\sqrt{2} \cdot a_b) + 2 \cdot k \quad (2.8-26)$$

dove k ha lo stesso significato precedentemente specificato con riferimento alla equazione (2.8-19).

Come già detto, lo spessore efficace dell'anima della colonna in compressione deve essere assunto pari a $1.5 \cdot t_{cw}$ oppure a $2 \cdot t_{cw}$ qualora si impieghino delle piastre d'anima supplementari poste, rispettivamente, su uno oppure su entrambi i lati dell'anima della colonna (CEN, 1997).

Infine, un ulteriore riduzione della deformabilità dell'anima della colonna in compressione può essere conseguita attraverso l'impiego di piatti di continuità. In questo caso, la rigidezza dei piatti di continuità deve essere sommata alla rigidezza della colonna non irrigidita.

2.8.3. Anima della colonna soggetta a trazione

2.8.3.1. Resistenza di progetto

Per quanto riguarda la zona tesa del pannello d'anima della colonna, dove agisce la forza concentrata trasmessa dalla piattabanda tesa della trave, si verifica una distribuzione delle tensioni (Figura 2.8-5) simile a quella che interessa la zona compressa.

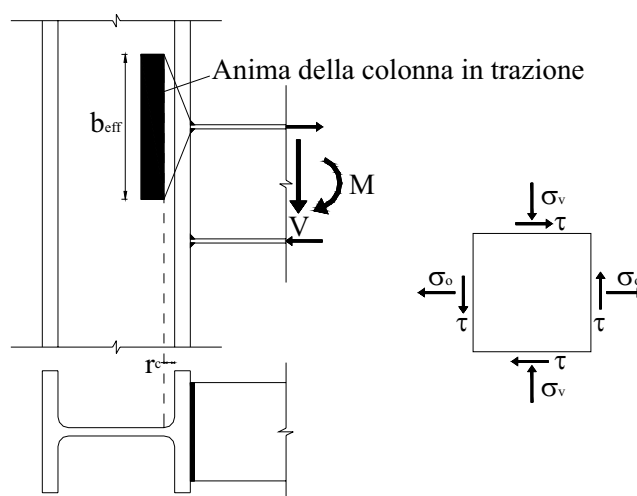


Figura 2.8-5: Tensioni normali e tangenziali nella zona tesa del PZ (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

L'interazione tra le tensioni locali viene presa in conto solo in parte dall'EC3 (CEN, 1997), in quanto viene considerata solo l'influenza delle tensioni tangenziali sulla capacità portante dell'anima della colonna in trazione, mediante la seguente relazione:

$$F_{cwt,Rd} = \frac{b_{eff,cwt} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw} \cdot \zeta}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-27)$$

dove l'ampiezza efficace $b_{eff,cwt}$ risulta ancora fornita dalla (2.8-19), ossia $b_{eff,cwt} = b_{eff,cwc}$.

L'equazione (2.8-27) non tiene conto dell'influenza della tensione normale verticale σ_v . Tale influenza può essere valutata applicando il criterio di plasticizzazione di Hencky-Von Mises, come già mostrato con riferimento all'anima della colonna

in compressione. La sola differenza è che, nel caso in esame, σ_o e σ_v non hanno lo stesso segno, essendo σ_o di trazione e σ_v di compressione. Pertanto, la condizione di plasticizzazione del PZ in trazione può essere scritta nella forma:

$$\left(\frac{F}{b_{eff,cwt} \cdot t_{cw}} \right)^2 + \sigma_v^2 + \frac{F}{b_{eff,cwt} \cdot t_{cw}} \cdot \sigma_v + 3 \cdot \left(\xi \cdot \frac{\beta \cdot F}{A_{cw}} \right)^2 = f_{y,cw}^2 \quad (2.8-28)$$

Da tale relazione, si può dimostrare che la resistenza di progetto dell'anima della colonna in trazione può essere calcolata attraverso la seguente relazione:

$$F_{cwt,Rd} = \frac{b_{eff,cwt} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw} \cdot \xi \cdot K_{cwt}}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-29)$$

dove $b_{eff,cwt} = b_{eff,cwc}$, mentre ξ è ancora fornito dalla (2.8-15) e K_{cwt} è dato dalla seguente relazione:

$$K_{cwt} = \left[1 - \left(\frac{\sigma_v}{f_{y,cw}} \right)^2 + \left(\frac{\xi \cdot \sigma_v}{2 \cdot f_{y,cw}} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{\xi \cdot \sigma_v}{2 \cdot f_{y,cw}} \quad (2.8-30)$$

In accordo con l'EC3 (CEN, 1997), la resistenza a trazione dell'anima della colonna in presenza di piatti d'anima supplementari dipende dalla sezione di gola delle saldature longitudinali che collegano le piastre d'anima supplementari all'anima della colonna. Quando tali saldature longitudinali sono a completa penetrazione (Figura 2.1-5 (h)) con sezione resistente maggiore o uguale dello spessore dei piatti d'anima, lo spessore efficace dell'anima della colonna in trazione, in maniera analoga al caso della zona compressa del PZ, si può assumere pari a $1.5 \cdot t_{cw}$ nel caso di una sola piastra d'anima e pari a $2 \cdot t_{cw}$ nel caso di piatti disposti da ambo i lati. Nel caso di saldature longitudinali a cordone d'angolo (Figura 2.1-5 (g)) aventi sezione di gola non minore a $\frac{\sqrt{2}}{2}$ volte lo spessore delle piastre supplementari, lo spessore efficace dell'anima della colonna in trazione, indipendentemente dal numero di piatti supplementari, deve essere assunto pari a $1.4 \cdot t_{cw}$ nel caso di acciai con tensione di snervamento nominale pari a 235, 275 e 355 N/mm² e pari a $1.3 \cdot t_{cw}$ nel caso di acciai con tensione di snervamento nominale pari a 420 oppure a 460 N/mm².

Infine, si fa notare che l'anima della colonna in trazione non fornisce alcuna limitazione alla resistenza flessionale del nodo qualora si adottino piatti di continuità il cui dettaglio costruttivo soddisfi i requisiti indicati alla fine del §2.3.

2.8.3.2. Rigidezza iniziale

La rigidezza iniziale dell'anima della colonna in trazione può essere valutata per mezzo delle stesse relazioni fornite con riferimento all'anima della colonna in compressione. Pertanto, possono essere adottate le equazioni (2.8-25) e (2.8-26).

Nel caso in cui l'anima della colonna sia irrigidita per mezzo di piastre d'anima supplementari, l'equazione (2.8-25) deve essere applicata considerando lo spessore efficace dell'anima della colonna, calcolato come precedentemente specificato con riferimento alla resistenza della stessa.

Infine, l'influenza di eventuali piatti di continuità può essere valutata come già indicato al §2.8.2.3.

2.8.4. Considerazioni sulla interazione tra le tensioni locali

Nei precedenti paragrafi è stato evidenziato che lo stato tensionale del PZ è piuttosto complesso a causa dell'interazione tra le tensioni locali. Infatti, la zona del pannello nodale della colonna adiacente alla flangia tesa oppure alla flangia compressa della trave è soggetta a tensioni normali σ_o , dovute alle azioni concentrate trasmesse dalle ali della trave, a tensioni normali σ_v , dovute alle azioni assiali e flettenti della colonna, nonché a tensioni tangenziali τ .

I valori di progetto della resistenza a compressione ed a trazione dell'anima della colonna possono essere valutati mediante le equazioni (2.8-17) e (2.8-29). Queste due equazioni sono formalmente coincidenti; infatti, i valori della resistenza di progetto a compressione e trazione dell'anima della colonna possono essere formulati come segue:

$$F_{Rd} = \frac{b_{eff} \cdot t_{cw} \cdot f_{y,cw} \cdot \zeta \cdot K_{cw}}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-31)$$

dove $b_{eff}=b_{eff,cwt}=b_{eff,cwc}$ è la larghezza efficace e:

$$K_{cw} = \left[1 - \left(\frac{\sigma_v}{f_{y,cw}} \right)^2 + \left(\frac{\zeta \cdot \sigma_v}{2 \cdot f_{y,cw}} \right)^2 \right]^{1/2} \pm \frac{\zeta \cdot \sigma_v}{2 \cdot f_{y,cw}} \quad (2.8-32)$$

dove ζ è fornito dall'equazione (2.8-15). Il coefficiente K_{cw} , che porta in conto l'interazione tra σ_o e σ_v , va valutato assumendo nell'equazione (2.8-32) il segno positivo quando σ_o e σ_v hanno lo stesso segno. Nel caso contrario, va assunto il segno negativo.

Come già sottolineato, l'EC3 (CEN, 1997) non considera adeguatamente l'interazione tra σ_o e σ_v . Infatti, tale interazione viene portata in conto nel caso dell'anima in compressione, mentre viene completamente trascurata nel caso di anima della colonna in trazione. Invece, l'equazione (2.8-32) mostra che l'interazione tra σ_o e σ_v può essere importante conducendo a valori di K_{cw} minori dell'unità a seconda del segno di σ_o e σ_v e dell'entità dell'azione tagliante, espressa mediante il coefficiente ζ .

Ciò è chiaramente evidenziato nella Figura 2.8-6, dove viene rappresentato il coefficiente K_{cw} in funzione di ζ e di $\sigma_v/f_{y,cw}$. Si può osservare che in molti casi l'interazione tra le tensioni σ_o , σ_v e τ conduce ad una riduzione della capacità portante (ossia $K_{cw} < 1$).

Sulla base delle precedenti considerazioni, è interessante individuare le situazioni strutturali, che possono presentarsi sia nel caso di provini per esperienze di laboratorio che nel caso di strutture reali, nelle quali la succitata interazione non può essere trascurata.

La Figura 2.8-7 mostra due possibili configurazioni delle prove sperimentali finalizzate allo studio del comportamento dei nodi trave-colonna nei quali il PZ non è soggetto a taglio, per cui è $\beta=0$ e $\zeta=1$.

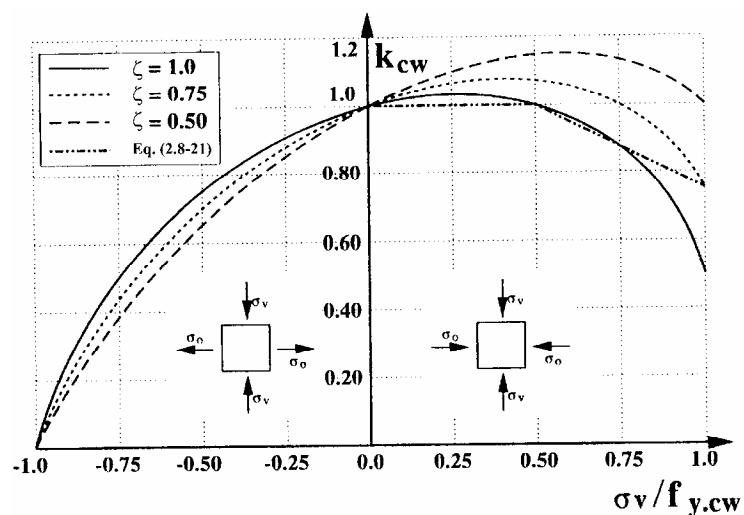


Figura 2.8-6: *Influenza delle tensioni normali verticali (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).*

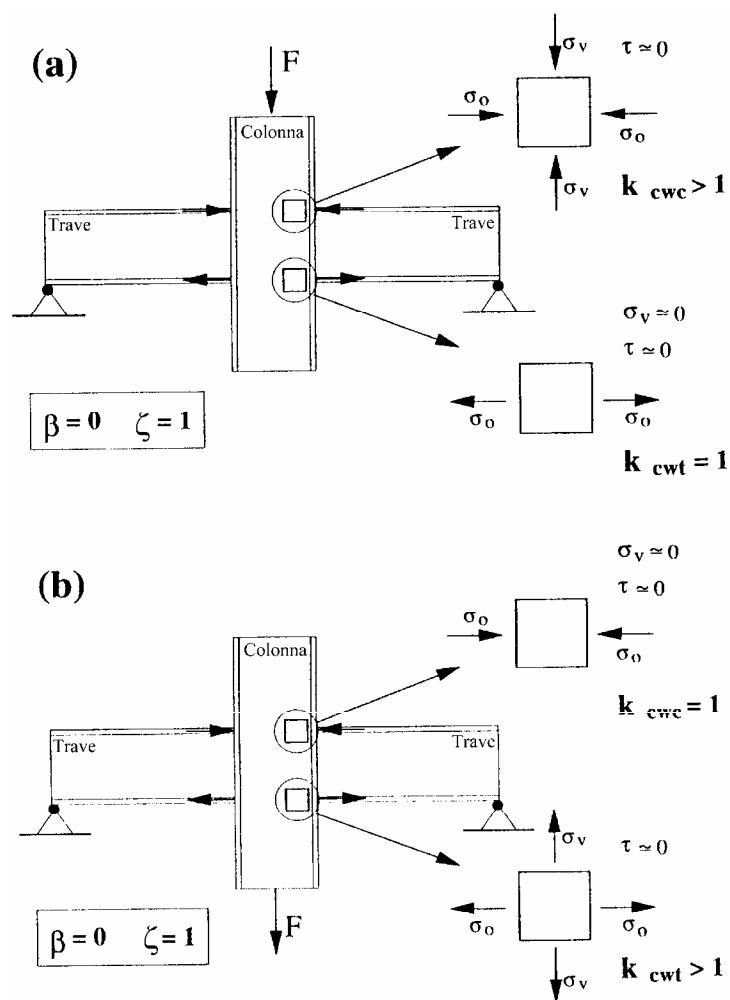


Figura 2.8-7: *Prove sperimentali con PZ non soggetto a taglio (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).*

Nel primo caso (Figura 2.8-7 (a)) la distribuzione delle tensioni locali dell'anima della colonna in compressione è caratterizzata da tensioni σ_o e σ_v dello stesso segno, per cui $K_{cw}>1$.

Inoltre, lo stato tensionale biassiale del pannello d'anima della colonna in trazione è trascurabile essendo $\tau \approx 0$ e $\sigma_v \approx 0$ (elemento inferiore della Figura 2.8-7 (a)). Ciò mostra che la resistenza a compressione dell'anima della colonna è maggiore di quella a trazione. Di conseguenza, la crisi dell'anima della colonna in compressione può essere determinata esclusivamente dalla stabilità.

In Figura 2.8-7 (b) viene riportata la configurazione sperimentale nella quale, praticamente, si verifica la situazione opposta. Infatti, le tensioni locali σ_o e σ_v hanno lo stesso segno nella zona tesa ($K_{cwt}>1$). Nella zona compressa lo stato tensionale biassiale è trascurabile, per cui $K_{cwc}=1$. In questo caso, la crisi dell'anima della colonna in compressione può essere determinata sia dal raggiungimento della resistenza del materiale che dalla instabilità.

Inoltre, è utile sottolineare che in questo caso non si può verificare la crisi dell'anima della colonna in trazione essendo la corrispondente resistenza sempre maggiore della resistenza dell'anima della colonna in compressione.

La Figura 2.8-8 mostra due possibili configurazioni di prove sperimentali relative a nodi esterni. In tali nodi, il pannello nodale è soggetto anche a taglio.

Nel primo caso (Figura 2.8-8 (a)), le tensioni normali σ_o e σ_v assumono lo stesso valore e lo stesso segno sia in zona compressa che in zona tesa, per cui $K_{cwc}=K_{cwt}$. Di conseguenza, la resistenza a schiacciamento del PZ in zona compressa è nominalmente coincidente con quella a trazione della parte tesa. Tuttavia, la crisi dell'anima della colonna in zona compressa può essere determinata anticipatamente dalla instabilità.

Nel secondo caso (Figura 2.8-8 (b)), le tensioni σ_o e σ_v hanno lo stesso segno in zona compressa mentre, a causa dello sforzo normale nella colonna, in zona tesa le tensioni sono di segno opposto. Comunque, l'entità della tensione σ_v è ridotta dall'azione concomitante del momento flettente.

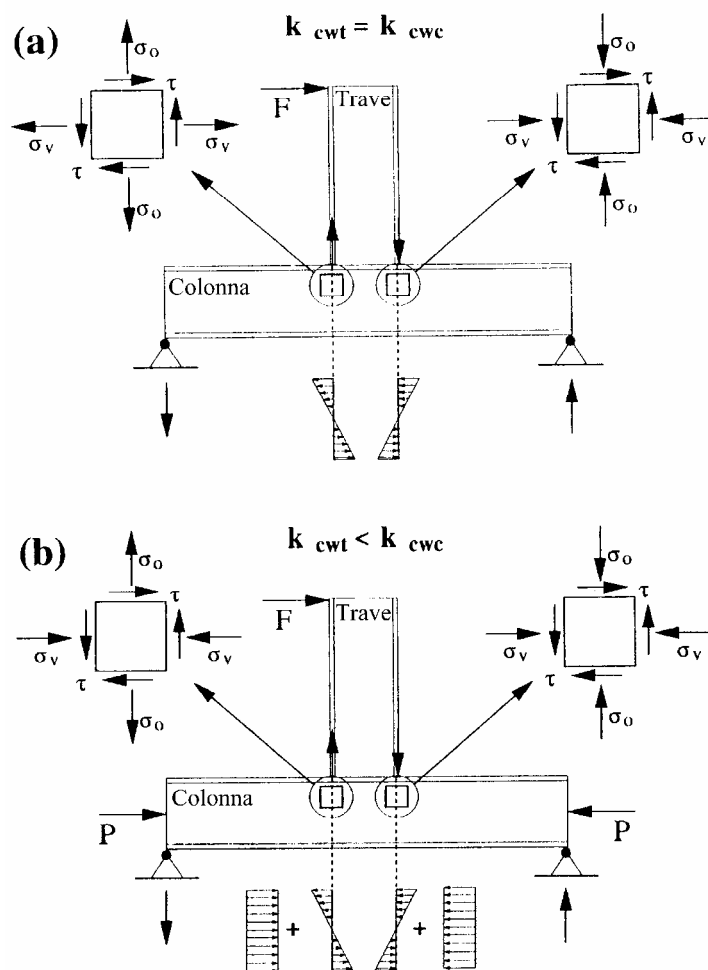


Figura 2.8-8: Prove sperimentali con PZ soggetto a taglio (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

In questo caso, la resistenza dell'anima della colonna in trazione è minore della resistenza a compressione.

Sulla base delle precedenti considerazioni si può concludere che, nelle prove di laboratorio, la crisi della colonna in trazione può verificarsi solo per provini nelle configurazioni descritte in Figura 2.8-7 (a) o in Figura 2.8-7 (b), ma solo in questo secondo caso la resistenza dell'anima della colonna in trazione è influenzata dalla interazione tra le tensioni σ_o , σ_v e τ . Inoltre, come già sottolineato, tenuto conto che nella zona tesa dell'anima della colonna dello schema di Figura 2.8-8 (b) la tensione σ_v è attenuata dalla simultanea azione del momento flettente nella colonna, si comprende che il consolidato convincimento si ritenere trascurabile l'interazione tra le tensioni locali deriva dall'osservazione delle prove sperimentali che non sempre riproducono con accuratezza casi strutturalmente rilevanti.

Al contrario, la ridistribuzione delle tensioni locali in nodi trave-colonna di strutture reali, può essere significativamente diversa da quella caratteristica delle prove di laboratorio. Per esempio, con riferimento a telai soggetti a soli carichi verticali, come quello descritto in Figura 2.8-9, la zona tesa dell'anima della colonna è caratterizzata da tensioni normali σ_o e σ_v di segno diverso e da un cospicuo valore della tensione σ_v . Pertanto, in questo caso, in accordo alle equazioni (2.8-29) e (2.8-30) lo stato tensionale biassiale può avere una significativa influenza sulla resistenza dell'anima della colonna in trazione (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

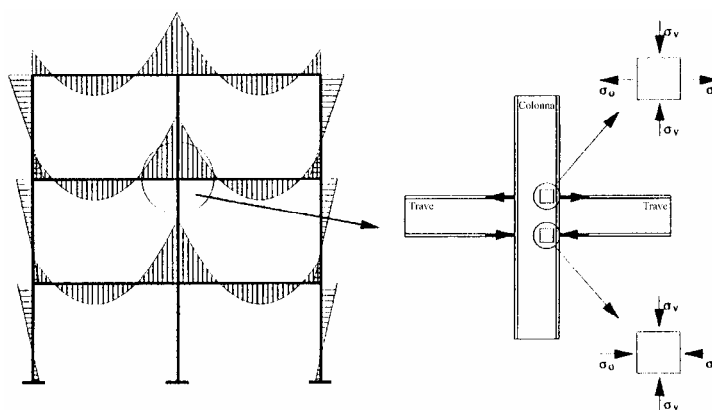


Figura 2.8-9: Distribuzione delle tensioni nel PZ in telai soggetti a carichi verticali (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

2.8.5. Flangia della colonna soggetta a flessione

Nel caso di collegamenti non irrigiditi, ossia in assenza di piatti di continuità, la resistenza flessionale del nodo può essere governata dalla flessione locale delle ali della colonna che può condurre allo snervamento delle stesse flange, oppure dalla rottura della saldatura delle flange. La forza trasmessa dalla flangia della trave si ripartisce in due parti. La prima è direttamente assorbita dalla colonna nella zona centrale corrispondente alla distanza $t_{cw} + 2 \cdot r_c$, mentre la seconda parte viene trasmessa per flessione dalle piattabande della colonna che manifestano il meccanismo di collasso descritto in Figura 2.8-10.

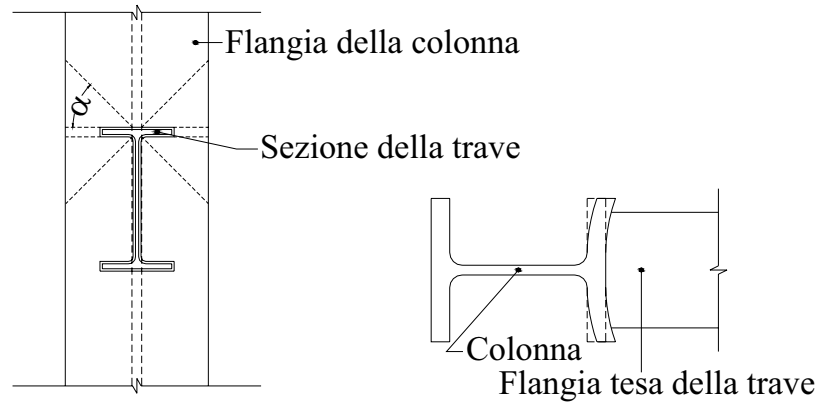


Figura 2.8-10: *Meccanismo di collasso della flangia della colonna in flessione (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).*

Interpretando tale problematica, la forza complessiva che può essere trasmessa dalla piattabanda della colonna in flessione è data da:

$$F_{cfb} = f_{y,bf} \cdot t_{bf} \cdot (t_{cw} + 2 \cdot r_c) + 7 \cdot t_{cf}^2 \cdot f_{y,cf} \quad (2.8-33)$$

dove il secondo addendo rappresenta il limite superiore, determinato sperimentalmente, del carico di rottura corrispondente al meccanismo di collasso di Figura 2.8-10.

L'equazione (2.8-33) è suggerita anche nell'Annesso J dell'EC3 (CEN, 1997), dove la resistenza di progetto della flangia della colonna in flessione è fornita nella forma:

$$F_{cfb,Rd} = \frac{b_{eff,cbf} \cdot t_{bf} \cdot f_{y,bf}}{\gamma_{Mo}} \quad (2.8-34)$$

nella quale:

$$b_{eff,cbf} = t_{cw} + 2 \cdot s + 7 \cdot k \cdot t_{cf} \quad (2.8-35)$$

essendo $s=r_c$ nel caso di profili laminati e $s = \sqrt{2} \cdot a_c$ nel caso di profili saldati, mentre il coefficiente k è dato da:

$$k = \frac{f_{y,cf} \cdot t_{cf}}{f_{y,bf} \cdot t_{bf}} \quad (2.8-36)$$

nella quale $f_{y,cf}$ e $f_{y,bf}$ sono, rispettivamente, la tensione di snervamento della flangia della colonna e della flangia della trave.

Mediante un vasto confronto con risultati sperimentali, si è visto che l'impiego dell'equazione (2.8-34) conduce ad una sottostima della resistenza flessionale dei nodi quando la componente nodale più debole è rappresentata dalle piattabanda inflessa della colonna. Ciò può essere attribuito al fatto che, nel caso di collegamenti interamente saldati, l'equazione (2.8-34) trascura l'aliquota di momento flettente trasmesso dall'anima della trave. Pertanto, allo scopo di portare in conto la parte di momento flettente trasmesso dalle saldature relative all'anima della trave, l'equazione (2.8-34) può essere sostituita dalla seguente relazione:

$$F_{cfb,Rd} = \frac{1}{\gamma_{Mo}} \cdot \left[b_{eff,cbf} \cdot t_{bf} \cdot f_{y,bf} + \frac{t_{bw} \cdot d_{bw}^2}{4 \cdot (d_b - t_{bf})} \cdot f_{y,bw} \right] \leq F_{w,Rd} \quad (2.8-37)$$

dove d_{bw} e $f_{y,bw}$ sono, rispettivamente, l'altezza e la tensione di snervamento dell'anima della trave e $F_{w,Rd}$ deriva dalla resistenza della saldatura della piattabanda caratterizzata da una distribuzione non uniforme delle tensioni. Infatti, come già anticipato al §2.3, dal momento che la parte centrale della flangia della trave è collegata ad una parte relativamente rigida rappresentata dall'anima e dal raccordo anima della colonna, la flessione locale della flangia della colonna comporta una ridistribuzione non uniforme delle tensioni lungo la saldatura della flangia della trave (si veda la Figura 2.3-2 (f)). Di conseguenza, lo snervamento si manifesta prematuramente nella parte centrale della piattabanda. Inoltre, a causa della scarsa capacità di deformazione della saldatura, solo una parte della saldatura è efficace.

Le prove sperimentali hanno mostrato che la larghezza efficace della saldatura della flangia della trave può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$b_{eff,w} = 2 \cdot t_{cw} + 7 \cdot t_{cf} \quad (2.8-38)$$

L'equazione (2.8-38) è valida per saldature a completo ripristino di resistenza, per le quali l'area resistente della saldatura non è minore dell'area della flangia della trave ed, inoltre, per casi in cui lo spessore delle ali della trave risulti 1.2 volte minore dello spessore delle flange della colonna. Assumendo che la sezione di gola

della saldatura non sia inferiore dello spessore della flangia della trave, la resistenza di progetto della saldatura può essere così valutata:

$$F_{w,Rd} = b_{eff,Rd} \cdot t_{bf} \cdot f_{vw} \quad (2.8-39)$$

dove f_{vw} è la resistenza di progetto a taglio della saldatura, che per l'EC3 (CEN, 1997) vale:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad (2.8-40)$$

nella quale f_u è la tensione ultima del materiale di base, β_w è un coefficiente di correlazione legato alla duttilità del materiale pari a 0.80, 0.85 e 0.90 rispettivamente per acciaio Fe360, Fe430 e Fe510. Infine, γ_{Mw} è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale della saldatura ($\gamma_{Mw}=1.25$).

Inoltre si può evidenziare che, nell'EC3 (CEN, 1997), la larghezza efficace della saldatura viene assunta pari a quella della flangia della trave, ovvero $b_{eff,w}=b_{eff,cfb}$ con $b_{eff,cfb}$ fornita dalla (2.8-35).

Allo scopo di evitare una rottura di tipo fragile, la saldatura dell'ala della trave deve essere progettata in maniera tale che la flangia si possa snervare prima della rottura della saldatura. Assumendo che la tensione di rottura della saldatura sia almeno del 40% superiore alla tensione di snervamento della flangia della trave ed inoltre che la sezione di gola della saldatura sia superiore dello spessore dell'ala della trave, il succitato requisito di duttilità è rappresentato da:

$$1.4 \cdot b_{eff,w} \cdot t_{bf} \cdot f_{y,bf} \geq b_{bf} \cdot t_{bf} \cdot f_{y,bf} \quad (2.8-41)$$

che conduce a:

$$b_{eff,w} \geq \frac{b_{bf}}{1.4} \cong 0.7 \cdot b_{bf} \quad (2.8-42)$$

Se la condizione (2.8-42) non è soddisfatta, l'EC3 (CEN, 1997) richiede l'uso degli irrigidimenti.

2.8.6. Flangia ed anima della trave soggetta a compressione

Il modello meccanico presentato in Figura 2.8-2 è finalizzato alla predizione della curva momento-rotazione del sistema complessivo composto dal nodo e dalla trave piuttosto che all'analisi del comportamento rotazionale del solo nodo trave-colonna. Infatti, la componente ala e anima della trave soggetta a compressione fornisce una limitazione alla resistenza del sistema composto dal nodo e dalla trave per cui tale resistenza non può essere maggiore della resistenza di progetto della trave collegata. Ciò significa che la massima resistenza della piattabanda e dell'anima della trave in compressione è fornita da:

$$F_{bfc,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{d_b - t_{bf}} \quad (2.8-43)$$

Comunque, è utile sottolineare che nel caso di strutture sismoresistenti, i nodi trave-colonna devono possedere un adeguato grado di sovrarresistenza. Per esempio, allo scopo di favorire la plasticizzazione all'estremità della trave piuttosto che nel collegamento, in accordo con l'EC 8 (Eurocode 2003-b), il nodo trave-colonna deve essere progettato per sviluppare una resistenza flessionale maggiore di 1.2 volte quella della trave collegata.

È evidente che allo scopo di quantificare il grado di sovrarresistenza che il giunto trave-colonna è eventualmente in grado di sviluppare, la resistenza della flangia e anima della trave in compressione deve essere confrontata con il valore minimo della resistenza fornito dalle restanti componenti nodali ($F_{cws,Rd}$, $F_{cwc,Rd}$, $F_{cwt,Rd}$ e $F_{cfb,Rd}$).

2.8.7. Costruzione della curva $M-\varphi$ e influenza dell'incrudimento

La valutazione della resistenza flessionale e della rigidezza rotazionale iniziale dei nodi saldati, in accordo con quanto riportato nei precedenti paragrafi, consente di determinare completamente la curva momento-rotazione dei collegamenti me-

diante la seguente rappresentazione matematica fornita dall'Annesso J dell'EC3 (CEN, 1997):

$$\varphi = \frac{\left(1.5 \cdot \frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right)^{\psi}}{k_{\varphi}} \cdot M \quad (2.8-44)$$

nella quale M_{Rd} è il momento resistente di progetto del collegamento, M_{sd} è quello applicato, k_{φ} è la rigidezza rotazionale iniziale e ψ è un parametro di pendenza legato alla tipologia del giunto, come indicato in Tabella 2.8-1.

Tipo di collegamento	ψ
saldato	2,7
flangiato	2,7
con angolari	3,1

Tabella 2.8-1: Valori del parametro ψ forniti dall'EC3 (CEN, 1997).

La curva che si ottiene utilizzando la (2.8-44) è caratterizzata da tre campi di comportamento (Figura 2.8-11):

- una prima zona, ad andamento lineare, che si sviluppa per valori di

$$M_{sd} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{Rd};$$

- una seconda zona, ad andamento non lineare, valido nell'intervallo

$$\frac{2}{3} \cdot M_{Rd} < M_{sd} \leq M_{Rd};$$

- una terza zona, ad andamento orizzontale (comportamento perfettamente plastico), per $M_{sd} = M_{Rd}$.

La validità della (2.8-44) è subordinata alla condizione:

$$\mu = \left(1.5 \cdot \frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right)^{\psi} \geq 1 \quad (2.8-45)$$

che non fa altro che imporre alla curva M - φ pendenza costante, pari a k_{φ} , per

$$M_{sd} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{Rd}.$$

Raggiunto il momento resistente di progetto, la curva presenta un andamento orizzontale: l'Annesso J dell'EC3 non prevede, infatti, l'incrudimento. Tale andamento orizzontale continua fino al valore della rotazione ultima φ_{cd} (Figura 2.8-11).

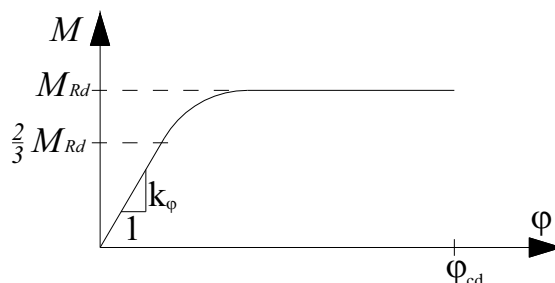


Figura 2.8-11: Curva $M-\varphi$ ottenuta applicando le indicazioni dell'Annesso J dell'EC3 (CEN, 1997).

Occorre, inoltre, sottolineare che il metodo delle componenti non fornisce alcuna indicazione circa la capacità ultima di deformazione dei nodi.

Nel caso dei collegamenti saldati progettati seguendo le indicazioni dell'EC3 (CEN, 1997), si può assumere per essi una capacità rotazionale ultima $\varphi_{cd} = 0.015 \text{ rad}$ mentre, per i collegamenti saldati con anima irrigidita a compressione ma non a trazione, se il momento resistente del giunto non è governato dalla resistenza a taglio del PZ, la loro capacità rotazionale può essere assunta non minore di $\varphi_{cd} = 0.025 \cdot \frac{d_c}{d_b}$.

Nel caso di collegamenti a completo ripristino di resistenza e quando il momento resistente di progetto del giunto è almeno 1.2 volte la resistenza di progetto dell'elemento più debole collegato, non è necessario, secondo l'EC3 (CEN, 1997), verificare la capacità rotazionale del nodo.

Nei casi non trattati dall'Annesso J, l'EC3 (CEN, 1997) suggerisce di assumere come valori della rotazione ultima quelli ricavati sperimentalmente oppure calcolarli con l'utilizzo di modelli di calcolo che siano stati tarati in precedenza su risultati sperimentali.

Si fa notare che il metodo delle componenti, allo scopo di semplificare le analisi, trascura l'influenza dell'incrudimento.

Tuttavia, è possibile fornire un metodo semplificato capace di portare in conto l'incrudimento senza un significativo aumento dell'onere computazionale. A tale scopo, si può modellare il contributo alla curva momento-rotazione globale di ciascuna componente nodale mediante una relazione quadri-lineare (Figura 2.8-12).

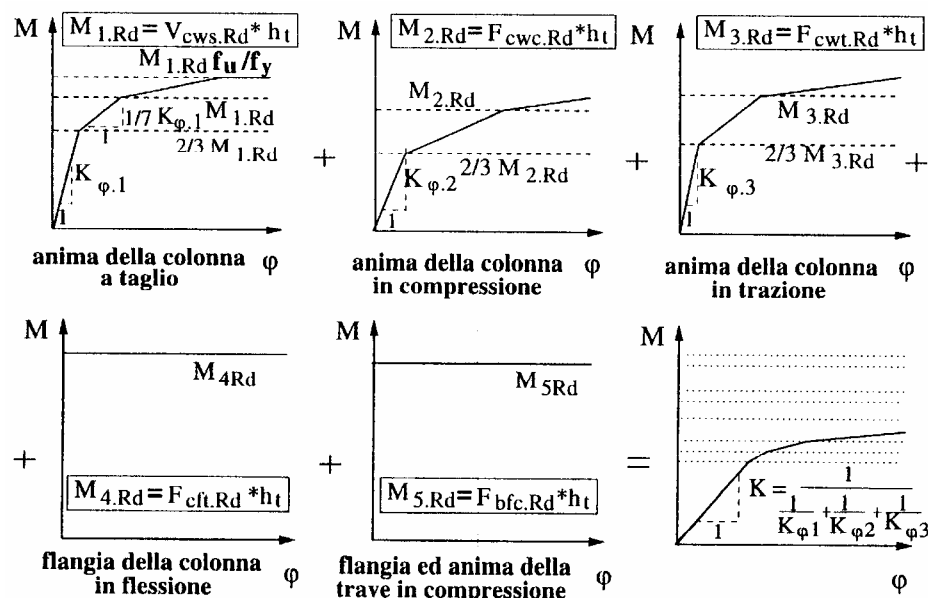


Figura 2.8-12: Procedura per la determinazione della curva momento-rotazione includendo gli effetti dell'incrudimento (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

Il primo ramo è caratterizzato da una rigidezza rotazionale iniziale ottenuta direttamente dalla rigidezza della molla che nel modello meccanico rappresenta la corrispondente componente ed è limitato da un valore del momento flettente pari a $2/3 M_{i,Rd}$ (essendo $M_{i,Rd} = F_{i,Rd} \cdot h_i$ la resistenza flessionale di progetto della componente). Il secondo ramo, per $M \in [2/3 M_{i,Rd}; M_{i,Rd}]$ è caratterizzato da una rigidezza pari a $k_{\varphi,i}/7$. Il terzo ramo considera l'influenza dell'incrudimento che, per semplicità, si può assumere coincidente con quella del materiale costituente la componente. Pertanto, questa rigidezza può essere valutata come $\frac{k_{\varphi,i}}{E/E_h}$, dove E/E_h è il rapporto d'incrudimento del materiale. Valori tipici di E/E_h per gli acciai da carpenteria metallica sono $E/E_h=37.5$, 42.8 e 48.2 rispettivamente per Fe360, Fe430 e Fe510. Il quarto ramo rappresenta il valore ultimo della resistenza di ciascuna componente, che può essere assunta come $k \cdot M_{i,Rd}$ dove k è, in generale, pari a f_u/f_y ad

eccezione della resistenza all'instabilità dell'anima della colonna in compressione per la quale $k=1$.

La procedura di combinazione di ciascuna componente è qualitativamente rappresentata in Figura 2.8-12.

Nella Tabella 2.8-2 viene sinteticamente riportata la casistica delle formulazioni da impiegare per la modellazione della rigidezza e della resistenza delle varie componenti dei nodi saldati in funzione del diverso dettaglio strutturale del pannello nodale.

COMPONENTE	DETTAGLIO DEL PZ	RESISTENZA	RIGIDEZZA
Anima della colonna a taglio	Non irrigidito	(2.8-4)	(2.8-7)
	Piastre d'anima supplementari	(2.8-4) con A_{cw} incrementato di b_s e t_{cw}	(2.8-7) con A_{cw} incrementato di b_s e t_{cw}
	Piatti di continuità	(2.8-4); (2.8-5)	(2.8-7)
	Costolature diagonali	(2.8-4); (2.8-8)	(2.8-10)
Anima della colonna in compressione	Non irrigidito (rottura)	(2.8-15); (2.8-17); (2.8-18); (2.8-19)	(2.8-25); (2.8-26)
	Non irrigidito (instabilità)	(2.8-15); (2.8-17); (2.8-20); (2.8-21); (2.8-22); (2.8-24)	
	Piastre d'anima supplementari	Come il caso dei PZ non irrigiditi, ma considerando la larghezza efficace in accordo all'EC3 (si veda §2.8.1.2.1 e §2.8.1.2.3)	
	Piatti di continuità	∞	Come nel caso di PZ non irrigiditi, ma aggiungendo $2 \cdot E \cdot t_{cp} \cdot b_{cp} / d_{cw}$
Anima della colonna a trazione	Non irrigidito	(2.8-29); (2.8-30)	(2.8-25); (2.8-26)
	Piastre d'anima supplementari	Come il caso dei PZ non irrigiditi, ma considerando la larghezza efficace in accordo all'EC3 (si veda §2.8.1.3.1 e §2.8.1.2.3)	
	Piatti di continuità	∞	∞
Flangia della colonna in flessione	-	(2.8-37)	-
Flangia ed anima della trave in compressione	-	(2.8-43)	-

Tabella 2.8-2: Sommario delle formulazioni da impiegare nel metodo delle componenti per la modellazione dei nodi saldati (Faella C., Piluso V. e Rizzano G, 2000).

2.9. L'INFLUENZA DELLA DEFORMAZIONE TAGLIANTE DEL PZ SUL COMPORTAMENTO DEI TELAI

La rigidezza di una struttura intelaiata d'acciaio può essere sovrastimata se non si tiene conto, in fase d'analisi, della deformabilità tagliante dei pannelli di giunto (Fielding D. J. e Chen W. F., 1973). Tuttavia, come già anticipato, l'errore che si compie, per le tipologie e le geometrie dei telai tipicamente usate negli edifici d'acciaio, non è molto grande, perché di solito l'analisi è effettuata nell'ipotesi che le dimensioni dei pannelli nodali siano trascurabili, cioè considerando il telaio rappresentato dagli assi baricentrici degli elementi strutturali componenti, quindi ai vari elementi è attribuita una lunghezza maggiore di quell'effettiva, che si traduce in una maggiore deformabilità del telaio.

Nelle modellazioni più accurate, invece, si considerano le dimensioni finite del nodo, per questo la deformabilità delle membrature dipende, in tal caso, dalla lunghezza libera delle aste.

Il progettista deve, in ogni caso, porre particolare attenzione a quei casi in cui le condizioni di progetto e/o la geometria dell'ossatura possono dar luogo ad errori significativi (Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998).

2.9.1. Le analisi di Tsai e Popov

Tsai K. C. e Popov E. P. (1990) hanno condotto delle analisi strutturali su due telai d'acciaio, rispettivamente di 6 e 20 piani, tenendo in conto, nella valutazione degli spostamenti d'interpiano, della deformabilità tagliante dei pannelli nodali, progettati in accordo con i criteri esposti nei §§ 2.4 e 2.5.

Per entrambe le strutture si sono eseguite due differenti analisi: la prima con le procedure normalmente utilizzate nella pratica progettuale e l'altra che considera la distorsione dei pannelli.

Per tener conto delle dimensioni non nulle del nodo strutturale, sono stati utilizzati gli scostamenti d'estremità dell'elemento trave. Assumere uno scostamento dello 0% equivale a considerare le luci teoriche delle membrature, valutate cioè

lungo le linee mediane delle aste. Poiché l'utilizzo degli scostamenti d'estremità equivale ad eseguire una trasformazione di coordinate, tale approccio è molto impiegato nella progettazione, per considerare le dimensioni finite dei nodi, senza tuttavia implicare grossi oneri computazionali. In genere gli strutturisti utilizzano scostamenti del 50% (Figura 2.9-1).

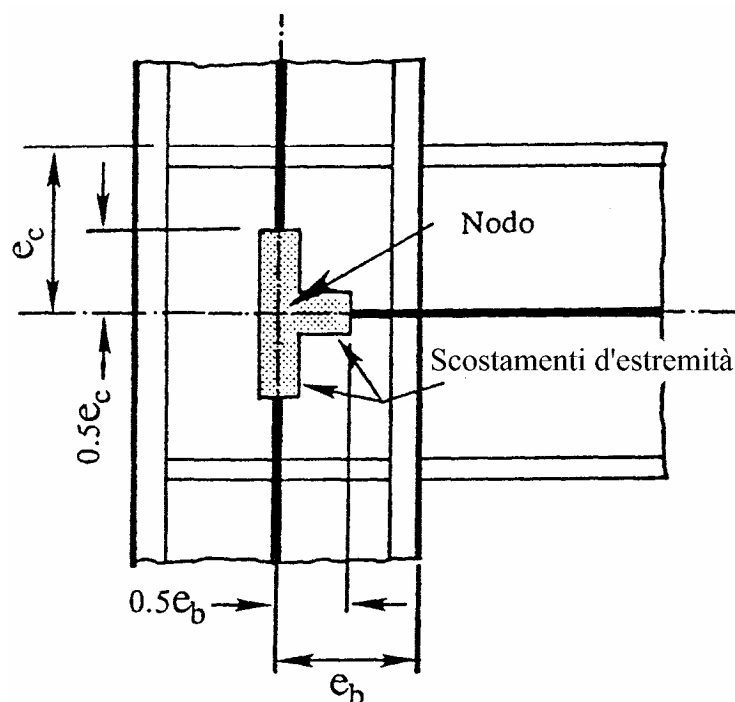


Figura 2.9-1: *Scostamenti d'estremità del 50% in un nodo trave-colonna (Tsai K. C. e Popov E. P., 1990).*

I due edifici analizzati da Tsai e Popov sono a pianta rettangolare. I telai sismoresistenti, ubicati lungo il perimetro, hanno tre campate in direzione trasversale e quattro in direzione longitudinale.

I carichi di progetto considerati sono:

- carichi fissi: 4.8kPa;
- carichi variabili al piano tipo: 3.8kPa;
- carichi variabili al piano copertura: 0.96kPa;
- peso della facciata: 1.7kPa.

Le forze sismiche sono state valutate in conformità alle prescrizioni dell'UBC (ICBO, 1988).

Le analisi, per la simmetria della struttura, si limitano ad un solo telaio trasversale.

Gli effetti $P-\Delta$ non sono stati presi in considerazione, perché meno significativi rispetto agli effetti della deformabilità dei PZ.

2.9.1.1. Il telaio a 6 piani

La struttura a 6 piani è pianta rettangolare con lati di 36.4m e di 21.9m. Le campate sono di 9.1m per i telai longitudinali e di 7.3m per quelli trasversali.

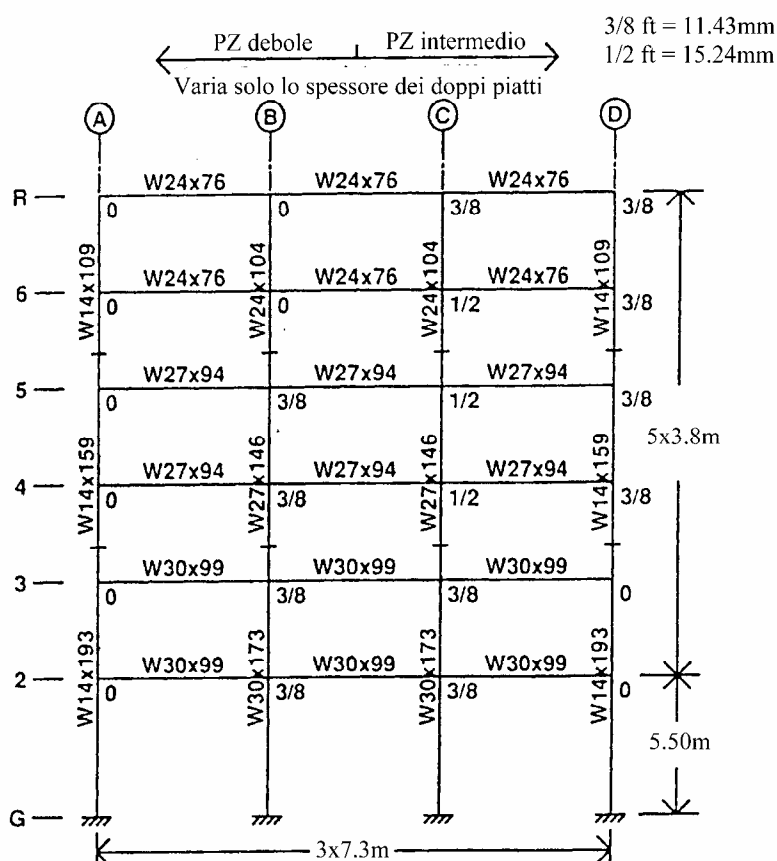


Figura 2.9-2: Telaio di 6 piani analizzato da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990).

Per i pannelli nodali, provvisti di doppi piatti, sono state utilizzate due diverse tipologie. In particolare, i pannelli progettati col criterio del PZ debole sono mostrati lungo le due colonne di sinistra della Figura 2.9-2, mentre gli spessori dei doppi piatti progettati col criterio del PZ intermedio sono mostrati lungo le due colonne di destra.

Per comprendere l'effetto della deformabilità del PZ sul comportamento del telaio in esame, sono stati implementati quattro differenti modelli strutturali. Due di questi, che considerano il nodo rigido, sono caratterizzati da scostamenti d'estremità, rispettivamente, del 50% e dello 0%. Gli altri due modelli, invece, considerano sia le lunghezze nette delle membrature che le deformabilità taglianti dei pannelli nodali.

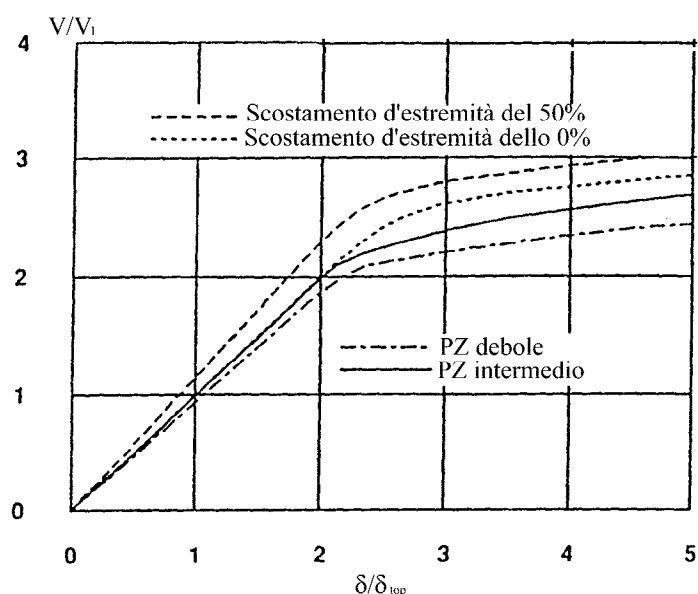


Figura 2.9-3: Relazione tra taglio di piano normalizzato a quello del primo livello (V/V_1) e spostamento di piano normalizzato a quello di copertura (δ/δ_{top}) per il telaio a 6 piani analizzato da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990).

La Figura 2.9-3 mostra le differenze tra gli spostamenti del telaio valutato nelle diverse analisi. È possibile notare che in campo elastico, la risposta del telaio con scostamenti d'estremità dello 0%, in sostanza, coincide con quella dell'edificio progettato col criterio del PZ intermedio.

È importante osservare che l'analisi col modello che ha scostamenti del 50%, molto utilizzata dai tecnici, mostra sovrastimare la rigidezza di circa il 22% rispetto all'analisi del telaio con PZ deboli.

2.9.1.2. Il telaio a 20 piani

La struttura a 20 piani è a pianta rettangolare con lati di 30.4m e di 18.3m. Le campate sono di 7.6m per i telai longitudinali e di 6.1m per quelli trasversali.

Sono state considerate tutte e tre tipologie di pannello: PZ forte, PZ intermedio e PZ debole. In quest'ultimo caso non sono necessari i doppi piatti di rinforzo (Figura 2.9-4).

Gli spostamenti elastici laterali per questa struttura sono stati valutati sotto le forze sismiche di progetto per cinque differenti casi. Due per scostamenti d'estremità del 50% e dello 0% e i restanti tre casi per le tre differenti tipologie di PZ considerate nella progettazione. I risultati dell'analisi sono riportati in Figura 2.9-5.

Come per il telaio a 6 piani, le flessioni laterali per il telaio con scostamenti dello 0%, vale a dire della struttura modellata usando le luci teoriche delle membrature, e quelle del telaio con PZ forte quasi coincidono. Nel caso di telaio con PZ intermedio, invece, gli spostamenti sono alquanto maggiori di quelli del telaio con scostamenti del 50% e dello 0%. Sostanziali differenze accadono soprattutto tra l'analisi del telaio con PZ debole e quelle del telaio con scostamenti d'estremità del 50%. Questi due casi sono particolarmente importanti per la frequenza con cui si analizzano le strutture con scostamenti d'estremità del 50% e la preferenza per la progettazione dei PZ deboli, perché economici.

Gli spostamenti dell'ultimo piano ottenuti col modello con 50% di scostamenti sono circa l'87%, 82% e il 73% di quelli ottenuti, rispettivamente, per i telai con PZ forte, intermedio e debole.

Le discrepanze del 27% fra i due casi più rilevanti (analisi con scostamenti del 50% e struttura con PZ deboli) suggeriscono la necessità di includere esplicitamente le deformazioni del pannello nodale nelle analisi strutturali (Tsai K. C. e Popov E. P., 1990).

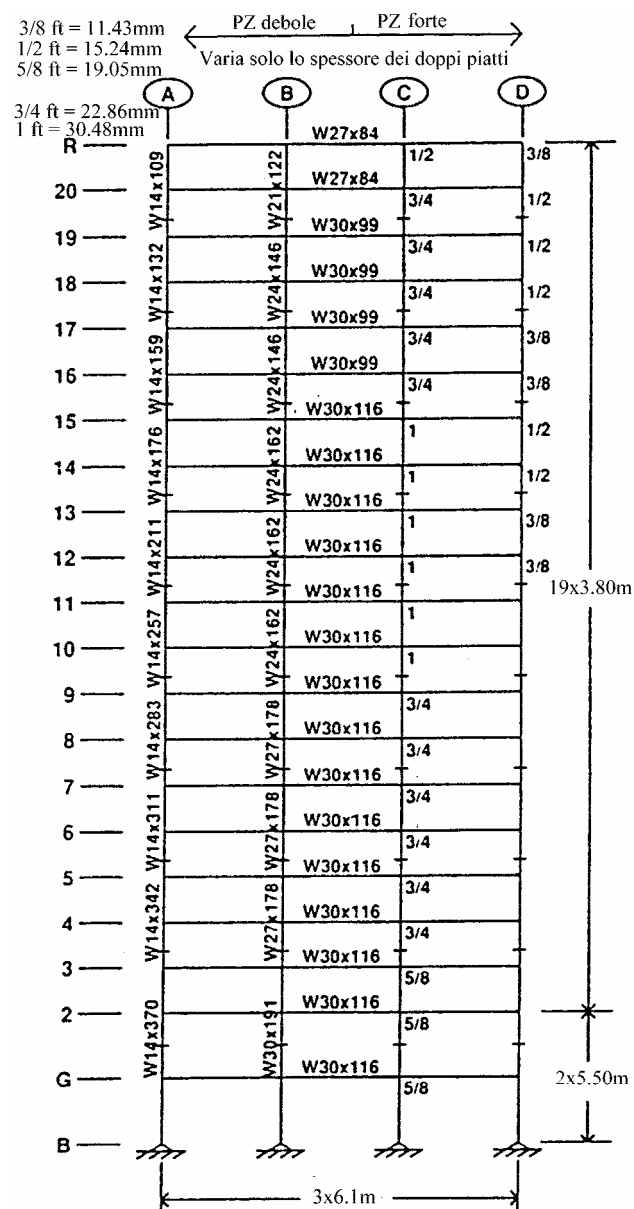


Figura 2.9-4: Telaio di 20 piani analizzato da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990).

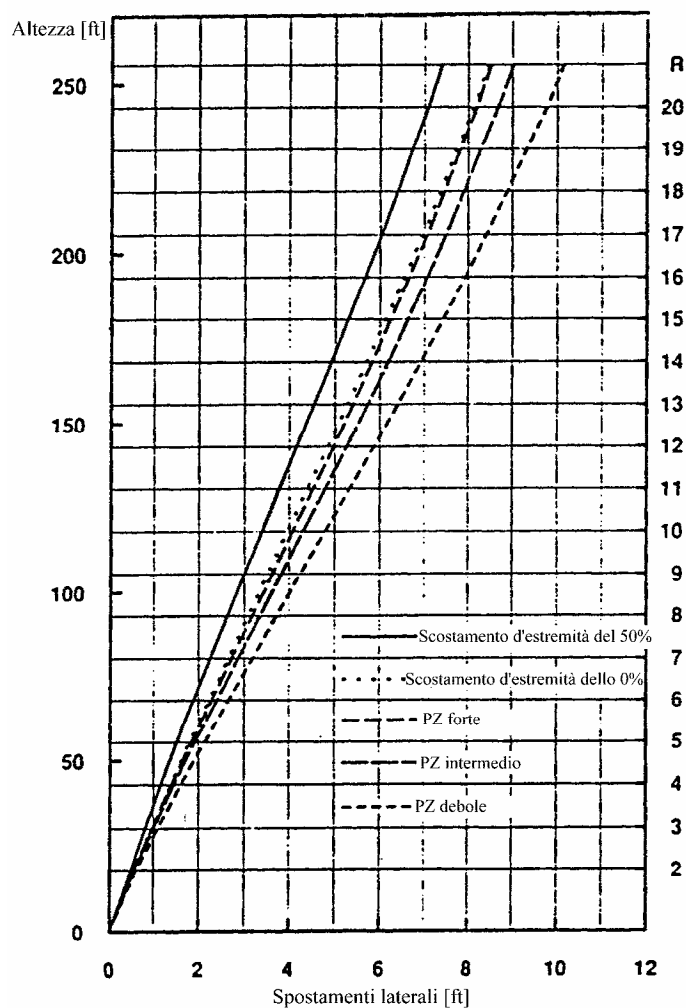


Figura 2.9-5: *Spostamenti laterali del telaio di 20 piani analizzato da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990).*

2.9.1.3. Correzione degli spostamenti elastici di piano per le deformazioni del PZ

I due autori hanno proposto un semplice metodo che consente di includere per ciascun piano, in maniera approssimata, le deformazioni dovute alla deformabilità del PZ a quelle valutate con le comuni analisi strutturali, che non considerano il pannello. Si parte dagli spostamenti valutati sulla struttura modellata considerando le luci nette delle membrature (colonna (7) della Tabella 2.9-1). Poi, utilizzando le caratteristiche delle sollecitazioni ottenute da tale analisi, si valutano le deformazioni medie del pannello nodale (riportate nelle colonne (2)÷(5) della Tabella 2.9-1)

con l'equazione $\gamma = \frac{M_{PZ}}{G \cdot A_{cw} \cdot h_t}$. Il momento sbilanciato M_{PZ} usato in questa equa-

zione, contiene gli effetti dei carichi gravitazionali e quelli prodotti dalle azioni sismiche di progetto.

A partire dalla deformazione tagliante media di ciascun nodo, si può calcolare la deformazione media del PZ per ogni piano. Essa corrisponde, approssimativamente, allo spostamento di piano θ_y (espresso in radianti) prodotto dalla distorsione del pannello e può valutarsi con l'equazione:

$$\theta_y = \frac{\sum_{j=1}^{nc} \gamma_j}{nc} \quad (2.9-1)$$

dove γ_j è la deformazione tagliante del PZ alla colonna j^{ma} di ciascun impalcato e nc è il numero di colonne del telaio al piano considerato.

Queste deformazioni nodali medie sono riportate nella colonna (6) della Tabella 2.9-1, per ciascun livello del telaio di 20 piani con PZ intermedi.

Lo spostamento totale θ_T (espresso in radianti) è dato dallo spostamento di piano θ_{t-c} , valutato sul modello con luci nette, e dalla deformazione tagliante media θ_y :

$$\theta_T = \theta_{t-c} + \theta_y \quad (2.9-2)$$

I risultati di questi calcoli, nel caso in esame, sono mostrati nelle colonne (7) e (8) della Tabella 2.9-1. Gli spostamenti di piano del telaio, valutati considerando le deformazioni del pannello nodale, sono riportati nella colonna (9) e confrontati nelle colonne (10) e (11) con quelli del procedimento proposto.

Un esame della colonna (11) mostra una certa concordanza fra gli spostamenti di piano corretti e quelli della soluzione precisa nel caso di telaio con PZ intermedio.

In Figura 2.9-6 è riportato, sottoforma d'istogramma, il confronto del metodo con i risultati dell'analisi del telaio con PZ debole. L'accordo tra la soluzione esatta e quell'approssimata è soddisfacente.

Piano (1)	Deformazioni γ del PZ [10^{-2} rad]					Spostamenti di piano θ [%]			Effetti del nodo	
	Allineamento delle colonne				Media (6)	Con nodo rigido (7)	Correzione (6)+(7) (8)	Con elemento nodo (9)	Rapporti degli spostamenti	
	A (2)	B (3)	C (4)	D (5)					(7)/(9) (10)	(8)/(9) (11)
Tetto	0,022	0,034	0,034	0,022	0,028	0,195	0,223	0,220	0,89	1,01
20°	0,000	0,051	0,060	0,000	0,028	0,231	0,259	0,251	0,92	1,03
19°	0,037	0,057	0,059	0,037	0,048	0,212	0,260	0,245	0,87	1,06
18°	0,046	0,065	0,060	0,046	0,054	0,236	0,290	0,261	0,90	1,11
17°	0,059	0,071	0,040	0,059	0,057	0,243	0,300	0,273	0,89	1,10
16°	0,025	0,060	0,054	0,025	0,041	0,209	0,250	0,278	0,75	0,90
15°	0,048	0,059	0,059	0,048	0,054	0,212	0,266	0,273	0,78	0,97
14°	0,049	0,064	0,064	0,049	0,057	0,218	0,275	0,283	0,77	0,97
13°	0,064	0,067	0,067	0,064	0,066	0,220	0,286	0,290	0,76	0,98
12°	0,068	0,071	0,070	0,068	0,069	0,225	0,294	0,296	0,76	0,99
11°	0,059	0,073	0,073	0,059	0,066	0,224	0,290	0,296	0,76	0,98
10°	0,062	0,075	0,075	0,062	0,068	0,226	0,434	0,298	0,76	1,46
9°	0,056	0,077	0,077	0,056	0,067	0,216	0,283	0,289	0,75	0,98
8°	0,057	0,080	0,080	0,057	0,069	0,216	0,285	0,289	0,75	0,98
7°	0,053	0,081	0,081	0,053	0,067	0,213	0,280	0,287	0,74	0,98
6°	0,050	0,083	0,083	0,050	0,068	0,212	0,280	0,286	0,74	0,98
5°	0,049	0,084	0,084	0,049	0,067	0,207	0,274	0,281	0,74	0,97
4°	0,050	0,084	0,084	0,050	0,067	0,204	0,271	0,275	0,74	0,99
3°	0,046	0,080	0,080	0,040	0,062	0,195	0,257	0,262	0,74	0,98
2°	0,050	0,084	0,084	0,050	0,067	0,193	0,260	0,237	0,81	1,10
1°	0,018	0,032	0,032	0,018	0,025	-	-	-	-	-

Tabella 2.9-1: Deformazioni dei PZ e correzioni degli spostamenti del telaio a 20 piani con PZ intermedio analizzato da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990).

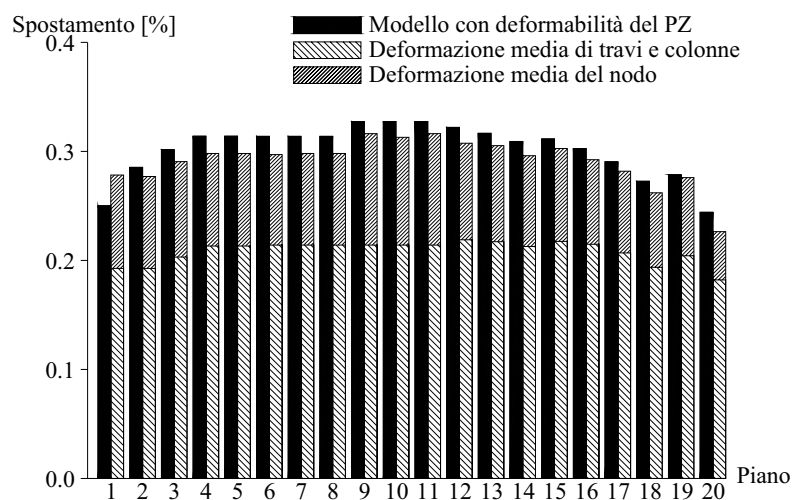


Figura 2.9-6: Confronto fra gli spostamenti corretti col metodo proposto da Tsai K. C. e Popov E. P. (1990) e quelli del telaio con PZ debole.

2.9.2. Le analisi di Liew e Chen

Un programma d'analisi strutturale, sviluppato da Fielding D. J. e Chen W. F. (1973), è stato utilizzato da Liew e Chen per analizzare la struttura mostrata in Figura 2.9-7. Questo sotto-assemblaggio, che rappresenta un generico piano di un telaio d'acciaio, si è assunto che le colonne presentino il loro punto di flesso a metà altezza.

Il programma tiene conto:

- del comportamento degli elementi strutturali sia in campo elastico che in campo plastico;
- delle rotazioni, traslazioni e deformazioni taglienti dei nodi (Figura 2.9-8);
- delle luci nette delle membrature;
- degli effetti del secondo ordine.

Le azioni applicate consistono in un carico uniformemente distribuito w_i , nei carichi assiali P_i nelle colonne e in una forza tagliente di piano H . I carichi w_i e P_i sono costanti, quindi l'angolo φ dovuto allo spostamento di piano δ è legato al tagliente di piano H .

La Figura 2.9-7 mostra la relazione tra H e φ , ottenuta dall'analisi di tre sotto-assemblaggi che differiscono solo per lo spessore del PZ. La curva o-a, infatti, riguarda un modello che ha uno spessore totale del pannello e dei doppi piatti che è il doppio di quello dell'anima della colonna, la curva o-b, invece, fa riferimento a nodi non irrigiditi dalle piastre supplementari d'anima, la curva o-c, infine, è relativa a PZ rigidi e quindi con deformazioni del pannello tanto piccole da non influenzare lo stato tensionale e deformativo della struttura.

L'aumento dello spessore del PZ comporta un incremento della rigidità laterale di circa il 27% ed un accrescimento della resistenza alle azioni laterali di circa il 100%.

Ulteriori aumenti della rigidità del nodo non incidono significativamente sul massimo carico del sotto-assemblaggio, che è limitato dalla formazione delle cerniere plastiche nelle travi piuttosto che dalla plasticizzazione dei pannelli.

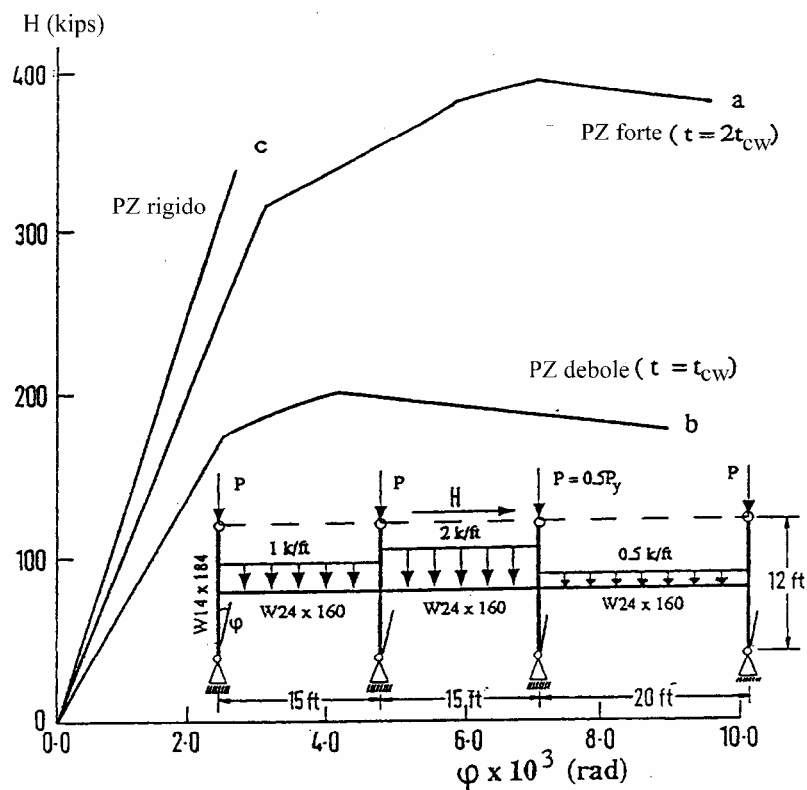


Figura 2.9-7: Relazione forza – deformazione del sotto-assemblaggio analizzato da Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995).

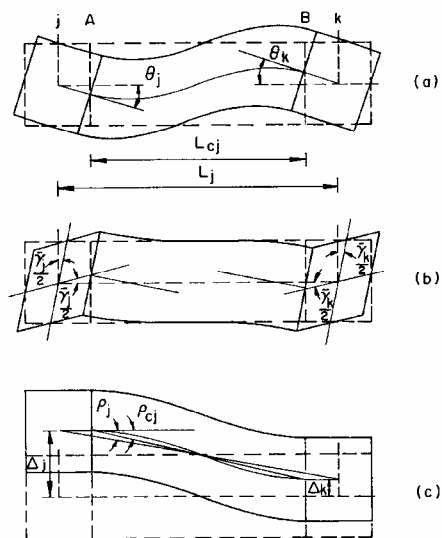


Figura 2.9-8: Spostamenti della trave considerati nel programma d'analisi strutturale sviluppato da Fielding D. J. e Chen W. F. (1973)

La rigidezza elastica del telaio con PZ rigido è circa il 75% maggiore di quella del telaio con nodi non irrigiditi.

Nella Figura 2.9-9, che mostra il risultato dell'analisi in termini di curva momento – deformazione a taglio del PZ, si può notare che:

- i pannelli dei nodi interni si deformano di più rispetto a quelli esterni;
- tutti i PZ non si deformano di più di due volte la deformazione tagliente di primo snervamento γ_y . Ciò significa che la resistenza aggiuntiva degli elementi di contorno dei pannelli nodali non è disponibile prima del raggiungimento del carico limite del sotto-assemblaggio. Per disporre della capacità di resistenza a taglio indicata dalle equazioni (2.5-3), (2.5-8) e (2.5-9), infatti, è necessario che il PZ si deformi di almeno 4 volte la deformazione di primo snervamento (vale a dire $\gamma \geq 4\gamma_y$).

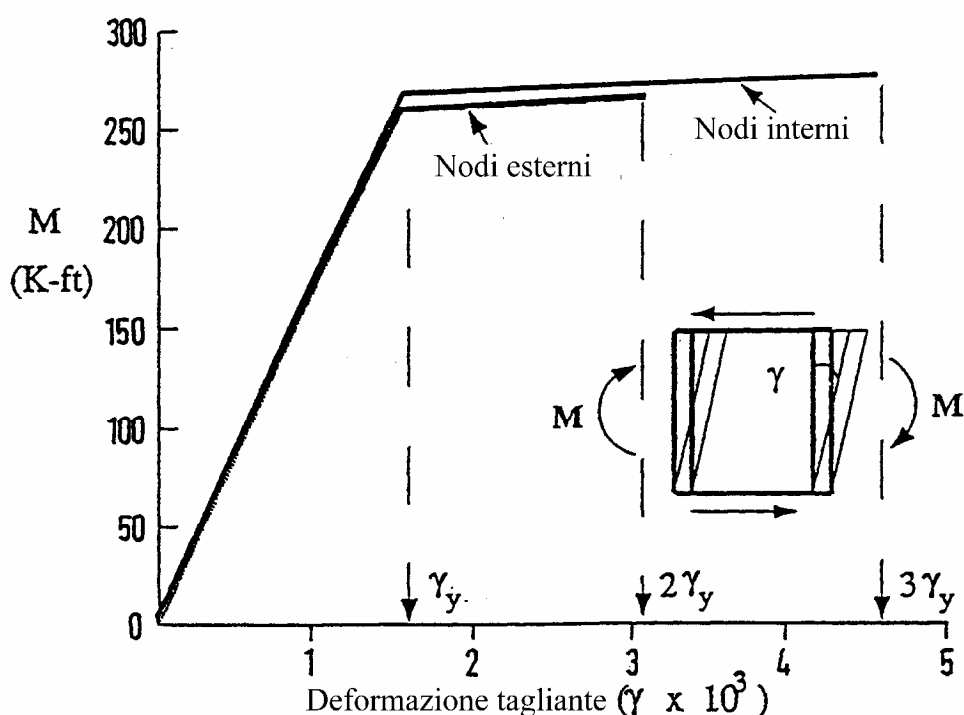


Figura 2.9-9: Relazione momento – deformazione tagliente del pannello nodale per il sotto-assemblaggio con PZ debole analizzato da Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995)

Un altro telaio d'acciaio a 6 piani e 2 campate (Figura 2.9-10) è stato studiato da Liew e Chen, per mezzo di un'analisi del secondo ordine con cerniere plastiche, utilizzando un programma che consente la modellazione del PZ.

In ogni impalcato sono state applicate delle azioni laterali fittizie, d'intensità pari allo 0.5% dei carichi gravitazionali di piano, per tener conto delle tensioni residue e della presenza delle altre imperfezioni iniziali presenti nelle strutture. Esse si sommano alle forze del vento W_i e ai carichi gravitazionali ΣP_u agenti sulla struttura.

Gli obiettivi di questo studio sono:

- 1) discutere la qualità e le limitazioni delle prescrizioni di progetto del PZ;
- 2) esaminare gli effetti che le deformazioni del PZ esplicano sulla stabilità del telaio.

Sulla base dei risultati di quest'analisi, sono state proposte alcune utili indicazioni per il progetto del pannello nodale.

Il modello agli elementi finiti del PZ sul quale si basa l'analisi è mostrato in Figura 2.9-11. Esso schematizza il pannello mediante tre elementi separati: un elemento anima e due elementi flangia.

La formulazione del PZ tiene conto della sua deformabilità tagliante, flessionale ed estensionale, dello snervamento e dell'incrudimento dell'anima a taglio delle colonne e della resistenza post-snervamento degli elementi che circondano il pannello (piattabande della colonna e piatti di continuità).

Le ipotesi di base utilizzate per la modellazione del PZ sono:

- 1) il comportamento tenso-deformativo del pannello si assume essere elastico-perfettamente plastico con incrudimento;
- 2) sono permessi grandi rotazioni rigide del nodo e quindi del PZ, ma le sue deformazioni e distorsioni restano piccole;
- 3) non sono possibili instabilità locali e torsionali del PZ. Si considera, infatti, solo la resistenza ultima del pannello;

Carichi laterali

$$H_A = W_A + 0.005 \sum P_A$$

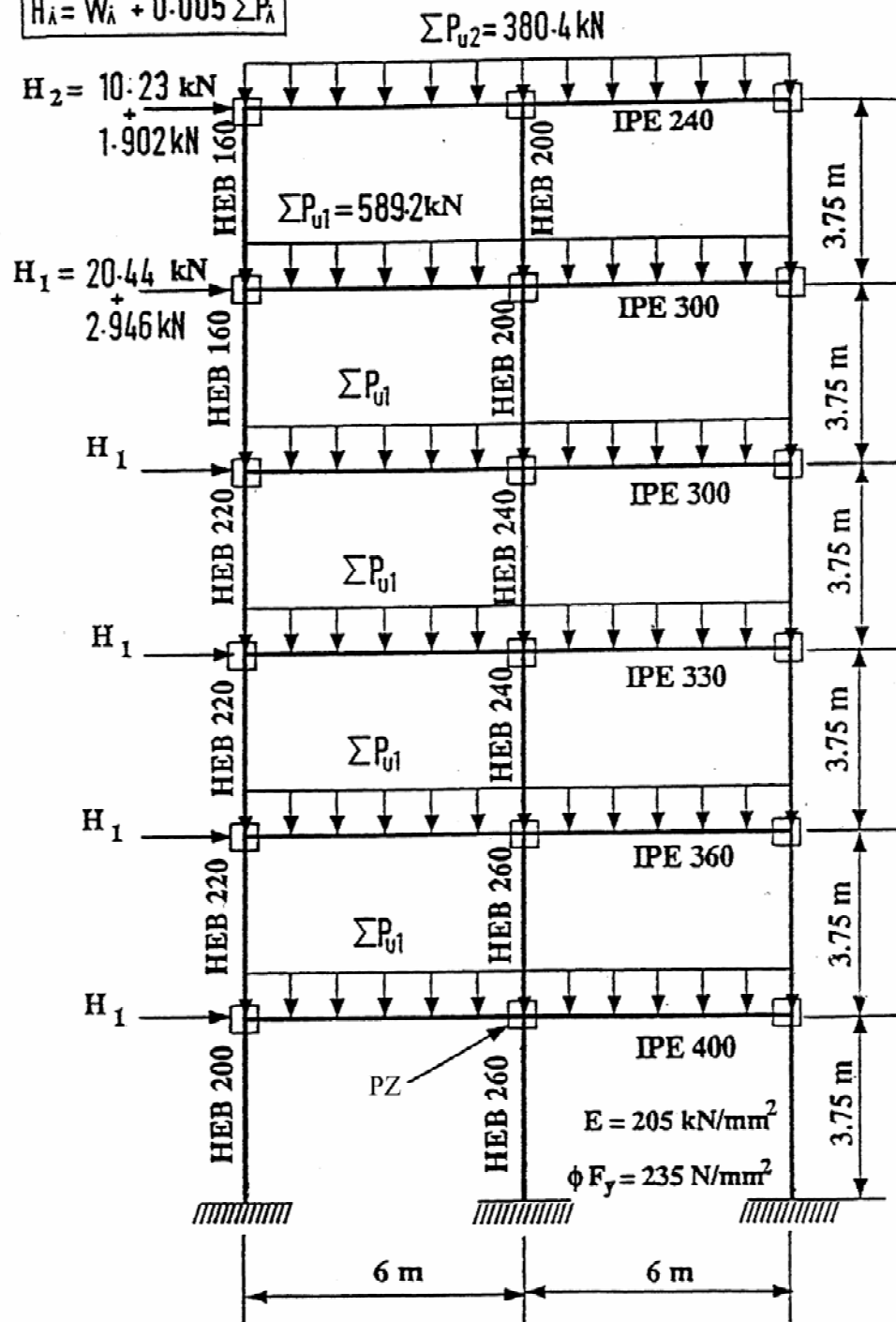


Figura 2.9-10: Dimensioni, carichi e sezioni per il telaio a 6 piani studiato da Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995).

- 4) il completo snervamento del PZ si ha quando la tensione tangenziale media raggiunge il valore limite del criterio di Von Mises;
- 5) si usa una legge di incrudimento isotropo;

6) non si considerano le fratture del materiale e delle saldature.

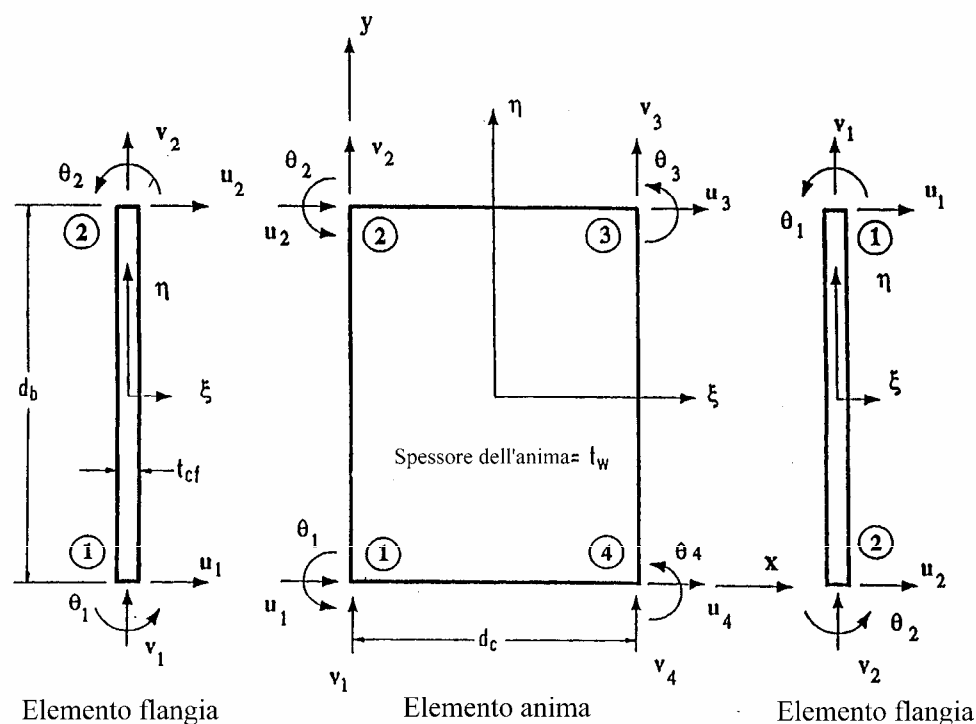


Figura 2.9-11: Modello agli elementi finiti del PZ utilizzato nell'analisi di Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995).

Le proprietà del materiale considerate per la modellazione del PZ sono:

- $E=200000\text{N/mm}^2$;
- $f_y=235\text{N/mm}^2$
- $\nu=0.3$;
- $E_{st}=0.03 \cdot E$.

Tutte le connessioni sono completamente saldate e progettate in accordo con le sezioni K1.2, K1.3, K1.4 e K1.6 delle prescrizioni AISC (1992).

Per la modellazione del telaio, si assume che:

- 1) tutte le membrature sono orientate con l'anima nel piano del telaio;
- 2) tutte le travi sono schematizzate con quattro elementi discreti e tutte le colonne da due elementi;

- 3) tutte le membrature si assumono essere completamente vincolate contro le deformazioni fuori del piano del telaio;
- 4) i carichi gravitazionali sono applicati come carichi concentrati ad ogni quarto della lunghezza delle travi. L'azione del vento, combinata con quella fittizia, è concentrata nei nodi esterni;
- 5) i carichi sono applicati con incrementi proporzionali del 5% fino al carico completo;
- 6) le cerniere plastiche si formano solo alle estremità delle travi.

Le forze assiali di progetto $P_u = N$ nella (2.5-3) e il taglio di progetto V_c nella (2.4-1) sono calcolati sulla base della media delle forze superiori e inferiori nel nodo. I valori di tali azioni sono riassunti nella Tabella 2.9-2.

Piano	Pannello	Somma dei momenti $M_{u1} + M_{u2}$ [k-in]	Taglio medio [kips]	Spessore doppi piatti [in]	
				Nodo tipo1	Nodo tipo2
1	Esterno	1818	11,4	5/16	3/16
	Interno	2859	12,6	3/4	3/8
2	Esterno	1914	11,8	3/8	5/16
	Interno	2464	10,2	9/16	3/8
3	Esterno	1674	11,3	3/8	1/4
	Interno	2073	7,2	1/2	3/8
4	Esterno	1306	8,9	1/4	3/16
	Interno	1915	4,8	1/2	3/8
5	Esterno	1189	3,5	1/2	7/16
	Interno	2183	2	7/8	13/16
6	Esterno	645	0,2	1/4	3/16
	Interno	1478	0,4	11/16	9/16

Tabella 2.9-2: Azioni di progetto e spessori dei doppi piatti del telaio a 6 piani studiato da Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995).

Quando la forza di taglio nel PZ eccede la resistenza a taglio dell'anima della colonna, i nodi sono rinforzati dai doppi piatti, perciò sono previste due tipologie di nodo:

- **nodo di tipo 1**, con PZ forte progettato col criterio di primo snervamento, vale a dire utilizzando la (2.5-1), in modo da garantire al PZ di restare in campo elastico sotto l'azione dei carichi totali;

- **nodo di tipo 2**, con PZ duttile progettato per utilizzare la resistenza post-snervamento del pannello dovuta alla resistenza degli elementi di contorno del pannello (equazione (2.5-3)). Nel PZ lo snervamento si ha prima di raggiungere il carico totale.

Gli spessori dei doppi piatti richiesti per i nodi di tipo 1 e 2 sono illustrati nella tabella. Per la loro presenza, la resistenza del nodo è sempre superiore a quella richiesta dall'equazione (2.4-3).

Sono stati studiati, inoltre, altri due modelli denotati, rispettivamente, come **telaio a nodi rigidi** (che equivale al modello con scostamenti d'estremità del 50%) e **telaio con nodi di dimensione nulla** (che considera le luci teoriche delle membrature ed è equivalente al modello con scostamenti d'estremità dello 0%).

Le figure che seguono mostrano le curve carico-spostamento per i diversi modelli considerati per il telaio in esame. Anche in questo caso c'è una sostanziale coincidenza fra le curve relative al telaio con PZ forte (nodo tipo 1) e quelle del modello con nodo di dimensione nulla. La massima resistenza del telaio, infatti, è raggiunta per un valore del carico, normalizzato al carico corrispondente alla formazione della cerniera plastica, di 1.097 per il modello con scostamenti d'estremità nulli e di 1.096 per il telaio con nodo di tipo 1.

L'uso del nodo di tipo 2 porta ad una riduzione della rigidezza della struttura. La perdita di rigidezza in campo post-snervamento è attribuita alla deformazione tagliente plastica del PZ e alla conseguente formazione di cerniere plastiche nella struttura.

Il collasso del telaio si manifesta per instabilità laterale causata dagli eccessivi valori assunti dagli spostamenti laterali.

Occorre ancora osservare che permettere lo snervamento anticipato del pannello nodale porta ad una riduzione della capacità portante della struttura. Il carico limite predetto per il telaio con nodi di tipo 2 è, infatti, circa il 9% inferiore a quello ricavato per il modello con PZ di tipo 1.

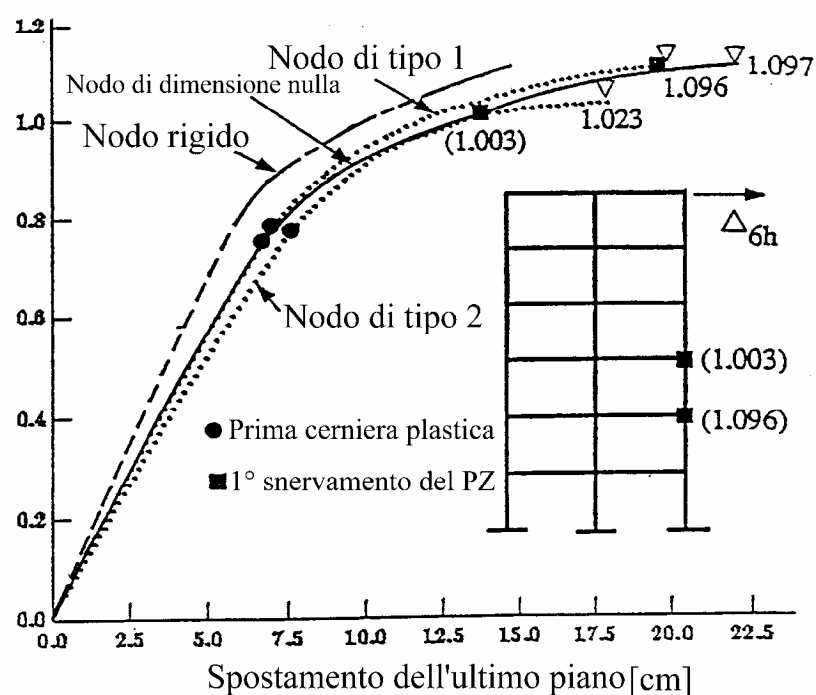
La rigidezza post-snervamento del telaio con pannelli d'anima di tipo 2 non è sufficiente a resistere alle addizionali forze $P-\Delta$, causando delle deformazioni plastiche a taglio del PZ snervato. La resistenza post-snervamento del pannello richiede elevate deformazioni a taglio, che nella struttura con nodi di tipo 2 non avvengono prima del raggiungimento della resistenza limite del telaio.

Gli spostamenti del modello con nodi di tipo 2 sono maggiori a quello con nodi di tipo 1 di circa l'8%.

La rigidezza laterale della struttura dipende anche dalla rigidezza del PZ. Il modello con nodi rigidi sovrastima la rigidezza laterale del telaio di circa il 20% e 30% rispetto ai modelli con nodi di tipo 1 e 2.

La rigidezza post-snervamento del PZ, poiché ha in genere piccole influenze sui limiti di resistenza del telaio e non tutti i pannelli subiscono elevate deformazioni taglienti, può essere ignorata nel modellare il comportamento del PZ per l'analisi della stabilità del telaio.

Carico adimensionalizzato



Carico adimensionalizzato

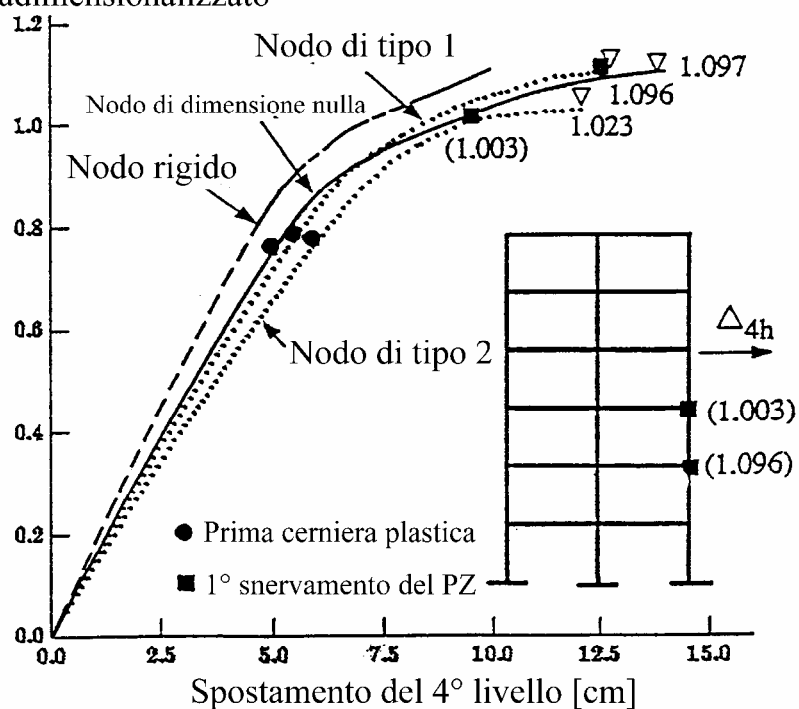


Figura 2.9-12: Confronto fra le curve carico-spostamento per i diversi modelli del telaio a 6 piani studiato da Liew J. Y. R. e Chen W. F. (1995).

2.9.3. Osservazioni e indicazioni di progetto

Le varie ricerche teoriche e sperimentali hanno suggerito di tenere conto, in sede di analisi, delle deformazioni del PZ quando sono verificate le seguenti condizioni (Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995):

$$\frac{d_b}{h} > \frac{1}{8}$$
$$\frac{d_c}{L} > \frac{1}{20}$$

dove d_b e d_c sono, rispettivamente, le altezze della sezione della trave e della colonna, h è l'altezza d'interpiano e L è la luce delle travi.

Nel caso di telaio con PZ non irrigiditi che verificano le precedenti condizioni, infatti, si riscontra un diverso comportamento carico-deformazione a seconda del tipo d'analisi, cioè a seconda che si consideri l'analisi del 2° ordine sul modello con luci teoriche o l'analisi col modello che include le deformazioni del pannello nodale.

Per cui, è possibile affermare che, se nell'analisi strutturale non si considera la deformabilità del PZ, il progetto deve essere basato sull'equazione (2.4-3), con il taglio resistente valutato con la (2.5-1). In questo caso, l'analisi strutturale convenzionale, che considera in altre parole le distanze teoriche delle membrature, valutate da asse ad asse, è sufficientemente accurata per valutare gli effetti delle deformazioni del pannello nodale sul telaio sotto le azioni di progetto. Poiché non sono coinvolti nuovi gradi di libertà o elementi addizionali nella formulazione della rigidità, quest'approccio semplificato è quello preferito nelle pratiche progettuali.

Se, invece, il programma di calcolo tiene conto degli effetti della deformabilità del PZ, l'equazione (2.5-3) può essere usata più vantaggiosamente della (2.5-1), per una più economica progettazione del pannello nodale. A scapito dei minor costi realizzativi dei PZ, le analisi diventano però più complicate per l'aumento dei gradi di libertà necessari per la modellazione del comportamento inelastico del pannello.

Ulteriori studi sono, tuttavia, ancora necessari per comprendere il comportamento delle strutture con PZ deformabili soggetti a carichi ciclici. Durante i terremoti del 1994 di Northridge in California e quello del 1995 di Kobe in Giappone si sono, infatti, verificati severi danni ai collegamenti dei telai d'acciaio progettati nel rispetto dei codici normativi vigenti all'epoca. Consentire al PZ di deformarsi plasticamente richiede, come più volte osservato, un'elevata duttilità nelle saldature, in special modo in corrispondenza delle flange tese della trave, con conseguenti possibilità di rottura dei cordoni.

CAPITOLO TERZO: L'INFLUENZA DELLA SNELLEZZA DEL PANNELLO NODALE SUL COMPORTAMENTO CICLICO DEL NODO

3.1. PREMESSA

Nella Figura 3.1-1 sono riportate le curve d'isteresi di due collegamenti saldati trave-colonna, caratterizzati da diversi valori della snellezza del PZ, sottoposti ad una storia ciclica ad ampiezza degli spostamenti crescente secondo le raccomandazioni ECCS (1986).

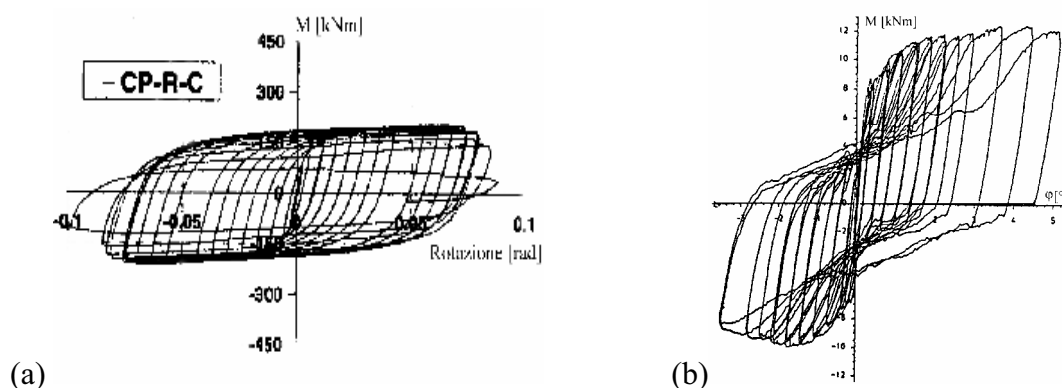


Figura 3.1-1: Cicli d'isteresi di due collegamenti saldati trave-colonna aventi diversa snellezza del PZ((a) Ciutina A. L. e Dubina D., 2003; (b) Vayas I., Pasternak H. e Schween T., 1995).

Le curve cicliche di sinistra sono relative all'esperienze di laboratorio condotte da Ciutina A. L. e Dubina D. (2003) sul provino CP-R-C, caratterizzato da un PZ con snellezza geometrica pari a 30, che esibisce un comportamento isteretico desiderabile, caratterizzato da un incremento considerevole della resistenza oltre il primo snervamento, da un incrudimento ciclico significativo e da curve d'isteresi larghe e stabili.

Le curve a destra, invece, sono relative agli esperimenti effettuati da Vayas I., Pasternak H. e Schween T. (1995) sul provino DZ 5-10-H, avente una snellezza del pannello nodale pari a 300. Essi si differenziano da quelli di Figura 3.1-1 (a), che poi sono quelli che tipicamente definiscono il comportamento dei collegamenti sal-

dati trave-colonna d'acciaio con PZ debole, per la presenza del pinching, che riduce la capacità dissipativa del PZ e per la progressiva riduzione di rigidità del nodo.

Il comportamento di questo provino, per l'elevata snellezza del pannello d'anima, è infatti caratterizzato da fenomeni d'instabilità locale, che si manifestano in corrispondenza delle parti compresse del PZ, ma che tuttavia non esauriscono la capacità portante del collegamento a causa della formazione di un nuovo meccanismo resistente in quella che, solitamente, si definisce fase post-critica.

Si pone, allora, il problema di definire le condizioni critiche in corrispondenza delle quali insorge l'instabilità locale e, quindi, l'esigenza di comprendere il comportamento del pannello nodale snello nella fase post-critica.

In particolare, è importante individuare i valori limiti della snellezza geometrica del PZ che separano i pannelli che possono definirsi tozzi, con comportamento ciclico del tipo di Figura 3.1-1 (a), da quelli snelli, che mostrano cicli d'isteresi analoghi a quelli di Figura 3.1-1 (b) e quindi meno adatti al loro utilizzo nelle zone sismiche ad elevata intensità.

A tale scopo si ritiene utile sviluppare, nei paragrafi che seguono, un approfondito studio sul comportamento critico delle piastre soggette all'azione di taglio: i pannelli d'anima, infatti, consistono in lastre rettangolari sottili contornate dagli irrigidimenti (flange della colonna e eventuali piatti di continuità).

Lo scopo principale resta comunque quello di indagare sul comportamento critico e post-critico degli elementi piastra soggetti a differenti stati tensionali con riferimento al comportamento del pannello nodale dei collegamenti saldati trave-colonna.

In particolare, con riferimento ai differenti stati di sollecitazione, vengono esaminati due aspetti: la resistenza di critica (elastica ed inelastica) e la resistenza post-critica.

3.2. IL COMPORTAMENTO DELLE LASTRE NON IR- RIGIDITE: LA TEORIA DELL'INSTABILITÀ LINEA- RE

Con riferimento ad una lastra rettangolare di dimensioni $a \cdot b$ caricata da tensioni normali σ_o e tangenziali τ , ciascuna delle quali viene ipotizzata agire separatamente, si possono definire le tensioni ideali di imbozzamento:

$$\sigma_{cr}^o = k_\sigma \cdot \sigma_E \quad (3.2-1)$$

$$\tau_{cr}^o = k_\tau \cdot \sigma_E \quad (3.2-2)$$

dove σ_E è la tensione di riferimento, corrispondente al carico critico euleriano di una lastra indefinita di larghezza b e spessore t semplicemente appoggiata agli estremi, pari a (Brayan, C. M., 1891):

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot D}{b^2 \cdot t} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.2-3)$$

e che per l'acciaio ($\nu=0.3$) diventa:

$$\sigma_E \cong 0.9 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.2-4)$$

I coefficienti k_σ e k_τ , detti coefficienti d'imbozzamento, dipendono dalla distribuzione di tensione, dal fattore di forma ($\alpha=a/b$) e dalle condizioni di vincolo al contorno. I valori di tali coefficienti possono ricavarsi dai diagrammi di Figura 3.2-1 (a), (b) e (c).

In particolare, per k_τ si può assumere la seguente legge (Ivanyi M. e Skaloud M., 1992):

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \text{ per } \alpha \geq 1 \quad (3.2-5)$$

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} \text{ per } \alpha < 1 \quad (3.2-6)$$

quando tutti i lati sono semplicemente appoggiati e:

$$k_{\tau} = 8.98 + \frac{5.6}{\alpha^2} \text{ per } \alpha \geq 1 \quad (3.2-7)$$

$$k_{\tau} = 5.6 + \frac{8.98}{\alpha^2} \text{ per } \alpha < 1 \quad (3.2-8)$$

quando tutti i lati sono incastrati.

In Figura 3.2-1 (d) sono mostrati i modi deformativi delle lastre soggette a compressione, che dimostrano l'improvviso cambiamento del modo d'instabilizzare con l'incremento di α . Le corrispondenti curve sono riportate in Figura 3.2-1 (a) (compressione) e (b) (flessione).

Quando invece le tensioni σ e τ agiscono simultaneamente, la loro combinazione che conduce all'imbozzamento è caratterizzata dalla coppia di valori σ_{cr} e τ_{cr} che definiscono caso per caso un punto del dominio di stabilità del pannello (Figura 3.2-2).

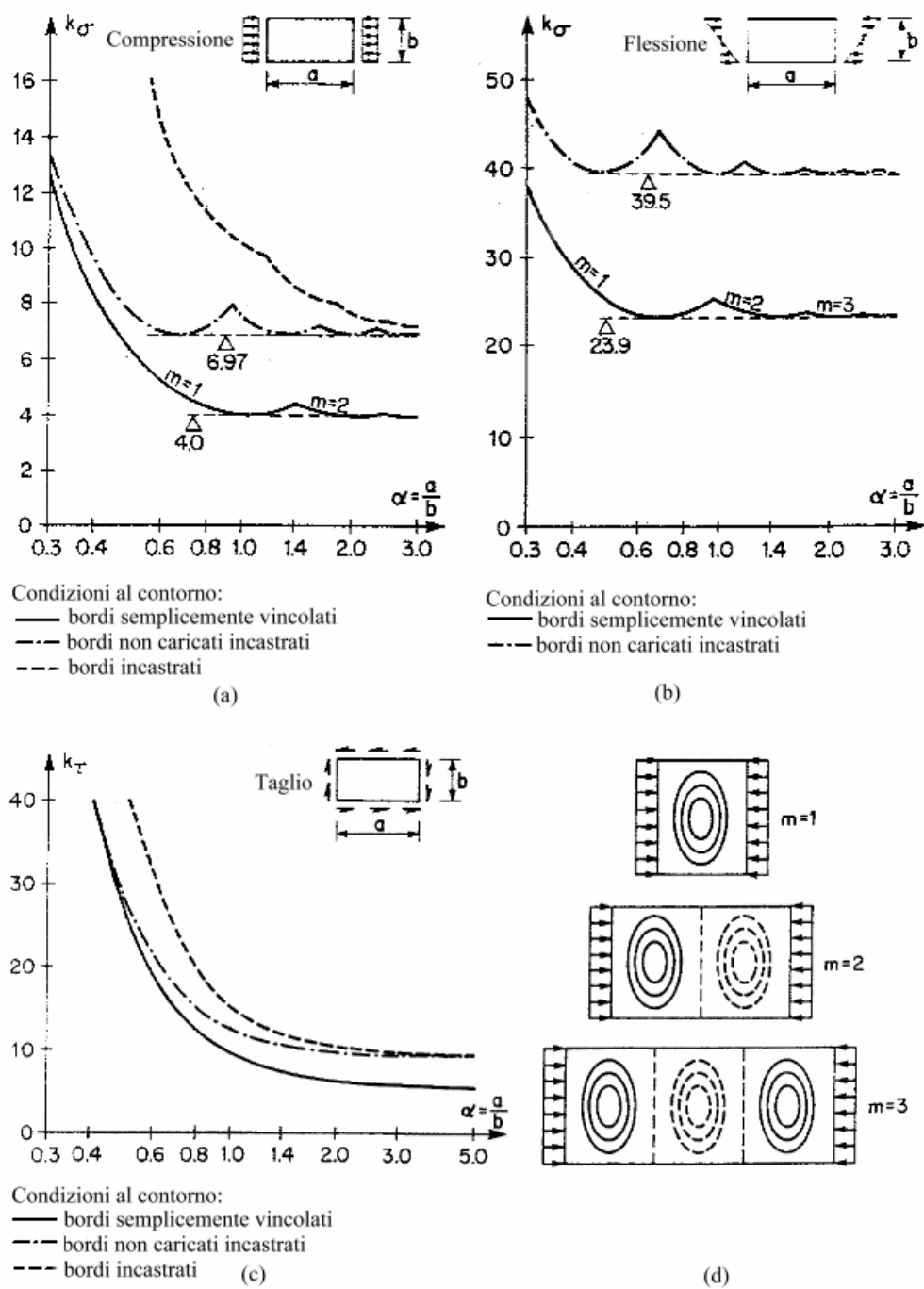


Figura 3.2-1: Coefficienti d'imbozzamento delle lastre soggette a compressione (a), flessione (b) e taglio (c) e forme d'imbozzamento per le lastre compresse (d) (Dubas P. e Gehri E., 1986).

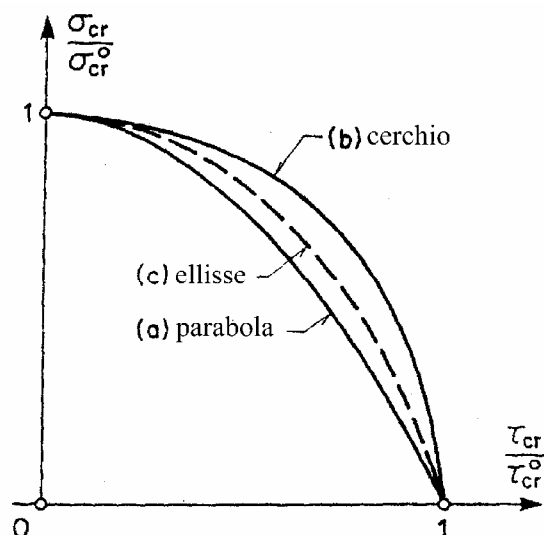


Figura 3.2-2: Curve d'interazione tra taglio e compressione o flessione (Ivanyi M. e Skaloud M., 1992).

In via approssimata, tale dominio può essere definito tramite formule d'interazione appositamente costruite per risolvere a vantaggio di sicurezza i casi più semplici ma anche i più frequenti. Ad esempio, nel caso di pannelli senza irrigidimenti, egualmente vincolati agli estremi con appoggi o incastri, Massonet propone:

$$\frac{(1+\Psi)}{4} \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_o} + \sqrt{\frac{(3-\Psi)}{4} \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_o}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_o}\right)^2} = 1 \quad (3.2-9)$$

dove il parametro Ψ esprime la variabilità delle tensioni normali σ (Figura 3.2-3).

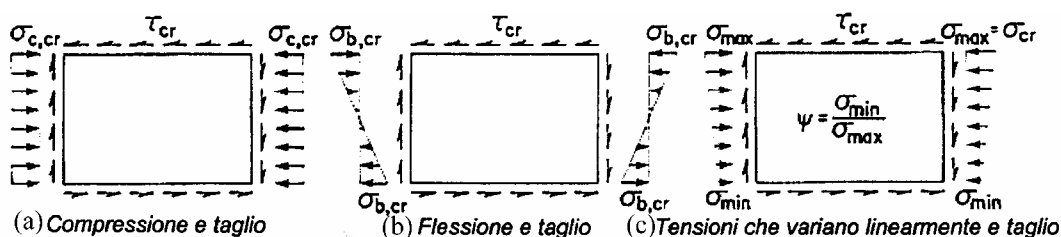


Figura 3.2-3: Interazione tra le tensioni normali e quelle da taglio (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Nel piano σ - τ la (3.2-9) è un'ellisse centrata nell'asse verticale e simmetrica rispetto a questo (Figura 3.2-2 curva (c)). Per le curve (a) e (b) possono, invece, utilizzarsi le relazioni fornite nel 1936 da Chawalla:

$$- \frac{\sigma_{c,cr}}{\sigma_{c,cr}^o} + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^o} \right)^2 = 1 \text{ (parabola con asse verticale), nel caso di lastra}$$

semplicemente vincolata lungo i quattro lati e soggetta a compressione e taglio (Figura 3.2-3 (a));

$$- \left(\frac{\sigma_{b,cr}}{\sigma_{b,cr}^o} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^o} \right)^2 = 1 \text{ (cerchio di raggio unitario), nel caso di lastra}$$

semplicemente vincolata lungo i quattro lati e soggetta a flessione e taglio (Figura 3.2-3 (b)).

La coppia di valori σ_{cr} e τ_{cr} può anche combinarsi secondo il criterio di Von Mises, per fornire la tensione ideale di confronto, equivalente allo stato tensionale composto:

$$\sigma_{cr}^{id} = \sqrt{\sigma_{cr}^2 + 3\tau_{cr}^2} \quad (3.2-10)$$

In tal caso, dette σ e τ le tensioni agenti nel pannello in una situazione di carico precedente l'imbozzamento, la tensione di riferimento:

$$\sigma^{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (3.2-11)$$

dovrà essere moltiplicata per un fattore ζ per ottenere le condizioni critiche (3.2-10):

$$\sigma_{cr}^{id} = \zeta \cdot \sigma^{id} \quad (3.2-12)$$

Inoltre, supponendo che i carichi si incrementino in maniera proporzionale, risulta anche:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = \frac{\tau}{\tau_{cr}} = \frac{1}{\zeta} \quad (3.2-13)$$

Se si moltiplica primo e secondo membro della (3.2-13) per $1/\zeta$ data dalla (3.2-10) e si sostituisce l'espressione di ζ così ricavata nella (3.2-12), si ottiene:

$$\sigma_{cr}^{id} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{\frac{(1-\Psi)}{4} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}^o} + \sqrt{\left(\frac{3-\Psi}{4}\right)^2 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}^o}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}^o}\right)^2}} \quad (3.2-14)$$

valida in regime monoassiale. Essa fornisce:

- $\sigma_{cr}^{id} = \sigma_{cr}^o$ per $\tau=0$;
- $\sigma_{cr}^{id} = \frac{\tau_{cr}^o}{\sqrt{3}}$ per $\sigma=0$.

La (3.2-14) è anche adottata come tensione di confronto nelle istruzioni CNR10011 per le verifiche all'imbozzamento dei pannelli.

Nel caso biassiale con σ_x , σ_y e τ un analogo procedimento porta a dedurre le seguenti formule:

$$\sigma_{cr}^{id} = \frac{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2}}{\frac{(4-\rho)}{4} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,y}^o} + \sqrt{\frac{\rho}{4} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,y}^o}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr,x}^o}\right)^2}} \quad (3.2-15)$$

per $\rho \leq 1$, oppure:

$$\sigma_{cr}^{id} = \frac{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2}}{\frac{(2+\rho)}{4} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,y}^o} + \sqrt{\frac{(2-\rho)}{4} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,y}^o}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr,x}^o}\right)^2}} \quad (3.2-16)$$

per $\rho > 1$, essendo:

$$\rho = \frac{\tau \cdot k_{\sigma,x}}{\sigma_x \cdot k_{\tau}} \quad (3.2-17)$$

una funzione dello stato tensionale e dei coefficienti d'imbozzamento del pannello.

Per $\tau=0$ ($\rho=0$), la frontiera del dominio di stabilità espressa dalla (3.2-15) è una retta di equazione:

$$\frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{cr,x}^o} + \frac{\sigma_{cr,y}}{\sigma_{cr,y}^o} = 1 \quad (3.2-18)$$

mentre per $\sigma_x=0$ la (3.2-16) individua una frontiera parabolica (si veda la Figura 3.2-4)

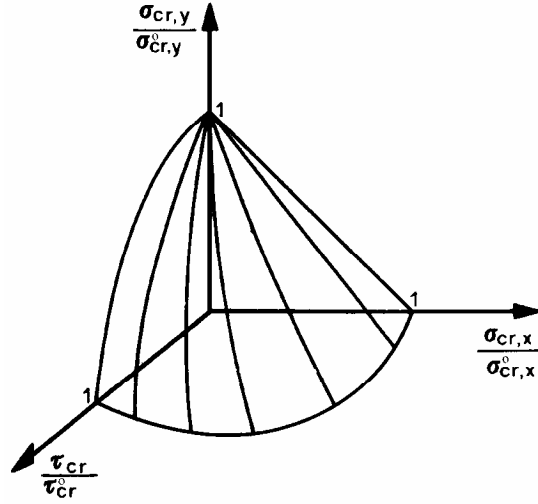


Figura 3.2-4: Dominio di stabilità del pannello (Ballio G. e Mazzolani F. M., 1987).

Quando la tensione critica ideale supera il limite di proporzionalità del materiale, convenzionalmente assunto pari a:

$$f_e = 0.8 \cdot f_y \quad (3.2-19)$$

occorre sostituirla con una tensione di confronto:

$$\sigma_{cr}^{id} = \eta \cdot \sigma_{cr}^{id} \quad (3.2-20)$$

ridotta attraverso un apposito fattore $\eta < 1$, dato dal rapporto

$$\eta = \sqrt{\frac{E_t}{E}} \quad (3.2-21)$$

per tenere conto degli effetti plastici (l'instabilità, quindi, avviene in campo plastico). Il fattore di riduzione η risulta, quindi, funzione dello stato tensionale cui è riferito. Infatti, se si assume per il modulo tangente istantaneo E_t l'espressione:

$$E_t = E \cdot \left(1 - \frac{(\sigma - f_e)^2}{(f_y - f_e)^2} \right) \quad (3.2-22)$$

e si calcola il suo valore per il livello tensionale $\sigma = \sigma_{cr}^{rid}$ si ottiene, ricordando la (3.2-19)

$$E_t = \left(40 \cdot \frac{\sigma_{cr}^{rid}}{f_y} - 25 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}^{rid}}{f_y} \right)^2 - 15 \right) \quad (3.2-23)$$

che sostituito nella (3.2-20) consente di ricavare l'espressione esplicita della tensione di confronto ridotta:

$$\sigma_{cr}^{rid} = f_y \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr}^{id}} \right)^2}}{25 + \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr}^{id}} \right)^2} \quad (3.2-24)$$

Una volta calcolata la tensione ideale di confronto σ_{cr}^{id} della teoria lineare, o il suo eventuale valore ridotto σ_{cr}^{rid} (se $\sigma_{cr}^{id} > 0.8f_y$), le raccomandazioni ECCS (1986) consentono di correggerla con un apposito fattore α_c , purché esso non superi un valore limite imposto α_c^* , per tener conto delle riserva di resistenza post-critica che si può attendere dal pannello.

Per la verifica di stabilità della piastra dovrà quindi risultare:

$$\sigma_{id} < \alpha_c^* \cdot \sigma_{cr}^{id} \quad (3.2-25)$$

oppure:

$$\sigma_{id} < \alpha_c^* \cdot \eta \cdot \sigma_{cr}^{id} = \alpha_c^* \cdot \sigma_{cr}^{rid} \quad (3.2-26)$$

essendo, nel caso più generale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \quad (3.2-27)$$

I valori limite del fattore di correzione α_c^* proposti dalle raccomandazioni ECCS (1986) sono riportati nella Tabella 3.2-1.

Fattore di correzione	Stati tensionali semplici	Valori imposti
$\alpha_{c,y}^*$	Compressione trasversale (σ_y)	0.83
$\alpha_{c,x}^*$	Tensioni normali (σ_x)	$1.05-0.11 \cdot (1+\Psi)$
$\alpha_{c,xy}^*$	Tensioni tangenziali (τ)	1.05

Tabella 3.2-1: Valori limite del fattore di correzione α_c^* (Ballio G. e Mazzolani F. M., 1987).

Il parametro Ψ che, come già anticipato, definisce la variazione del diagramma delle tensioni normali (Figura 3.2-3), non può essere inferiore a -1.

Per stati tensionali composti da σ_x , σ_y e τ agenti simultaneamente si può porre:

$$\alpha_c^* = \sqrt{\frac{\left(\frac{\alpha_{c,x}^* \cdot \sigma_x}{\sigma_{cr,x}^o}\right)^2 + \left(\frac{\alpha_{c,y}^* \cdot \sigma_y}{\sigma_{cr,y}^o}\right)^2 + \left(\frac{\alpha_{c,xy}^* \cdot \tau}{\tau_{cr}^o}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr,x}^o}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr,y}^o}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}^o}\right)^2}} \quad (3.2-28)$$

3.3. IL COMPORTAMENTO AL COLLASSO DELLE LASTRE SOGGETTE A TAGLIO

3.3.1. Meccanismo base del taglio

Nel comportamento di una piastra soggetta a taglio è possibile distinguere due fasi comportamentali. Nella prima fase sono assenti fenomeni d'instabilità e la tensione è, essenzialmente, una combinazione di componenti diagonali di trazione e di compressione di uguale intensità. Ed è la tensione principale di compressione la causa degli effetti destabilizzanti che portano allo sbandamento della lastra.

Quando la tensione tangenziale che, come visto nel precedente capitolo, può considerarsi approssimativamente costante raggiunge il valore critico, il pannello s'imbozza dando origine all'inizio della seconda fase comportamentale, nella quale il comportamento è ancora stabile in campo elastico, per la formazione di campi di tensione diagonali, la cui presenza è stata messa in evidenza in numerose indagini sperimentali, con bande compresse inattive e diagonali tese che ancora possono resistere fino al raggiungimento del collasso per rottura a trazione del materiale. Tale comportamento è, comunque, possibile solo se gli elementi di contorno del pannello (flange e piatti di irrigidimento) sono sufficientemente rigidi.

In tal caso si può instaurare, in fase post-critica, un nuovo schema di funzionamento statico capace di resistere fino a valori del carico di collasso molto maggiori di quello critico (Ballio G. e Mazzolani F. M., 1987).

Nella fase post-critica le tensioni principali, a differenza di quanto accade nella fase pre-critica, assumono moduli differenti e non sono più inclinati a 45° (Figura 3.3-1).

Ne consegue che gli elementi di bordo non sono più soggetti a sole tensioni tangenziali ma anche a tensioni normali che nascono per l'equilibrio. Se questi elementi al contorno sono rigidi, la resistenza post-critica può svilupparsi uniformemente sull'intera area della piastra. Se invece sono flessibili, le tensioni normali si

sviluppano solo in una zona della lastra e le direzioni delle tensioni principali variano ulteriormente; solo una parte della riserva di resistenza post-critica può essere mobilitata. La resistenza ultima dipende, quindi, dalla capacità portante dell'anima e dagli elementi di bordo.

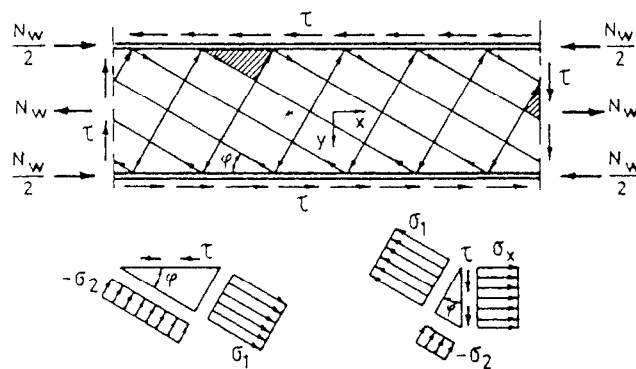


Figura 3.3-1: Tensioni principali al contorno del pannello d'anima (Ivanyi M. e Skaloud M., 1992).

La stima della capacità ultima a taglio di un pannello d'anima richiede necessariamente la conoscenza di:

- valore delle tensioni principali di trazione e di compressione;
- direzione delle tensioni principali;
- contributo degli elementi di contorno sulla resistenza di post-critica.

3.3.2. Effetto delle imperfezioni

Le imperfezioni geometriche iniziali causano un aumento delle deformazioni fuori del piano fin dall'inizio dell'applicazione del carico. L'effetto di queste imperfezioni sul collasso del pannello è, però, attenuato dalla presenza degli elementi tesi che oppongono resistenza al carico. Infatti, la componente di trazione, insensibile alle imperfezioni, domina il comportamento per una certa ampiezza della deformazione e l'effetto globale è di ridurre la sensibilità della resistenza a taglio della piastra dal livello di imperfezione.

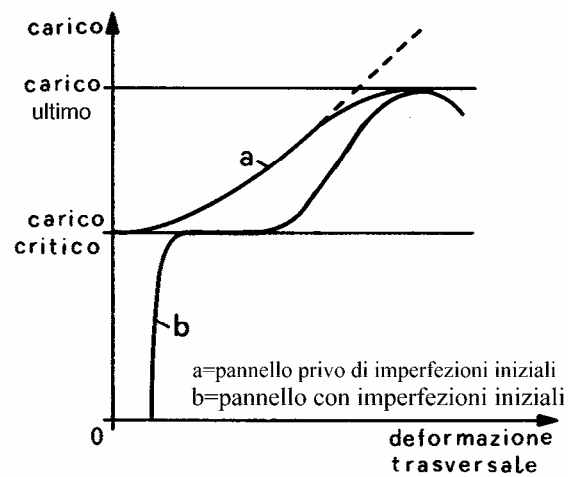


Figura 3.3-2: *Influenza delle imperfezioni del pannello sulla sua capacità portante (Ivanyi M. e Skaloud M., 1992).*

Dalla Figura 3.3-2 si osserva che il carico di collasso è praticamente indipendente dalla situazione deformativa iniziale del pannello.

3.3.3. Modelli incompleti dei campi di tensione diagonale

3.3.3.1. Generalità

Il comportamento post-critico di una lastra soggetta a taglio può essere esaminato tramite la teoria della diagonale tesa.

L'estrema deformabilità di un pannello snello lo rende incapace di sopportare ogni sforzo di compressione ed esso, per carichi molto bassi, si imbozza per taglio con conseguente formazione di onde diagonali. Tuttavia, il taglio continua ad essere sopportato dalle componenti orizzontali e verticali degli sforzi di trazione diagonali, che sono in realtà distribuiti su tutto il pannello, ma che possono in buona sostanza pensarsi concentrati sulle diagonali (Ballio G. e Mazzolani F. M., 1987).

Invece, quando la snellezza b/t della piastra soggetta a taglio è molto alta, si sviluppa un campo di pura trazione. Questa situazione, però, non si incontra nelle comuni strutture d'acciaio usate nella pratica dell'ingegneria civile. Infatti la snellezza di una normale anima di lastra raramente eccede 400 e spesso è al disotto dell'intervallo $100 \div 300$ ed è in questo ultimo caso che si sviluppa, come descritto in precedenza, solo un campo incompleto di tensione, cioè una banda diagonale tesa (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Nel seguito verranno illustrati i principi base della teoria del campo incompleto delle anime soggette a taglio, sviluppata nell'ipotesi che il comportamento dell'anima a taglio si possa suddividere in due fasi:

- 1) l'intero pannello soggetto all'azione del taglio puro $V = \tau \cdot b \cdot t$ con $0 \leq V \leq V_s$, dove V_s è il limite per il carico di puro taglio e τ è la tensione tangenziale media a taglio agente nell'anima;
- 2) formazione della banda diagonale tesa, per $V > V_s$ ma minore del carico ultimo a taglio V_u .

Introducendo il fattore della banda diagonale tesa k , dato dalla relazione:

$$V - V_s = k \cdot V \quad (3.3-1)$$

si può scrivere:

$$V_s = (1 - k) \cdot V \quad (3.3-2)$$

Lo stato tensionale dell'anima soggetta a taglio è mostrato nella figura che segue. Le due tensioni principali valgono:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (1 - k) \cdot \tau \cdot \sin 2\varphi + \frac{2k \cdot \tau}{\sin 2\varphi} \\ \sigma_2 &= -(1 - k) \cdot \tau \cdot \sin 2\varphi \end{aligned} \quad (3.3-3)$$

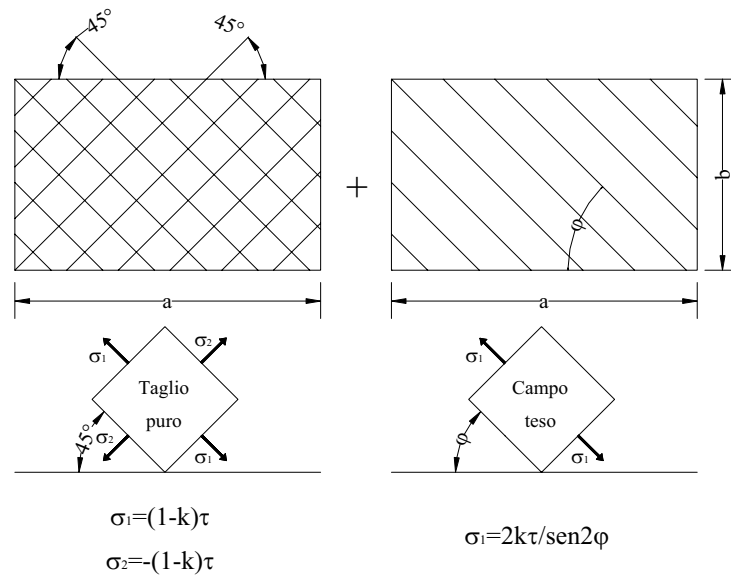


Figura 3.3-3: Stati di tensione per puro taglio e per il campo diagonale teso (Dubas P. e Gehri E., 1986).

3.3.3.2. Campo teso incompleto per anime con elementi al contorno rigidi

Nel caso di elementi al contorno perfettamente rigidi, l'angolo φ è pari a 45° e la (3.3-3) diviene:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= (1+k) \cdot \tau \\ \sigma_2 &= -(1-k) \cdot \tau\end{aligned}\quad (3.3-4)$$

per cui la tensione equivalente, in accordo col criterio di Von Mises, diviene:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_1 \cdot \sigma_2} = \tau \cdot \sqrt{3+k^2} \quad (3.3-5)$$

Per taglio puro si ha $k=0$ e quindi:

$$\sigma_{eq} = \tau \cdot \sqrt{3} \quad (3.3-6)$$

mentre per pura azione di trazione risulta $k=1$, $\sigma_2=0$ e perciò:

$$\sigma_{eq} = 2 \cdot \tau \quad (3.3-7)$$

Il carico ultimo è raggiunto quando la condizione di plasticizzazione $\sigma_{eq} = f_y$ è soddisfatta, così che il carico ultimo a taglio ricavato dalla (3.3-5) è:

$$V_u^R = \tau_u \cdot b \cdot t = \frac{f_y \cdot b \cdot t}{\sqrt{3+k^2}} \quad (3.3-8)$$

La deformazione incrudente è trascurata. Sulla base delle evidenze sperimentali Huhn suggerì la seguente formula per il fattore del campo teso:

$$k_k = th \left[0.5 \cdot \log \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right) \right] \quad (3.3-9)$$

che può essere approssimato dalla seguente espressione:

$$k_k \cong 0.434 \cdot \rho \cdot \left(1 + \frac{\rho^2}{3} \right) \quad (3.3-10)$$

$$\text{con } \rho = \frac{V - V_{cr}}{V + V_{cr}}.$$

È possibile introdurre il fattore di campo teso k_{cr} che risulta dall'assunzione che un'azione di taglio puro agisca sul carico critico $V_s = V_{cr}$ e che, non appena questo

carico è superato, l'anima si comporta come una banda tesa per i carichi addizionali. Allora:

$$k_k = 1 - \frac{V_{cr}}{V} \quad (3.3-11)$$

Dai valori di k_k e k_{cr} rappresentati in Figura 3.3-4 è possibile vedere che k_{cr} è molto più conservativo di k_k .

Calcoli numerici mostrano che per anime di snellezza normale con elementi al contorno perfettamente rigidi, il carico ultimo è vicino al carico di snervamento in puro taglio. Una tale anima, quindi, si comporta come se non sbandasse.

Per una bassa snellezza, l'anima è soggetta a puro taglio e il carico di snervamento corrisponde al carico tagliante ultimo ottenuto tenendo conto della (3.3-6) e della condizione di plasticizzazione $\sigma_{eq} = f_y$, risultando:

$$V_u^R = V_y = \frac{f_y \cdot b \cdot t}{\sqrt{3}} = 0.577 \cdot f_y \cdot b \cdot t \quad (3.3-12)$$

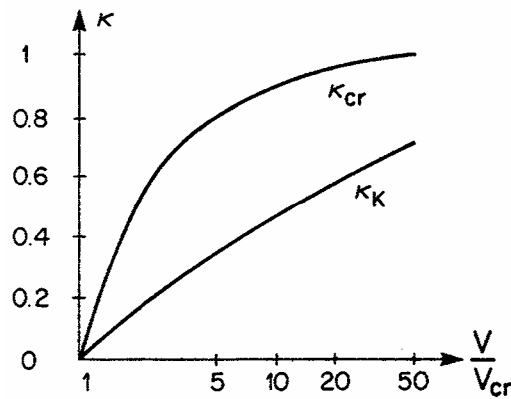


Figura 3.3-4: Valori di k_{cr} e di k_k (Dubas P. e Gehri E., 1986).

D'altra parte, un'anima molto snella tende a comportarsi come un campo puro in trazione ($k=0$) e, per la (3.3-8), la sua resistenza tagliante ultima è:

$$V_u^R = \frac{f_y \cdot b \cdot t}{2} = 0.5 \cdot f_y \cdot b \cdot t \quad (3.3-13)$$

La capacità portante di un pannello molto sottile è quindi solo il 13% circa inferiore al carico di snervamento a puro taglio, ma queste snellezze sono usate rara-

mente. Per i casi pratici più usati, le resistenze sono più vicine al valore di snervamento. Ad esempio, per $b/t=200$ si ha $V_u/V_y \approx 0.98$, mentre per $b/t=400$ risulta $V_u/V_y \approx 0.97$.

3.3.3.3. Campo teso incompleto per anime con elementi al contorno flessibili

Spesso l'ipotesi di piattabande rigide non è soddisfatta e lo stato tensionale del pannello connesso a flange flessibili è diverso da quello esaminato nel paragrafo precedente.

La deformabilità delle ali, infatti, influisce sulla ridistribuzione delle tensioni. Mentre un'anima con contorni rigidi si comporta come un campo teso ancorato lungo tutti gli elementi di contorno, un'anima con piattabande flessibili sviluppa tensioni di membrana predominanti in una stretta striscia ancorata alla parte più rigida del contorno, cioè agli angoli del pannello (si veda la Figura 3.3-5).

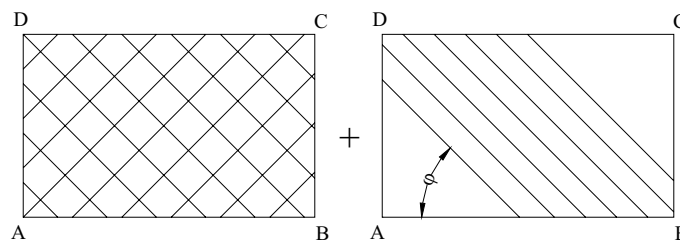


Figura 3.3-5: Campo teso incompleto (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Ne consegue che in presenza di flange flessibili si ha un più veloce aumento delle tensioni membranali rispetto a quanto si avrebbe in presenza di piattabande rigide.

Il carico tagliante ultimo V_u è collegato al quello per flange rigide V_u^R attraverso la seguente relazione:

$$V_u = \frac{V_u^R}{1 + k \cdot C} \quad (3.3-14)$$

dove k è ancora il fattore del campo teso e C è un fattore di concentrazione della tensione membranali. Esso varia col parametro ω_d di flessibilità dell'ala, che dipende principalmente dai seguenti parametri:

- momenti d'inerzia I_{ft} e I_{fc} delle flange tese e compresse;
- snellezze b/t tra gli irrigidimenti trasversali;
- inclinazione φ della banda tesa.

Nel caso di flange uguali e assumendo $\varphi=45^\circ$, ω_d è approssimativamente dato da:

$$\omega_d = 0.59 \cdot a \cdot \sqrt[4]{\frac{t}{b \cdot I_f}} \quad (3.3-15)$$

Generalmente, per semplicità, viene utilizzato un parametro di flessibilità della piattabanda:

$$\varepsilon = \frac{I_f}{a^3 \cdot t} \quad (3.3-16)$$

che è legato a ω_d , attraverso il coefficiente di forma $\alpha=a/b$, dalla relazione che segue:

$$\varepsilon = 0.12 \cdot \frac{\alpha}{\omega_d^4} \quad (3.3-17)$$

La legge $\varepsilon-\omega_d$ è riportata in Figura 3.3-6 sottoforma di abaco molto utile per le pratiche applicazioni.

Le relazione che lega C a ω_d fu trovata nel 1929 da Wagner per il campo di pura trazione e fu successivamente estesa da Kuhn per la teoria del campo teso in completo. Essa è riportata in Figura 3.3-7 (a).

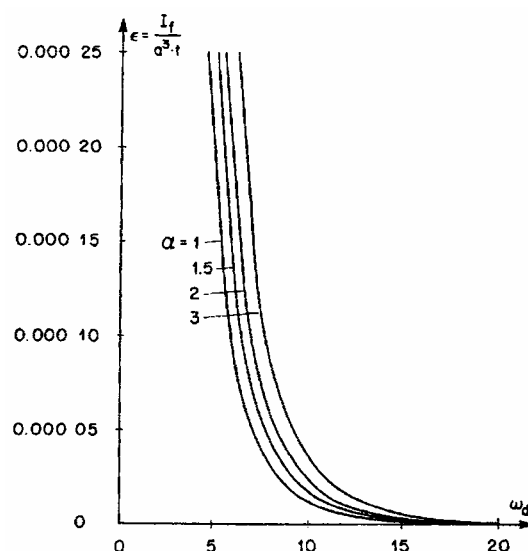


Figura 3.3-6: Relazione $\varepsilon-\omega_d$ (Dubas P. e Gehri E., 1986).

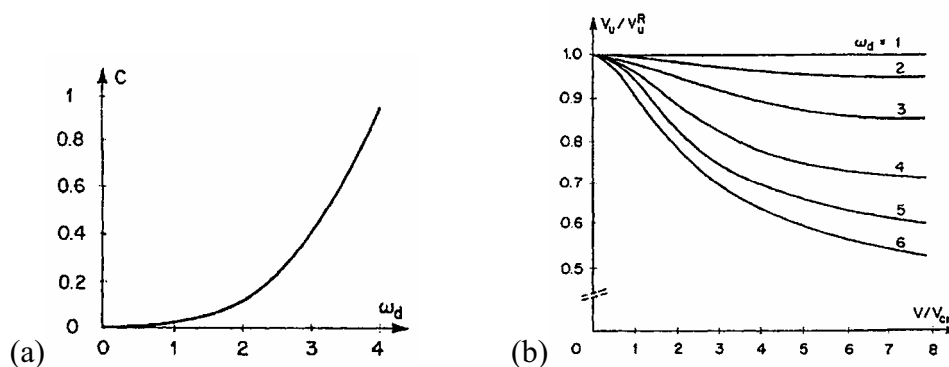


Figura 3.3-7: Relazione $C-\omega_d$ (a) e resistenza ultima per flange flessibili (b) (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Il carico ultimo V_u dell'anima connessa a elementi flessibili può anche essere valutato attraverso il rapporto V/V_{cr} , al variare di ω_d , nell'abaco riportato in Figura 3.3-7 (b), che mostra quanto sia significativo l'effetto della flessibilità della piattabanda, tanto da non poter essere ignorato. Questo effetto aumenta col rapporto V/V_{cr} e cioè con la snellezza b/t dell'anima.

È importante notare che le ali delle travi a parete piena hanno spesso valori di ω_d superiori a 6, così che il carico ultimo può essere più basso di quello fornito nel relativo abaco. Ciò è vero specialmente per le anime delle travi a cassone dei ponti, generalmente caratterizzate da elevati valori di ω_d .

3.3.4. La teoria della banda tesa e osservazioni sperimentali

Dal confronto fra i risultati ottenuti nel caso di flange rigide e non, è possibile formulare le seguenti ipotesi:

- 1) il parametro della banda tesa k non dipende dalla rigidità flessionale delle piattabande;
- 2) l'inclinazione φ del campo teso non è influenzata dalla rigidità flessionale delle piattabande;
- 3) la flessibilità delle flange provoca una concentrazione delle tensioni membranali in una sottile striscia localizzata approssimativamente sulla diagonale tesa. Il carico ultimo dell'anima è calcolato per mezzo del fattore di concentrazione della tensione C .

In realtà, le assunzioni 1) e 2) sottostimano gli effetti sfavorevoli della flessibilità delle piattabande, mentre l'ipotesi 3) risulta essere conservativa. È perciò importante accertare tutti gli effetti delle approssimazioni fatte sul valore del carico ultimo risultante dalla teoria della banda diagonale tesa. Comunque, nella maggior parte dei casi, i valori teorici del carico ultimo sono conservativi.

3.4. COMBINAZIONE DELLE TENSIONI DA TAGLIO CON QUELLE NORMALI

L'interazione degli sforzi normali con quelli tangenziali condiziona sensibilmente il comportamento al collasso delle lastre sottili, a causa delle differenze che presentano le deformate instabili associate alle singole componenti di tensioni coinvolte.

Ad esempio, un pannello soggetto a tensioni di compressione e di taglio può esibire un aumento della resistenza alla compressione, rispetto al caso in cui è assente l'azione tagliente, perché le modalità di rottura del pannello soggetto a ciascuna componente non sono affini. Ciò può costatarsi nella Figura 3.4-2, nella quale la resistenza dei pannelli snelli sottoposti a compressione combinata con un basso valore del taglio è maggiore a quella riscontrata nella stessa lastra soggetta a sola compressione.

Questi aumenti di resistenza, in genere, non vengono considerati nella progettazione perché possono non verificarsi in corrispondenza di particolari combinazioni di carico.

3.4.1. Comportamento al collasso

Gli studi sul comportamento ultimo delle lastre soggette a tensioni normali nel piano e a taglio sono pochi. Gli unici che comprendono un significativo numero di parametri sono quelli presentati da Harding e Hobbs nella seconda metà degli anni 70.

Questi studi erano mirati alla progettazione delle travi a cassone perciò si presero in esame condizioni di carico appropriati alle travi dei ponti.

I lati dei pannelli scarichi e non vincolati riflettevano la situazione nella trave scatolare con flange deboli che fornivano un debole vincolo nel piano trasversale, mentre i lati vincolati rispecchiavano le forze intorno ad un pannello interno.

Furono, inoltre, considerati gli effetti delle imperfezioni geometriche iniziali e delle auto tensioni.

La Figura 3.4-1 mostra una tipica famiglia di curve tensione-deformazione per una piastra non vincolata soggetta all'azione di forze di compressione e di taglio. Il rapporto fra le due componenti di spostamento imposto è riportato in figura in forma adimensionalizzata alle deformazioni di snervamento. L'imperfezione geometrica di ampiezza $0.28 \cdot t \cdot \bar{\lambda}_p$ è stata assunta dai due autori come imperfezione standard dei fabbricazione. In tale relazione, la snellezza meccanica del pannello è fornita dalla equazione:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \cdot \frac{1.05}{k} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.4-1)$$

in cui σ_{cr} è data, per $\nu=0.3$, dalla seguente espressione:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{t \cdot a^2} \cdot \left(1 + \frac{a^2}{b^2}\right) = \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a}\right)^2 \cdot 0.9 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3.4-2)$$

L'insieme di curve a sinistra mostra la risposta diretta $\sigma-\varepsilon$ per effetto di variazioni proporzionali del carico, mentre le curve a destra la risposta a taglio del pannello.

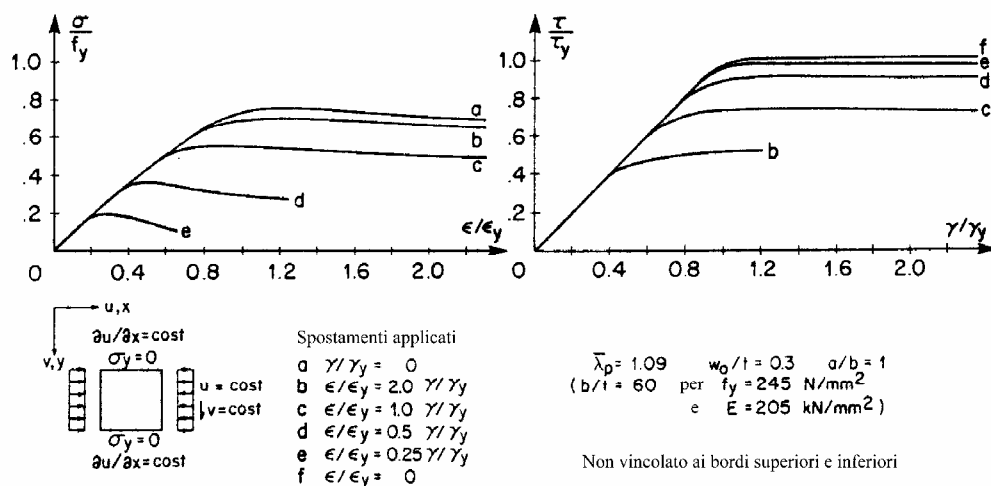


Figura 3.4-1: Curve tensione deformazione tipiche per pannelli caricati da sollecitazioni di compressione e taglio (Dubas P. e Gehri E., 1986).

3.4.2. Curve d'interazione del carico ultimo

Il principale risultato degli studi condotti da Harding e Hobbs consiste nella costruzione delle curve d'interazione della tensione ultima ricavata dall'insieme delle risposte σ - ε del pannello. La Figura 3.4-2 mostra le curve d'interazione per lastre, vincolate o meno, sottoposte alla combinazione di taglio e tensioni normali uniformi. Essa mostra, tra l'altro, anche l'influenza di una piccola imperfezione sulla prestazione della lastra.

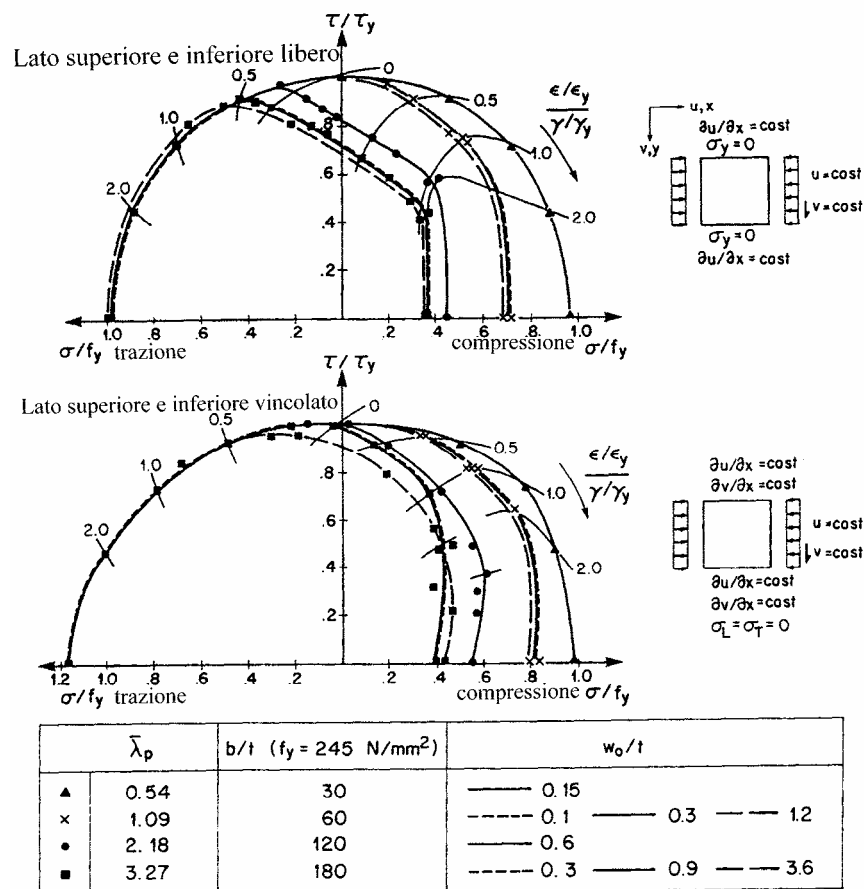


Figura 3.4-2: Tipiche curve d'interazione per il pannello caricato da tensioni normali di compressione e da taglio (Ivanyi M. e Skaloud M., 1992).

È interessante notare che, non appena il carico di trazione diviene importante, tutte le curve tendono a sovrapporsi perché i fenomeni instabili divengono irrilevanti.

Inoltre, si verifica che il pannello con $b/t=30$ segue, nel caso di bordi non vincolati, il criterio di snervamento di Von Mises.

Il caso vincolato, invece, è affetto da uno stato tensionale biassiale causato dall'effetto Poisson nella zona tesa che ne aumenta la resistenza a trazione circa di 1.2 volte quella di snervamento.

L'effetto dell'interazione può essere visibile nelle lastre snelle con bordi vincolati: all'aumentare dell'azione tagliante si riscontra un piccolo aumento della resistenza nel dominio delle tensioni di compressione.

In Figura 3.4-3 sono invece riportate le curve d'interazione per lastre, vincolate e non, sottoposte alla combinazione di taglio e flessione nel piano del pannello. I momenti sono normalizzati al momento di piena plasticizzazione M_u ed al momento di snervamento M_y .

I diagrammi mostrano, nel caso dei pannelli meno snelli, una significativa dipendenza della resistenza dal livello d'imperfezione, soprattutto nel caso di lati vincolati.

Si può notare che, in entrambe le famiglie di curve, le resistenze flessionali eccedono il momento M_y e, per le lastre meno snelle, tendono verso il momento di piena plasticizzazione.

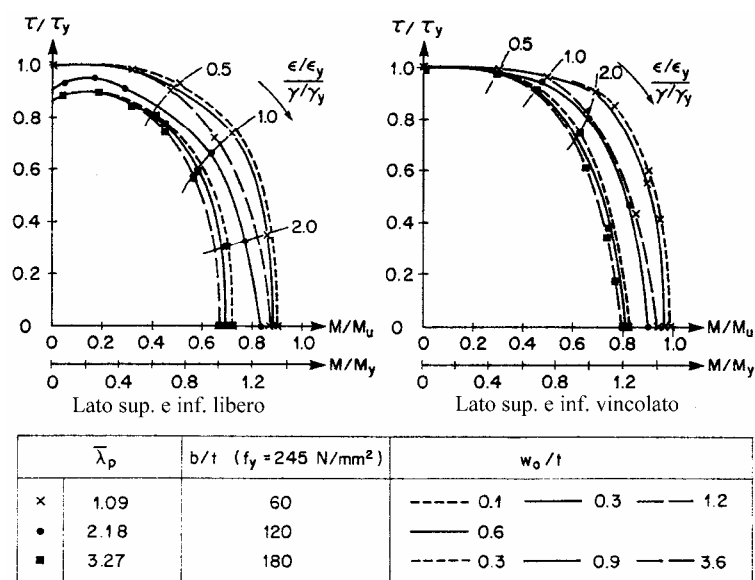


Figura 3.4-3: Tipiche curve d'interazione per il pannello caricato da tensioni normali da flessione e da taglio (Ivanyi M. e Skaloud M., 1992).

3.4.3. Formulazioni di progetto

Utilizzando i risultati degli studi condotti da Harding e Hobbs è stato possibile elaborare una formula d'interazione avente la stessa struttura della formula di Stussi

$$\frac{\sigma_{c,cr}}{\sigma_{c,cr}^o} + \left(\frac{\sigma_{b,cr}}{\sigma_{b,cr}^o} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^o} \right)^2 = 1, \text{ che è una generalizzazione delle relazioni fornite da}$$

Chawalla (si veda il §3.2) (questa, può essere utilizzata in alternativa alla (3.2-9) vista nel caso dell'instabilità elastica), ma modificata per conformarla coi risultati delle analisi numeriche elasto-plastiche.

L'equazione che rappresenta questa interazione è la seguente:

$$\frac{\sigma_c}{s_c \cdot f_y} + \left(\frac{\sigma_b}{s_b \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{s_s \cdot f_y} \right)^2 = 1 \quad (3.4-3)$$

dove σ_c è il valore della tensione di compressione uniforme agente nel pannello (per le lastre soggette ad uno stato tensionale di trazione uniforme, σ_c si assume negativo), σ_b è il massimo valore della sforzo normale dovuto alla flessione e τ è la tensione tangenziale. I coefficienti s_c , s_b e s_s sono dei moltiplicatori numerici delle tensioni di snervamento necessari per meglio correlare le curve d'interazione analitiche. Gli andamenti di questi parametri sono riportati in Figura 3.3-4.

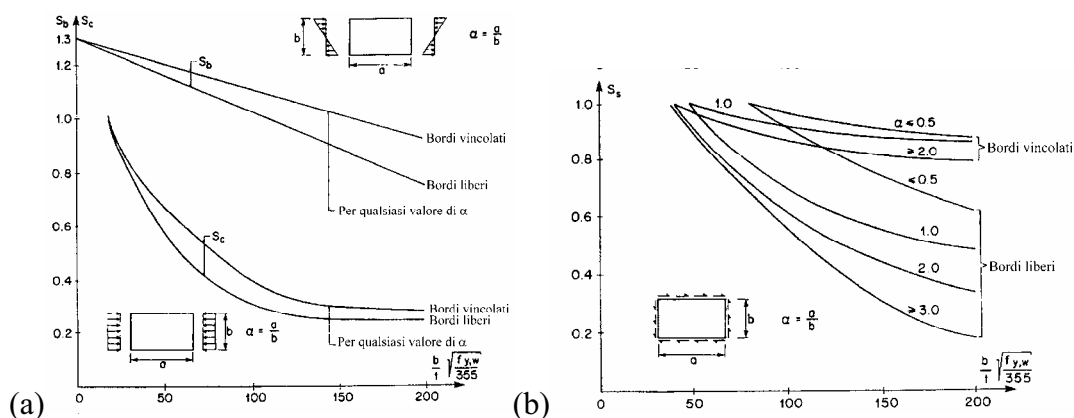


Figura 3.4-4: Valori di s_c per lastre compresse, di s_b per quelle inflesse nel proprio piano e di s_s per le lastre a taglio (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Si può tener conto della compressione biassiale modificando il primo termine dell'equazione (3.4-3), ottenendo:

$$\left[\sqrt{\left(\frac{\sigma_{c,x}}{s_{c,x} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c,y}}{s_{c,y} \cdot f_y} \right)^2} \right] + \left(\frac{\sigma_b}{s_b \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{s_s \cdot f_y} \right)^2 = 1 \quad (3.4-4)$$

dove $\sigma_{c,x}$ e $\sigma_{c,y}$ sono le componenti della tensione lungo gli assi x e y , mentre $s_{c,x}$ e $s_{c,y}$ sono i corrispondenti fattori numerici diagrammati in Figura 3.4-5.

Fonte: Dubas P. e Gehri E., 1986

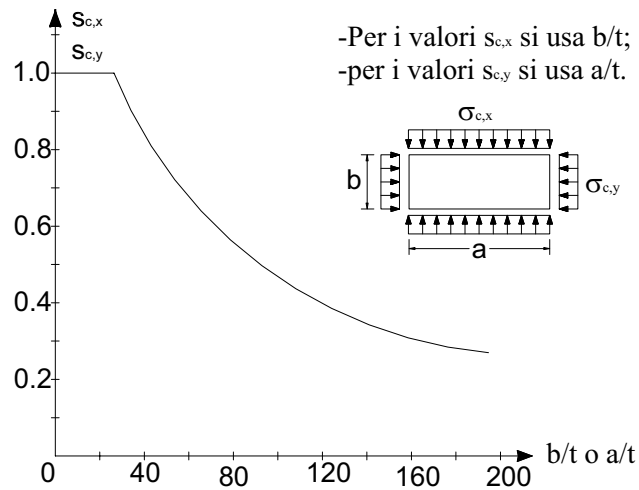


Figura 3.4-5: Valori di $s_{c,x}$ e $s_{c,y}$ per la compressione biassiale (Dubas P. e Gehri E., 1986).

3.5. CAPACITÀ A TAGLIO DELLE STRUTTURE LONGITUDINALI A LASTRA IN ASSENZA DEGLI IRRIGIDIMENTI

3.5.1. Introduzione

Nel campo dell'ingegneria civile, il problema della determinazione della capacità portante delle strutture a lastra con anima sottile, che dipende dal campo di tensione che agisce nella fase post-critica, è stato trattato per la prima volta da Rode (1916), ma la sua teoria non è stata mai utilizzata per la progettazione delle travi d'acciaio perché Rode considerava una larghezza della banda diagonale tesa di $50 \cdot t_w$ (Figura 3.5-1 (a)) mai verificata nelle prove di laboratorio. Il campo di tensione integrale (Figura 3.5-1 (b)), proposto nel 1929 da Wagner (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986) e menzionato nel §3.3.3.2, è invece utile solo per le strutture degli aerei, caratterizzate da lastre estremamente sottili (con $b/t=600 \div 1000$) connesse ai bordi con elementi veramente rigidi.

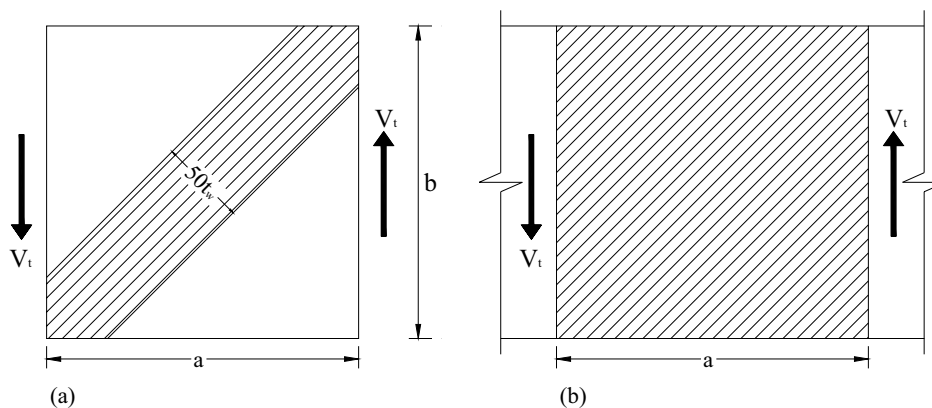


Figura 3.5-1: Campo di tensione parziale di Rode (a) e campo di tensione integrale (b) (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Fin dalle prime pratiche progettuali fu riconosciuta la capacità post-critica del pannello d'anima delle strutture longitudinali. In passato, l'unico mezzo per avere un vantaggio da ciò fu quello di adottare coefficienti di sicurezza più bassi rispetto a quelli normalmente utilizzati nella teoria lineare dell'instabilità e molto più picco-

li di quelli relativi all'instabilità delle colonne. Ciò, però, non è né realistico né economico per le travi aventi elevate snellezze, perché la tensione critica di sbandamento è proporzionale al quadrato della snellezza b/t .

Basler, successivamente, teorizzò un modello a taglio ultimo per le strutture longitudinali con anime sottili ed irrigidimenti trasversali. Questo metodo riflette il fatto che le piattabande di molte travi a parete piena sono troppo flessibili per provvedere ad un ancoraggio per a banda diagonale tesa.

Diverse prove sperimentali effettuate negli anni 70 mostrarono nette differenze con i risultati del modello teorico di Basler a causa delle ipotesi semplificative formulate per l'angolo d'inclinazione, per l'ampiezza della banda tesa e perché l'autore trascura l'effetto della rigidezza flessionale delle flange.

In seguito furono formulate differenti teorie per la valutazione della capacità tagliante ultima delle travi a parete piena. Alcuni di questi modelli saranno brevemente descritti nei §§3.5.4 e 3.5.5.

Per capire il comportamento fisico di detti modelli, si presenteranno per primi i risultati dei calcoli condotti da Casotto nel 1981 con l'ausilio di un programma non lineare agli elementi finiti, includente la plasticità, le tensioni residue e i grandi spostamenti, allo scopo di studiare il comportamento di tre travi testate a taglio da Rockey e Skaloud un decennio prima.

Lo scopo di queste simulazioni fu quello di approfondire i risultati dei modelli esistenti per meglio comprendere il comportamento al collasso e l'effetto della rigidezza delle piattabande.

Queste simulazioni hanno consentito di formulare le seguenti osservazioni:

- a) al raggiungimento del carico massimo, le curve carico-spostamento (Figura 3.5-2) divengono piatte. È quindi possibile seguire facilmente il comportamento delle travi oltre detto carico, ciò conferma l'assunzione fatta, in tutti i modelli, di un meccanismo a snervamento;

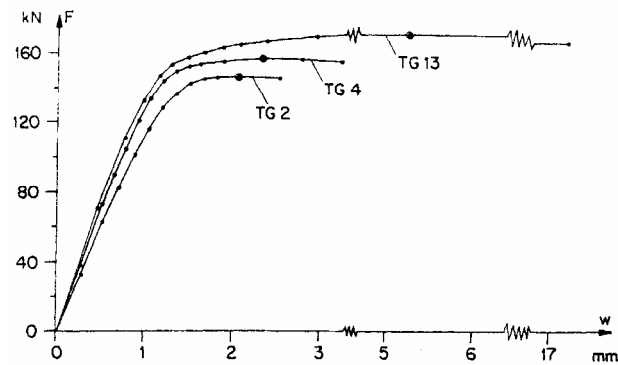


Figura 3.5-2: Curve carico-spostamento per un'anima soggetta a taglio (Dubas P. e Gehri E., 1986).

- b) l'anima si snerva in accordo con il concetto banda diagonale tesa, con ampiezza che cresce con la rigidezza flessionale delle flange (Figura 3.5-3);

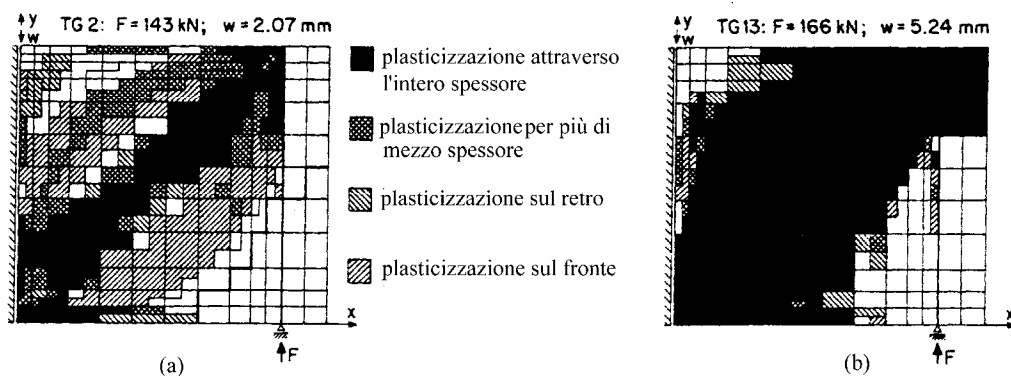


Figura 3.5-3: Zone plasticizzate a $F=143\text{ kN}$ (a) e a $F=166\text{ kN}$ (b) (Dubas P. e Gehri E., 1986).

- c) le cerniere plastiche nella ali non si sviluppano quando si raggiunge il carico massimo; esse si verificano molto dopo, quando lo snervamento si espande in una zona di lunghezza apprezzabile, al contrario del concetto classico di cerniera plastica a lunghezza nulla. Il diagramma del momento flettente mostra il massimo valore in prossimità delle localizzazioni delle cerniere plastiche predette nel modello Cardiff (§3.5.5.5);
- d) le tensioni membranali principali di trazione al centro dell'anima del pannello aumentano non linearmente con la forza di taglio applicata, mentre le tensioni principali di compressione nello stesso punto crescono meno che linearmente. Una volta che si arriva al carico critico, la tensione principale di compressione non resta uguale a τ_{cr} ma aumenta uniformemente al collasso. Per le travi testate, le curve tensioni principali-carico F (Figura 3.5-4) sono simili e

l'orientamento delle direzioni principali si trovano tra i 38° e i 44° . Questo dimostra che la rigidezza delle flange non ha influenza significativa sul valore e sulla direzione delle tensioni principali del pannello.

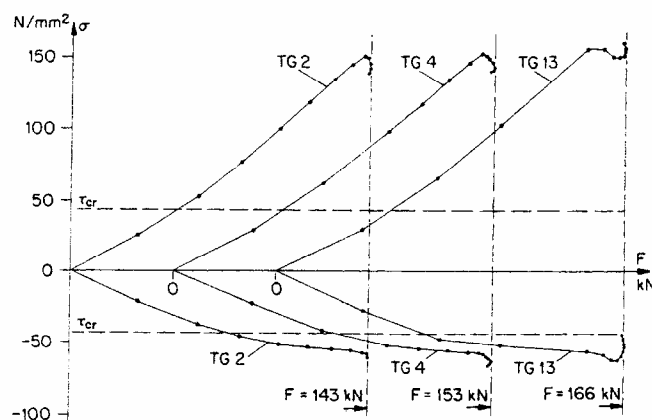


Figura 3.5-4: Curve tensioni massime-forza applicata (Dubas P. e Gehri E., 1986).

3.5.2. Aspetti comuni dei modelli a taglio ultimo

Le varie teorie del campo di tensione sviluppate dopo Basler, considerano tre componenti di risposta (Figura 3.5-5):

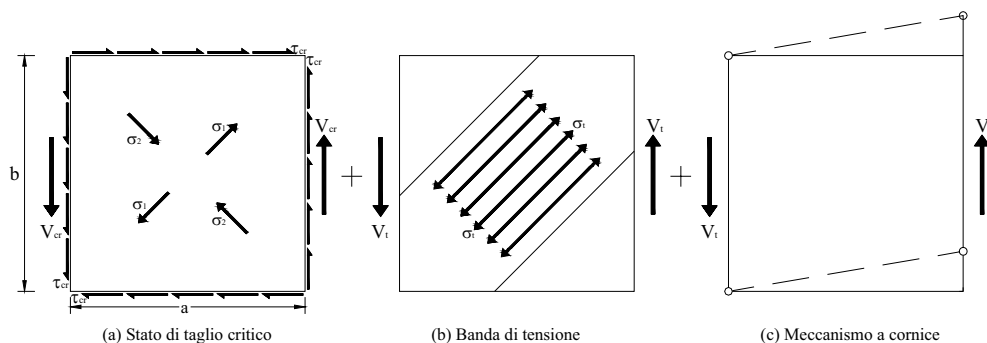


Figura 3.5-5: Modello di carico portante di una trave a parete piena con anima sottile ed irrigidimenti trasversali (Dubas P. e Gehri E., 1986).

- (a) taglio puro fino al carico critico;
- (b) azione della banda tesa;
- (c) risposta del meccanismo a cornice (talvolta).

In genere si assume che, allo stato limite ultimo, i momenti flettenti e le forze lungo l'asse della trave siano assorbiti dalle piattabande. Infatti, a causa dello sner-

vamento dell'anima, non c'è materiale ivi disponibile a portare tensioni normali dovute alla flessione o alla forza assiale.

Il carico critico V_{cr} , valutato per mezzo della teoria lineare dell'instabilità applicata ad una lastra isotropa vincolata soggetta a taglio puro, vale:

$$V_{cr} = b \cdot t \cdot \tau_{cr} \quad (3.5-1)$$

dove b e t sono, rispettivamente, l'altezza e lo spessore dell'anima del pannello nodale e τ_{cr} è la tensione tangenziale critica valutata con le (3.2-2)÷(3.2-6).

3.5.3. Caratteristiche generali dell'azione della banda diagonale tesa

La banda tesa si sviluppa solo nel campo ECHFBI dell'anima della Figura 3.5-6, con valori delle tensioni σ_t e τ_{cr} che causano lo snervamento dell'anima. I cunei AEI e HDF, invece, non agiscono con la banda tesa.

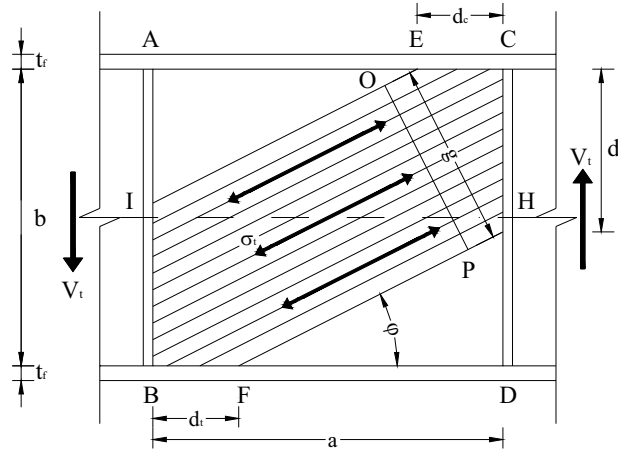


Figura 3.5-6: Banda diagonale tesa nel pannello d'anima di una trave a parete piena (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Per semplicità, si assume che la tensione lungo la generica corda OP della banda sia uniformemente distribuita.

La capacità di taglio totale della trave vale:

$$V_t = g \cdot t \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi = (d_c \cdot \sin \varphi + d_s \cdot \cos \varphi) \cdot t \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi \quad (3.5-2)$$

Diversi autori usano differenti ipotesi per determinare l'ampiezza della banda tesa in funzione della modellazione del meccanismo di rottura. Nei paragrafi che seguono verranno esaminati alcuni dei principali modelli proposti.

3.5.4. Modello a taglio ultimo per le travi con piattabande molto flessibili

3.5.4.1. Il modello di Basler

Per effetto della perdita di rigidità delle flange, la banda tesa è ancorata solo agli irrigidimenti verticali (Figura 3.5-7), così che la distanza d_c e d_t della Figura 3.5-6 siano uguali a zero.

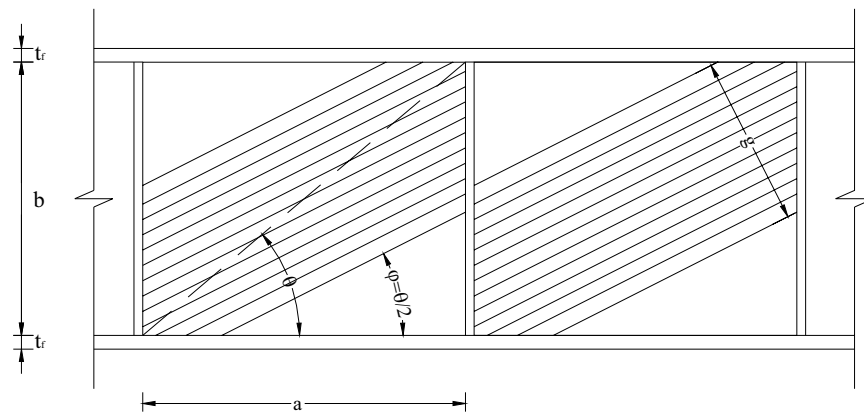


Figura 3.5-7: Il modello di Basler (Dubas P. e Gehri E., 1986).

In tal caso risulta:

$$g = b \cdot \cos \varphi - a \cdot \sin \varphi \quad (3.5-3)$$

per cui la capacità tagliante diviene:

$$V_{t,w} = g \cdot t \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi = \left(\cos \varphi - \frac{a}{b} \cdot \sin \varphi \right) \cdot t \cdot b \cdot \sigma_t \cdot \sin \varphi \quad (3.5-4)$$

oppure:

$$V_t = \left[\sin 2\varphi - \frac{a}{b} \cdot (1 - \cos 2\varphi) \right] \cdot \frac{t \cdot b}{2} \cdot \sigma_t \quad (3.5-5)$$

Il carico ultimo $V_{t,w}^{\max}$ si ottiene per un'inclinazione $\varphi \cong \frac{\theta}{2}$:

$$V_{t,w}^{\max} = \frac{b \cdot t}{2} \cdot \sigma_t \cdot \tan \frac{\theta}{2} \quad (3.5-6)$$

Il valore della tensione di trazione σ_t può essere valutato col criterio di Von Mises:

$$\sigma_u^2 + \sigma_v^2 - \sigma_u \cdot \sigma_v + 3 \cdot \tau_{uv}^2 = f_{y,w}^2 \quad (3.5-7)$$

in cui $f_{y,w}$ è la tensione di snervamento dell'anima e le componenti di tensione σ_u , σ_v e τ_{uv} sono riferite alla direzione u della banda tesa e alla sua perpendicolare v e sono legate a σ_t e τ_{cr} dalle relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma_u &= \sigma_t + \tau_{cr} \cdot \sin 2\varphi \\ \sigma_v &= -\tau_{cr} \cdot \sin 2\varphi \\ \tau_{uv} &= \tau_{cr} \cdot \cos 2\varphi \end{aligned} \quad (3.5-8)$$

Il criterio di Von Mises diventa:

$$\sigma_t = \sqrt{f_{y,w}^2 - \tau_{cr}^2 \cdot \left[3 - \left(\frac{3}{2} \cdot \sin 2\varphi \right)^2 \right]} - \frac{3}{2} \cdot \tau_{cr} \cdot \sin 2\varphi \quad (3.5-9)$$

con $\varphi = \frac{\theta}{2}$ per $V = V_{t,w}^{\max}$.

Per $\theta = \frac{\pi}{2}$, cioè per a che tende a zero, la (3.5-9) diviene:

$$\sigma_t = f_{y,w} - \sqrt{3} \cdot \tau_{cr} \quad (3.5-10)$$

oppure:

$$\frac{\sigma_t}{f_{y,w}} - \frac{\tau_{cr}}{\tau_{y,w}} = 1 \quad (3.5-11)$$

Invece, per $\theta = \frac{\pi}{2}$, cioè per a/b che tende a infinito, la (3.5-9) diventa:

$$\left(\frac{\sigma_t}{f_{vy,w}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{y,w}} \right)^2 = 1 \quad (3.5-12)$$

Basler, tenendo conto che la (3.5-12) è conservativa per $\theta < \frac{\pi}{2}$, adottò questo criterio per il calcolo $V_{t,w}$.

3.5.5. Modelli a taglio ultimo con la banda tesa ancorata alle flange

3.5.5.1. Generalità

Le teorie elaborate successivamente, si avvantaggiarono della rigidità della piattabande in modo da far ancorare a queste la banda tesa. Nel caso di ali di rigidità infinita, si sviluppa un campo di trazione integrale o parziale (si veda il §3.3.3) e le distanze d_c e d_t diventano pari ad a . Nel caso di flange di rigidità finita, d_c e d_t sono più piccoli; i valori sono generalmente ottenuti dal meccanismo di rottura con le cerniere plastiche nelle ali e la banda tesa nell'anima. Sono possibili i tre modi di rottura mostrati in Figura 3.5-8.

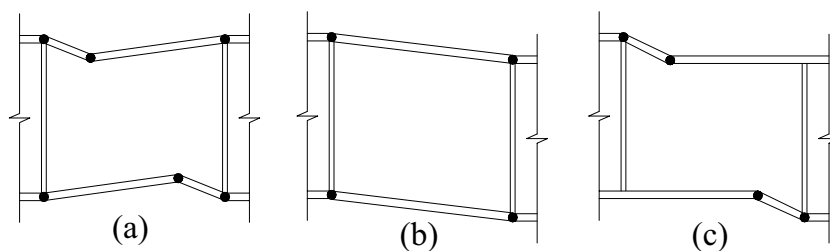


Figura 3.5-8: Modalità di rottura per le anime della travi a parete piena (Dubas P. e Gehri E., 1986).

3.5.5.2. Proposte semi-plastiche

Takeuchi (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986), nel 1964 propose un modello con banda tesa ancorata parzialmente alle flange e parzialmente agli irrigidimenti trasversali (Figura 3.5-9). Le distanze d_c e d_t dipendono dal rapporto tra la rigidità degli irrigidimenti e quella delle piattabande. Sia l'inclinazione φ della banda tesa

che le distanze d_c e d_t devono essere ottimizzate per massimizzare la resistenza tagliante ultima.

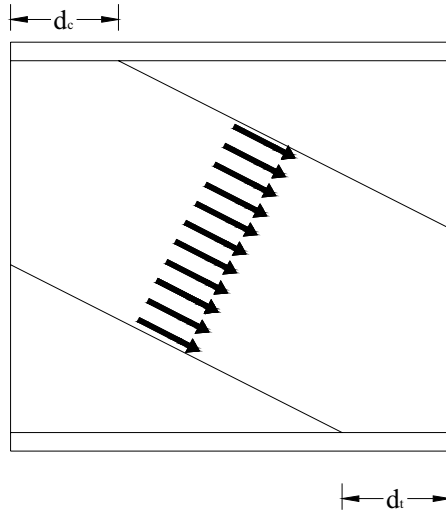


Figura 3.5-9: Modalità di campo teso di Takeuchi (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Il modello proposto nel 1974 da Herzog (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986), prevede che le distanze d_c e d_t siano uguali, mentre le distanze d_s e BI della Figura 3.5-6 sono pari a $b/2$. per avere corrispondenza con i dati sperimentali, l'autore formula la seguente espressione:

$$\varphi = \arctan\left(\frac{b - d_s}{a - d_t}\right) = \arctan\left(\frac{b}{2 \cdot (a - d_t)}\right) \quad (3.5-13)$$

Inoltre, Herzog propone alcuni valori della snellezza del pannello in base ai quali si può dire se la condizione di plasticizzazione riguarda la sola diagonale oppure l'intero pannello d'anima:

- per $b/t \geq 140$ si ha $\tau_{cr} = 0 \Rightarrow$ la tensione della banda tesa è $\sigma_t = f_{y,w}$;
- per $b/t \leq 70$ il pannello è completamente plasticizzato \Rightarrow

$$V_t = \frac{b \cdot t \cdot f_{yw}}{\sqrt{3}};$$
- per $70 < b/t < 140$ si raccomanda l'interpolazione.

3.5.5.3. Il metodo Prague-Cardiff

Il modello Prague-Cardiff si basa sui risultati sperimentali ottenuti da Rockey K. C. e Skaloud M. (1971), i quali effettuarono molti test stabilendo con precisione l'effetto della flessibilità delle piattabande sull'inclinazione, ampiezza e posizione della banda diagonale plastica nell'anima della trave.

Il modello risultante a tagli ultimo opera con un meccanismo ad asta (Figura 3.5-8 (a)), il relativo campo di tensione è mostrato in Figura 3.5-10. La sua direzione corrisponde alla diagonale del pannello d'anima, la sua ampiezza è legata alla posizione delle cerniere plastiche nelle flange.

Tale modello prevede che la banda diagonale presenta la stessa inclinazione della diagonale geometrica del pannello (inclinazione della congiungente di due spigoli opposti) mentre l'ampiezza della banda dipende dalla posizione delle cerniere plastiche nelle piattabande.

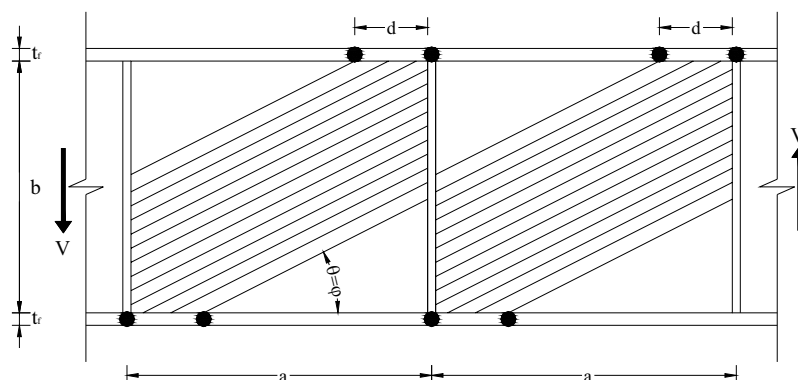


Figura 3.5-10: Il modello Prague- Cardiff (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Skaloud M. e Zörnerova M. (1972), successivamente, estesero questo approccio prevedendo la possibilità di un meccanismo alternativo di formazione delle cerniere plastiche, del tipo di Figura 3.5-8 (c). Questo meccanismo di rottura combinato, fu sviluppato anche nel modello Cardiff (si veda il §3.5.5.5) introducendo un'ipotesi più sofisticata per l'inclinazione e le caratteristiche della banda diagonale dell'anima.

3.5.5.4. Il metodo Trieste

Un modello essenzialmente equivalente al modello Prague Cardiff è stato proposto da Mele M.(1973) che però adottò valori dell'angolo di inclinazione della banda dipendenti dal rapporto di forma del pannello:

- $\varphi = \theta$ quando $\alpha = \frac{a}{b} > 1$;
- $\varphi = 45^\circ$ quando $\alpha = \frac{a}{b} \leq 1$.

Risultati di prove di laboratorio hanno mostrato che tale metodo, adottato dalle istruzioni CNR-UNI 10011 (1985), è sempre conservativo.

3.5.5.5. Il metodo Cardiff

È la versione semplificata del modello esposto nel precedente §3.5.5.3 ed è basato sullo stesso meccanismo di cerniere plastiche proposto da Skaloud M. e Zörnerova M. (1972) (si veda la Figura 3.5-8 (c)). Esso produce risultati molto vicini a quelli ottenuti sperimentalmente.

Il principio base del modello è che le distanze d_c e d_t possano essere trovate per mezzo di un meccanismo con cerniere nelle flange superiori e inferiori, con snervamento della zona ECBF del pannello d'anima di Figura 3.5-11.

Utilizzando il principio dei lavori virtuali (P.L.V.) è possibile ottenere le distanze d_c e d_t e quindi il valore del taglio:

$$\sigma_t \cdot t \cdot d_c \cdot \sin^2 \varphi \cdot 0.5 \cdot d_c \cdot \omega = (M_{pl}^E + M_{pl}^C) \cdot \omega \quad (3.5-14)$$

da cui:

$$d_c = \frac{2}{\sin \varphi} \cdot \sqrt{\frac{M_{pl}^E + M_{pl}^C}{2 \cdot \sigma_t \cdot t}} \leq a \quad (3.5-15)$$

$$d_t = \frac{2}{\sin \varphi} \cdot \sqrt{\frac{M_{pl}^B + M_{pl}^F}{2 \cdot \sigma_t \cdot t}} \leq a$$

dove M_{pl}^B , M_{pl}^C , M_{pl}^E e M_{pl}^F sono i momenti plastici delle piattabande, ridotti per la presenza della forza assiale N_f . Per la generica flangia a sezione rettangolare con lati di larghezza pari a $2c$ e spessore t_f , risulta:

$$M_{pl} = f_{y,f} \cdot \frac{2c \cdot t_f^2}{4} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_f}{f_{y,f} \cdot 2c \cdot t_f} \right)^2 \right] \quad (3.5-16)$$

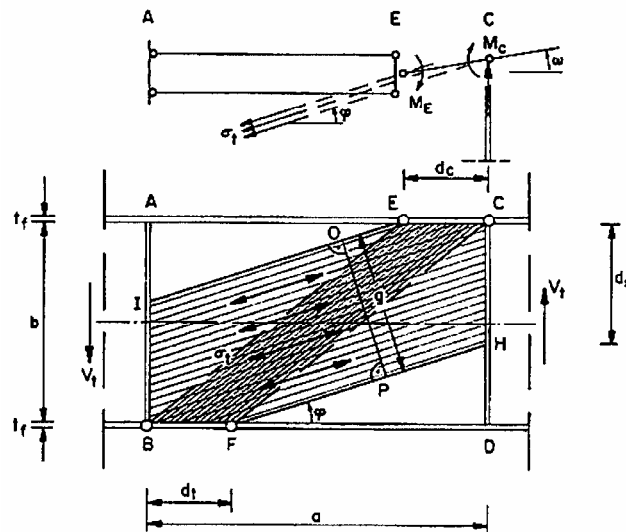


Figura 3.5-11: Il modello Cardiff, con cerniere nelle flange e zone di snervamento ECFB dell'anima (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Il valore del taglio, che dipende dall'angolo d'inclinazione della banda diagonale, per la (3.5-4) diviene pari a:

$$V_t = \sigma_t \cdot \sin^2 \varphi \cdot \left[\cot \varphi - \cot \theta + \frac{1}{b} \cdot (d_c + d_t) \right] \cdot b \cdot t \quad (3.5-17)$$

Il valore limite della tensione σ_t nella banda tesa discende dal criterio di Von Mises (3.5-9). Essendo incognito l'angolo φ d'inclinazione della banda, esso deve essere variato fino alla ottimizzazione di V_t . Si può scegliere, come valore di primo

tentativo della procedura di ottimizzazione, $\varphi = \frac{2}{3}\theta$ usando, successivamente, le (3.5-9), (3.5-15) e (3.5-17) fino a ottenere V_t^{\max} .

3.5.5.6. I modelli successivi

Altri modelli, basati sullo stesso meccanismo di cerniere plastiche sono stati proposti con alcune modifiche.

Il modello di Fujii (1968) (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986) prevede un'ampia banda diagonale tesa e le cerniere plastiche intermedie, poste a metà ampiezza delle piattabande (Figura 3.5-12 (a)).

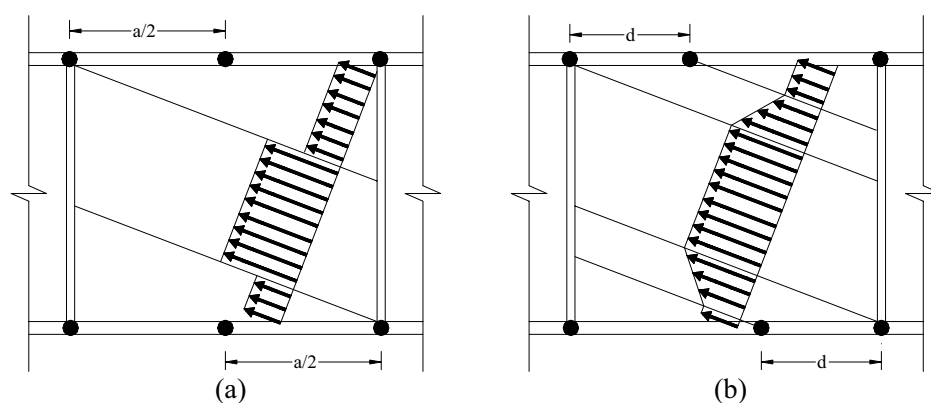


Figura 3.5-12: Il modello di Fujii (a) e il modello di Komatsu (b) (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Il modello di Komatsu (1971) (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986), invece, prevede una variabilità delle tensioni nella banda tesa, che passano da un valore massimo nella fascia centrale del campo a un valore minimo attinto a partire dal sito di formazione della cerniera plastica intermedia, determinato empiricamente dall'osservazione dei test di laboratorio (Figura 3.5-12 (b)).

Entrambi i modelli assumono comunque che l'anima della lastra è semplicemente vincolata agli irrigidimenti e fissata alle piattabande. Essi differiscono in alcune ipotesi o approssimazione, come il criterio di snervamento utilizzato nel valutare il momento plastico nel meccanismo a cornice. Comunque, la filosofia di base è simile e in entrambi i modelli, l'inclinazione ottimale della banda tesa (φ) va cercata per tentativi.

Un modello molto interessante che si differenzia da quelli visti precedentemente è quello basato sul meccanismo di trave di Pratt. In questo modello, oltre a tenere conto della banda diagonale tesa, si tiene conto anche dell'effetto delle zone d'angolo piattabanda-irrigidimento (Figura 3.5-13).

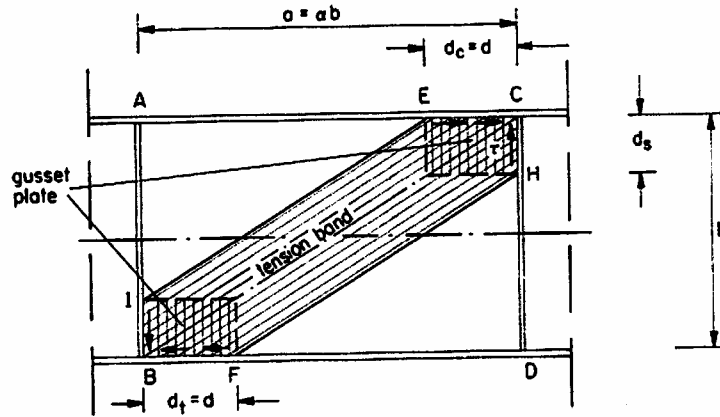


Figura 3.5-13: Banda tesa e azione del cuneo (Dubas P. e Gehri E., 1986).

Tale effetto, denominato “effetto cuneo”, è stato studiato da Dubas P. (1974) (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986), il quale assume che le dimensioni di tali zone del pannello, soggette esclusivamente a sollecitazioni di taglio puro, presentano delle dimensioni proporzionali a quelle del pannello: $\alpha = \frac{a}{b} = \frac{d}{d_s}$. I cune sono assunti

agenti come una lastra soggetta a taglio puro, con una coefficiente d'instabilità k uguale a quello dell'anima del pannello e cioè valutato nell'ipotesi di contorno incernierato. La dimensione d_s discende dall'assunzione, analoga a quella da fatta da Von Karman per le lastre compresse, che la tensione critica d'instabilità sia

$$\tau_{y,w} = \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}}.$$

Risulta quindi:

$$\frac{d}{a} = \frac{d_s}{b} = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\tau_{y,w}}} \quad (3.5-18)$$

Il contributo $V_{t,g}$ del cuneo al carico ultimo deriva dalla condizione che la tensione di taglio totale nel cuneo, includente il taglio τ_{cr} corrispondente alla (3.5-1), attinge il valore $\tau_{y,w}$:

$$V_{t,g} = d_s \cdot t \cdot (\tau_{y,w} - \tau_{cr}) = b \cdot t \cdot \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\tau_{y,w}}} \cdot (\tau_{y,w} - \tau_{cr}) \quad (3.5-19)$$

La terza parte della capacità totale a taglio dipende dall'intensità dei momenti plastici nelle flange, che comportano una componente addizionale alla banda tesa, cioè dalle due bande adiacenti alla diagonale tesa ancorata ai cunei. Il contributo della parte di piattabanda adiacente a tali elementi è, tuttavia, trascurabile ai fini delle pratica progettuale, per cui il valore ultimo del taglio, per le (3.5-1) e (3.5-19), sarà pari a:

$$V_u = b \cdot t \cdot [\tau_{cr} + \sqrt{\tau_{cr} / \tau_{y,w}} \cdot (\tau_{y,w} - \tau_{cr})] \quad (3.5-20)$$

o in termini di tensione ultima:

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{y,w}} \cdot [1 + (\sqrt{\tau_{cr} / \tau_{y,w}} - \tau_{cr} \cdot \tau_{y,w})] \leq \tau_{y,w} \quad (3.5-21)$$

con $\tau_{cr} \leq \tau_{y,w}$.

Il primo termine della (3.5-21) corrisponde esattamente alla resistenza ultima σ_u risultante dall'ipotesi di Von Karman, il secondo termine è, invece, un fattore d'aumento con valore massimi di 1.25 (corrispondente a $\tau_{cr} / \tau_{y,w} = 0.25$).

Per i pannelli d'estremità, l'effetto cuneo è meno favorevole per cui è ragionevole ridurre la τ_u mediante la seguente equazione:

$$\tau_u = 0.9 \cdot \sqrt{\tau_{cr} \cdot f_{y,w}} \leq \tau_{y,w} \quad (3.5-22)$$

3.5.5.7. Il meccanismo a cornice

Il meccanismo di cornice si basa sull'ipotesi che le cerniere plastiche siano disposte nei punti d'intersezione delle piattabande con gli irrigidimenti trasversali (Figura 3.5-8 (b))

In questo caso, infatti, gli elementi di contorno si comportano come una cornice rigida in grado di assorbire gli sforzi di taglio. Ostapenko e Chern (1971) pro-

pongono la seguente espressione per la valutazione del taglio relativo a tale meccanismo:

$$V_{fr} = \frac{4M_{pl}}{a} \quad (3.5-23)$$

Questo valore è, comunque, piccolo per le travi comunemente utilizzate nella pratica costruttiva, per cui potrebbe essere antieconomico permettere lo sviluppo della capacità a taglio del pannello per mezzo dell'aumento della sezione trasversale degli elementi di cornice.

3.6. INTERAZIONE TRA IL TAGLIO E LA FLESSIONE

3.6.1. Modelli a taglio senza il contributo delle piattabande

Se il contributo delle flange non viene considerato per la valutazione della capacità portante a taglio dell'anima, come per il modello di Basler (§3.5.4.1), il momento plastico $M_{y,f}$ della piattabande si può ancora considerare, anche se la coesistente forza di taglio arriva al suo valore ultimo V_u . Il valore $M_{y,f}$ è definito come il momento flettente che produce lo snervamento (f_y) nelle ali, senza il contributo dell'anima.

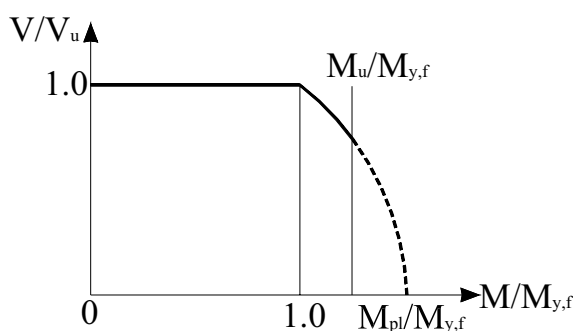


Figura 3.6-1: Diagramma d'interazione tra il momento flettente M e la forza di taglio V (Dubas P. e Gehri E., 1986).

La prima parte del diagramma d'interazione mostrato in Figura 3.6-1 è quindi la linea orizzontale, valida tra $M=0$ e $M=M_{y,f}$. Per valori del momento flettente $M_{y,f} < M \leq M_u$, la forza di taglio deve essere ridotta rispetto a V_u . Per i profili a I, la formula d'interazione plastica tra il momento flettente e la forza di taglio per il momento dell'anima può essere assunta pari a:

$$M_{pl,w} = M_{pl} - M_{y,f} \quad (3.6-1)$$

Introducendo, al posto di M_{pl} , il momento di snervamento M_y della sezione piena, si ottiene una formula d'interazione conservativa (3.6-2), analoga a quella suggerita dall'EC3 (CEN, 1992).

$$M \leq M_{y,f} + (M_y - M_{y,f}) \cdot [1 - (V/V_u)^2] \quad (3.6-2)$$

3.6.2. Modelli a taglio tenendo conto della rigidità delle piattabande

L'interazione tra flessione e taglio nell'anima è, ovviamente, più pronunciata quando la resistenza flessionale delle flange è inclusa nella capacità a taglio, come avviene, per esempio, nel modello Cardiff discusso nel §3.5.5.5.

Una soluzione conservativa si ottiene assumendo che i momenti flessionali e le forze assiali siano portate solo dalle piattabande. Le corrispondenti forze delle flange devono, quindi, esser considerate nel calcolo di M_{pl} , in accordo con la (3.5-16).

Negli anni '70, Bergfelt (citato in Dubas P. e Gehri E., 1986), ha proposto, per la capacità di carico ultima di una trave soggetta a taglio e a flessione, il diagramma d'interazione mostrato in Figura 3.6-2.

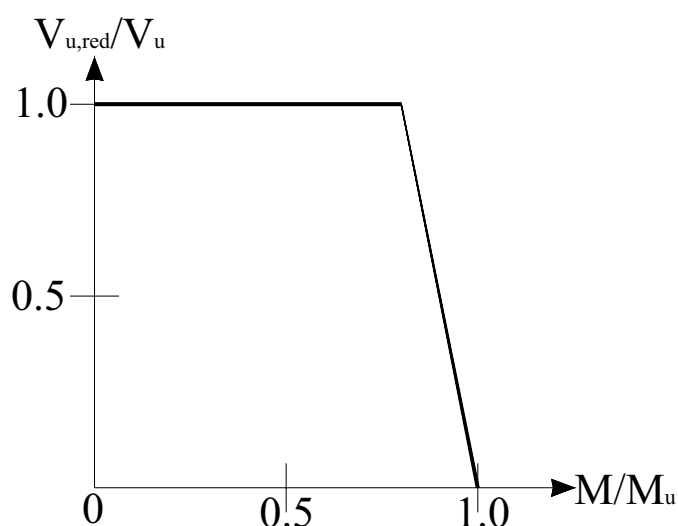


Figura 3.6-2: Diagramma d'interazione momento flettente-taglio di Bergfelt (Dubas P. e Gehri E., 1986).

3.7. LA VERIFICA ALL'INSTABILITÀ PER TAGLIO DELL'EuroCODICE 3

L'Eurocodice 3 (CEN, 1992) prescrive la verifica di resistenza all'instabilità per taglio per le anime che verificano le seguenti condizioni:

- $b/t > 69 \cdot \varepsilon$ per le anime non irrigidite;
- $b/t > 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t}$ per le anime irrigidite;

nelle quali:

$$- \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}};$$

- k_t è il coefficiente d'imbozzamento per taglio (si veda il §3.2).

In tal caso, per le anime senza irrigidimenti trasversali intermedi e per le anime con i soli irrigidimenti trasversali, la resistenza all'instabilità per taglio può essere verificata usando uno dei due seguenti metodi di progetto alternativi:

- il **metodo post-critico semplificato**, nel caso di sezioni a I, con o senza irrigidimenti trasversali intermedi, purché l'anima abbia irrigidimenti trasversali agli appoggi;
- il **metodo delle bande diagonali di trazione**, che può essere usato per le anime aventi irrigidimenti trasversali agli appoggi ed irrigidimenti trasversali intermedi, purché i pannelli adiacenti o gli irrigidimenti di estremità forniscano un ancoraggio per le bande diagonali di trazione. Tuttavia l'EC3 raccomandando di non utilizzare questo metodo quando $\alpha = a/b < 1$ e quando $\alpha = a/b > 3$, perché il modello diventa eccessivamente conservativo.

3.7.1. Il metodo post-critico semplificato

Nel modello post-critico semplificato, la resistenza di progetto all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$ può determinarsi mediante l'equazione:

$$V_{b,Rd} = b \cdot t \cdot \frac{\tau_b}{\gamma_{M1}} \quad (3.7-1)$$

dove:

- γ_{M1} è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale in presenza del fenomeno d'instabilità e, secondo il D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996, vale 1.05 (1.1 per l'EC3 (CEN, 1992));
- τ_b è la resistenza post-critica a taglio e può essere, in via semplificata, determinata come segue:

- a) $\tau_b = \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}}$ per $\bar{\lambda}_w \leq 0.8$;
- b) $\tau_b = [1 - 0.625 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}}$ per $0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2$; (3.7-2)
- c) $\tau_b = \frac{0.9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}}$ per $\bar{\lambda}_w \geq 1.2$;

nelle quali $\bar{\lambda}_w$ è la snellezza meccanica dell'anima e vale:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{y,w} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = \frac{b/t}{37.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \quad (3.7-3)$$

dove τ_{cr} è la resistenza critica elastica a taglio ed è fornita dalla (3.2-2).

3.7.2. Il metodo delle bande diagonali

L'Eurocodice 3 (CEN, 1992), raccomanda di calcolare la resistenza di progetto all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$, nel caso in cui venga utilizzato il metodo delle bande diagonali, mediante la seguente equazione:

$$V_{b,Rd} = (b \cdot t \cdot \tau_b + 0.9 \cdot g \cdot t \cdot \sigma_b \cdot \sin \varphi) \cdot \frac{1}{\gamma_{M1}} \quad (3.7-4)$$

dove σ_b è la resistenza delle bande diagonali di trazione, ottenuta dall'equazione:

$$\sigma_b = \sqrt{f_{y,w}^2 - 3 \cdot \tau_b^2 + (1.5 \cdot \tau_b \cdot \sin 2\varphi)^2} - (1.5 \cdot \tau_b \cdot \sin 2\varphi) \quad (3.7-5)$$

nella quale, in accordo con le notazioni di Figura 3.5-6, φ e g sono, rispettivamente, l'inclinazione e la larghezza delle bande diagonali di trazione.

Per la resistenza iniziale all'instabilità per taglio τ_b da considerare nell'applicazione del metodo delle bande diagonali di trazione, l'EC3 (CEN, 1992) raccomanda le seguenti indicazioni:

$$\begin{aligned} \text{a) } \tau_b &= \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \text{ per } \bar{\lambda}_w \leq 0.8; \\ \text{b) } \tau_b &= [1 - 0.8 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \text{ per } 0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.25; \\ \text{c) } \tau_b &= \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} \cdot \frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \text{ per } \bar{\lambda}_w \geq 1.25; \end{aligned} \quad (3.7-6)$$

nelle quali la snellezza meccanica dell'anima $\bar{\lambda}_w$ va calcolata utilizzando ancora la (3.7-3).

La larghezza g delle bande diagonali tese è data da (si veda la Figura 3.5-6):

$$g = b \cdot \cos \varphi - (a - d_c - d_t) \cdot \sin \varphi \quad (3.7-7)$$

in cui le lunghezze di ancoraggio d_c e d_t delle bande diagonali tese, rispettivamente, lungo la flangia compressa e tesa, sono ottenute dalla formula che segue:

$$d_c = d_t = \frac{2}{\sin \varphi} \cdot \sqrt{\frac{M_{Nf,Rk}}{t \cdot \sigma_b}} \quad (3.7-8)$$

dove $M_{Nf,Rd}$ è il momento resistente plastico della piattabanda, ridotto dalla forza longitudinale $N_{f,Sd}$ nella piattabanda (dovuta al momento flettente ed a una qualsiasi forza assiale presente nella membratura), e può essere valutato mediante la relazione:

$$M_{Nf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2}{4} \cdot f_{y,f} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{f,Sd}}{b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_{y,f}}{\gamma_{Mo}}} \right)^2 \right] \quad (3.7-9)$$

nella quale b_f , t_f e $f_{y,f}$ sono, rispettivamente, la larghezza, lo spessore e la tensione di snervamento della relativa piattabanda e γ_{Mo} è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale, che secondo il D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996 vale 1.05 (1.1 per l'EC3 (CEN, 1992)).

L'inclinazione φ delle bande diagonali di trazione varia fra $\frac{\theta}{2}$ e θ , essendo θ la pendenza della diagonale del pannello e vale:

$$\theta = \arctan\left(\frac{b}{a}\right) \quad (3.7-10)$$

Il valore limite $\varphi = \frac{\theta}{2}$, si ha nel caso in cui le flange sono interamente utilizzate per resistere al momento flettente agente nella membratura. L'altra condizione limite $\varphi = \theta$ si ha, invece, nel caso di bande diagonali tese complete con $d_c = d_t = a$.

In tutti gli altri casi, il valore appropriato di φ è quello che fornisce il valore massimo della resistenza di progetto all'instabilità per tagli V_b .

3.8. PROPOSTE CRITICHE SUL COMPORTAMENTO DEL PZ IN FUNZIONE DEL REQUISITO DI PLASTI- CITÀ E DI SNELLEZZA

Da quanto esposto in questo capitolo è emerso che, nella progettazione in zona sismica dei nodi trave colonna-saldati con PZ debole, conviene avere un pannello d'anima tozzo, che non risente dei problemi d'instabilità per taglio.

Nasce, quindi, l'esigenza di individuare delle limitazioni sulla geometria del PZ, al disotto delle quali il carico critico per taglio diviene un maggiorante di quello massimo sopportabile dal pannello.

Seguendo questo criterio, si può individuare il massimo valore della snellezza geometrica b/t (altezza/spessore) del pannello compatibile con la possibilità di raggiungere lo snervamento del PZ, prima che si manifesti l'instabilità dello stesso. Ciò si ottiene imponendo la condizione:

$$\tau_{cr} \geq \tau_y \quad (3.8-1)$$

che per le (3.2-2), (3.2-3), (3.2-5) e (3.2-6) (nell'ipotesi di piastra appoggiata ai bordi) e con le posizioni ($E=210000N/mm^2$, $\nu=0.3$):

$$\begin{aligned} a &= d_c - 2 \cdot t_{cf}; \\ b &= d_b - 2 \cdot t_{bf}; \\ t &= t_{cw}; \\ c &= \begin{cases} 5.34 \text{se } \alpha = \frac{a}{b} \geq 1 \\ 4.00 \text{se } \alpha = \frac{a}{b} < 1 \end{cases}; \\ d &= \begin{cases} 4.00 \text{se } \alpha = \frac{a}{b} \geq 1 \\ 5.34 \text{se } \alpha = \frac{a}{b} < 1 \end{cases}; \\ e &= \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = 189800 \frac{N}{mm^2}; \end{aligned} \quad (3.8-2)$$

dà luogo a:

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_E = \left(c + \frac{d}{\alpha^2} \right) \cdot e \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2 \geq \tau_y \Rightarrow \frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{\left(c + \frac{d}{\alpha^2} \right) \cdot e}{\tau_y}} \quad (3.8-3)$$

che tende al valore limite:

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{\lim} = \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} \sqrt{\frac{\left(c + \frac{d}{\alpha^2} \right) \cdot e}{\tau_y}} = \sqrt{\frac{5.34 \cdot 189800}{\tau_y}} = 87 \cdot \varepsilon \quad (3.8-4)$$

dove $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

Se in un sistema di assi cartesiani si riporta, in funzione del coefficiente di forma $\alpha = a/b$, l'andamento del rapporto b/t che si ha se si assume nella (3.8-3) il segno di uguaglianza, si ottiene la curva diagrammata in Figura 3.8-1. Essa, come evidenziato in precedenza, tende asintoticamente al valore limite $(b/t)_{\lim} = 87 \cdot \varepsilon$, che quindi può essere assunto come valore limite al disopra del quale il pannello è snello, per cui il collasso avviene per instabilità.

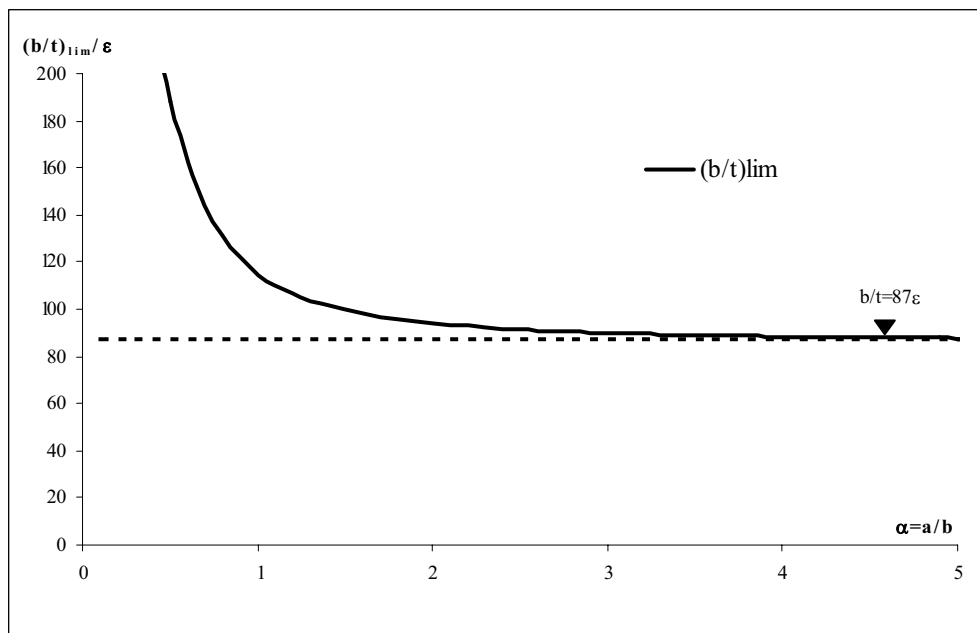


Figura 3.8-1: Curve $(b/t)_{\lim} - \alpha$ (Elaborazione personale).

I comportamenti individuati, collasso plastico e collasso per instabilità, rappresentano però dei comportamento limiti; entrambi, infatti, ipotizzano la rimozione di una sola delle non linearità che influenzano il comportamento dell'elemento (rispettivamente quella meccanica e quella geometrica) e pertanto individuano esclusivamente dei comportamenti limiti ai quali tendere in relazione al valore assunto dal parametro b/t . È evidente, infatti, che nella realtà il modello “ideale”, privo di qualunque effetto perturbante, deve necessariamente essere sostituito dal modello “industriale”, dotato di imperfezioni meccaniche e geometriche, il cui collasso avviene generalmente per effetto di un'interazione tra stabilità e plasticità. In tale spirito, il limite $\left(\frac{b}{t}\right)_{\lim} = 87 \cdot \varepsilon$ precedentemente individuato, va ulteriormente ridotto per tener conto di tali cause di non linearità meccaniche e geometriche.

Determinare tale limite, inferiore a $\left(\frac{b}{t}\right)_{\lim} = 87 \cdot \varepsilon$ presenta però diversi ordini di difficoltà. Esso, infatti, dipende in modo determinante da diversi fattori quali le imperfezioni geometriche, le proprietà meccaniche del materiale (legame σ - ε) la distribuzione delle tensioni residue etc.

Tuttavia, in accordo con l'EC3 (CEN, 1992), che per $\bar{\lambda}_w \leq 0.8$ assume $\tau_b = \tau_y$, si può individuare tale limite imponendo la seguente condizione:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{(b/t)}{37.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \leq 0.8 \Rightarrow (b/t) \leq 29.92 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad (3.8-5)$$

che per $\alpha \rightarrow +\infty$ ($\Rightarrow k_\tau \rightarrow 5.34$), dà luogo alla limitazione $\frac{b}{t} \leq 69 \cdot \varepsilon$ fornita dall'EC3 (CEN, 1992); l'Eurocodice 3 (CEN, 1992), infatti, non ritiene necessaria la verifica di stabilità per taglio se questa condizione è soddisfatta (si veda il §3.7).

In Figura 3.8-2 è tracciata la curva ottenuta col rispetto della condizione $\bar{\lambda}_w = 0.8$.

In definitiva, è possibile affermare che (Figura 3.8-2):

- se $\frac{b}{t} \geq 87 \cdot \varepsilon$ il pannello è snello per cui $\tau_{cr} \leq \tau_y$;
- se $\frac{b}{t} \leq 69 \cdot \varepsilon$ il pannello è tozzo ($\tau_{cr} > \tau_y$) per cui si ha la rottura per snervamento del materiale;
- se $69 \cdot \varepsilon < \frac{b}{t} < 87 \cdot \varepsilon$ c'è interazione tra lo snervamento e l'instabilità del pannello nodale.

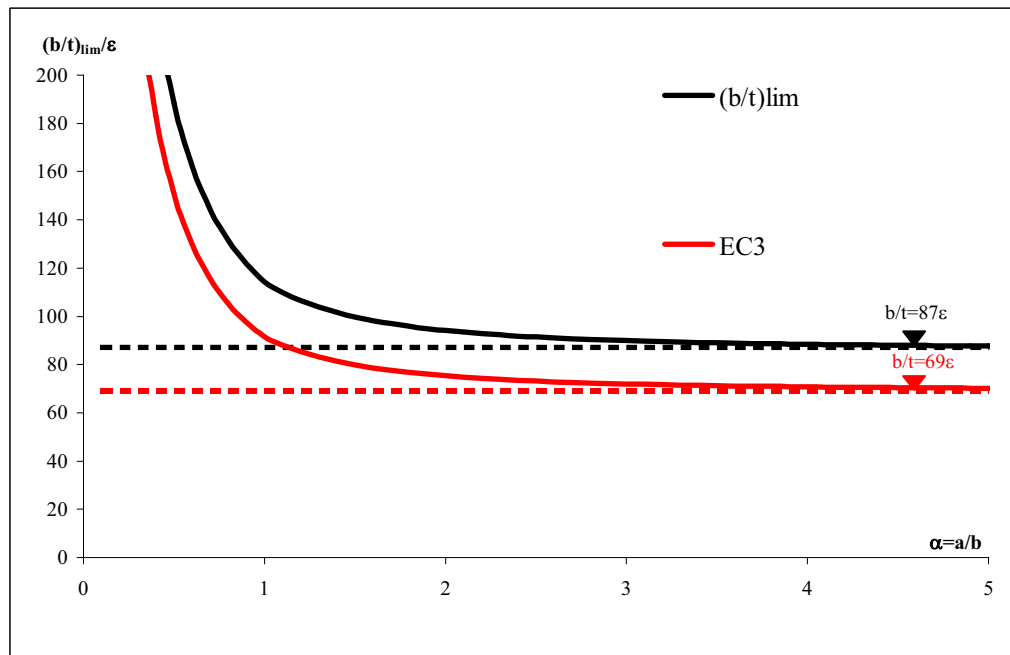


Figura 3.8-2: Definizione di PZ snello (se $b/t \geq 87 \cdot \varepsilon$), di PZ tozzo (se $b/t \leq 69 \cdot \varepsilon$) e di PZ con snellezza geometrica intermedia (se $69 \cdot \varepsilon < b/t < 87 \cdot \varepsilon$) (Elaborazione personale).

Bleich F. (1952), per tener conto degli effetti plastici, suggerisce di ridurre la tensione critica ideale con un apposito fattore $\eta = \sqrt{\frac{E_t}{E}}$, in cui E_t è il modulo tangente istantaneo (si veda il §3.2). Per consentire al pannello di raggiungere la propria resistenza plastica e quindi grosse deformazioni plastiche, si può assumere $E_t = E_{sh} = 0.03 \cdot E$, ottenendo quindi $\eta = 0.17$.

Pertanto, imponendo la condizione $\tau_{cr}^{rid} = \eta \cdot \tau_{cr} = 0.17 \tau_{cr} = 0.17 \tau_y$, si ottiene la curva tracciata in Figura 3.8-3 che tende all'asintoto orizzontale di equazione

$\frac{b}{t} = 36 \cdot \varepsilon$, al disotto del quale non dovrebbero manifestarsi problemi d'instabilità a taglio per il pannello d'anima.

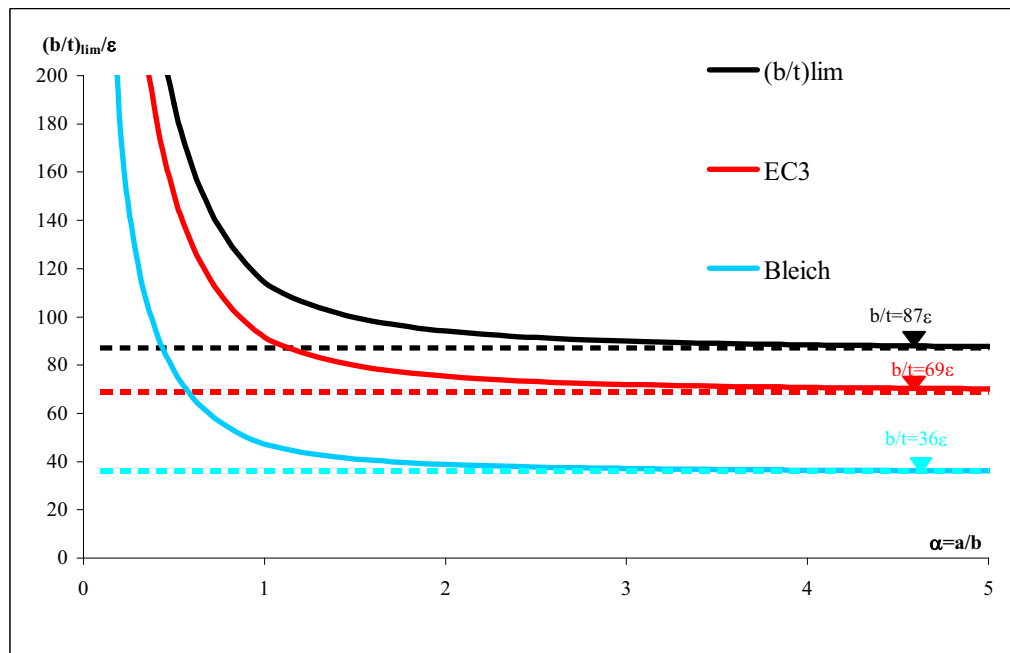


Figura 3.8-3: Limite di snellezza che si ottiene considerando la riduzione della tensione tangenziale critica ideale (Elaborazione personale).

Sia l'UBC (ICBO, 1997) che l'AISC (2002), per non avere problemi d'instabilità del pannello d'anima, prescrivono la seguente limitazione:

$$t \geq \frac{a+b}{90} \quad (3.8-6)$$

che può scriversi nella forma:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{90}{\left(1 + \frac{a}{b}\right)} = \frac{90}{(1 + \alpha)} \quad (3.8-7)$$

La (3.8-7) è diagrammata in Figura 3.8-4 insieme alle curve costruite con le relazioni precedenti. Si può vedere come la (3.8-7) sia più bassa delle altre curve e quindi più conservativa nei confronti dell'instabilità.

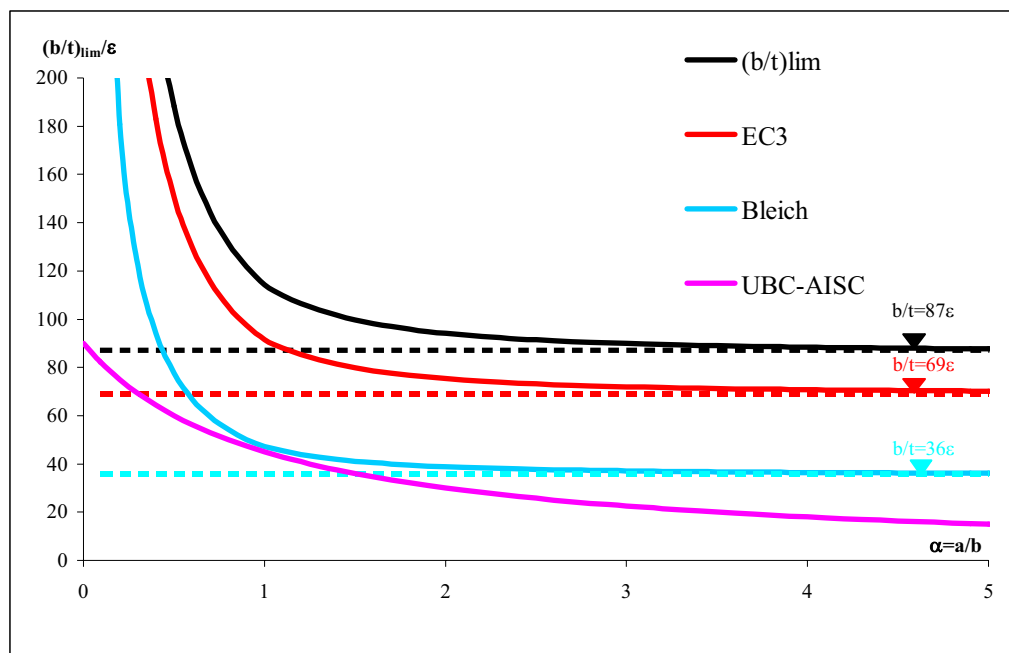


Figura 3.8-4: Limite di snellezza imposto dall'UBC (ICBO, 1997) e dall'AISC (2002) (Elaborazione personale).

Giova osservare che tutte le curve, per bassi valori del fattore di forma, mostrano una resistenza all'instabilità tagliante elevata (le curve di Figura 3.8-3 hanno infatti come asintoto verticale la retta di equazione $\alpha=0$), ciò perché aumenta il valore del coefficiente d'imbozzamento k_τ e quindi di τ_{cr} .

Se nel piano $\frac{b}{t} - \alpha$ si riportano le coppie di valori che si ottengono combinando, in tutti i modi possibili, le travi con profilati IPE 80÷600 con le colonne HE100A÷HE600M, è possibile notare che (Figura 3.8-5):

- la dispersione dei punti segue l'andamento della curva ottenuta col criterio suggerito da Bleich e si trova sempre al di sotto di essa;
- i profilati a I dei sagomari europei hanno dimensioni geometriche tali da non dar luogo a pannelli d'anima snelli e quindi per essi non è necessario effettuare la verifica all'instabilità tagliante: in realtà ci sono alcuni punti che hanno ordinate superiori ai valori limiti $36 \cdot \varepsilon$ e $87 \cdot \varepsilon$, ma ciò si ha per fattori di forma α inferiori all'unità ai quali corrispondono resistenze critiche taglianti elevate (la curva $(b/t)_{lim}$ tende a crescere per α tendente a zero).

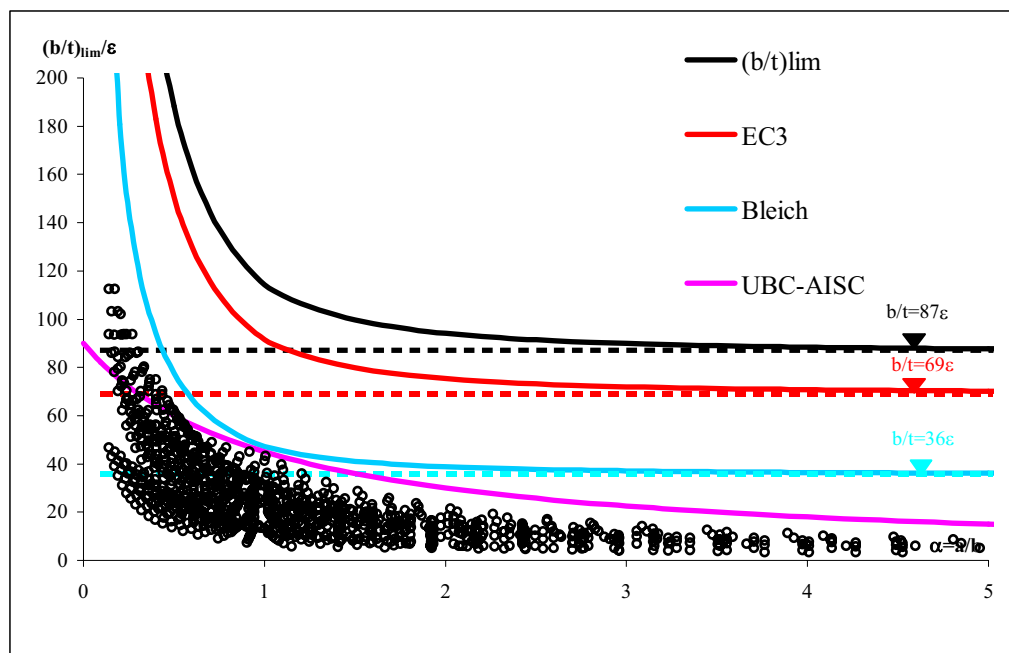


Figura 3.8-5: Confronto delle snellezze geometriche dei profili laminati europei con i limiti imposti dall'UBC (ICBO, 1997) - AISC (2002) e dall'EC3 (CEN, 1992) (Elaborazione personale).

CAPITOLO QUARTO: LE STRUTTURE METALLICHE INTELAIATE IN ZONA SISMICA

4.1. GENERALITÀ

I collegamenti trave-colonna saldati costituiscono la tipologia più diffusamente impiegata nelle strutture intelaiate in acciaio sismoresistenti.

In occasione degli ultimi eventi sismici è stata messa in luce la particolare vulnerabilità sismica di tale tipologia strutturale, precedentemente considerata come la più adeguata nel fronteggiare le azioni trasmesse dai terremoti. In particolare l'aspetto più rilevante emerso dalle osservazioni delle strutture danneggiate è stata l'alta ricorrenza di rotture di tipo fragile, del tutto inattese, e la conseguente bassa duttilità offerta dai collegamenti saldati rispetto alle elevate rotazioni plastiche richieste dall'azione sismica.

Una recente disamina dei dati sperimentali presenti in letteratura ha evidenziato la necessità di arricchire il campione sperimentale attualmente piuttosto limitato, soprattutto con riferimento alle tipologie di collegamento più impiegate in Europa (con travi meno alte di quelle utilizzate nella pratica progettuale statunitense), nonché l'esigenza di indagare su altri fattori che influenzano la capacità rotazionale, quali la dimensione della colonna collegata, il progetto della zona di pannello e la storia di spostamenti imposta.

Da qui la scelta di effettuare una serie di prove sperimentali su collegamenti saldati trave-colonna di dimensioni più vicine a quelle europee.

Infatti, in Europa la tendenza progettuale di posizionare i telai sismoresistenti sul perimetro non è così ampiamente diffusa come in Usa; inoltre le campate dei telai (5-7 metri) sono più piccole di quelle adoperate in USA. Per queste ragioni, in Europa le travi hanno un'altezza minore rispetto a quelle utilizzate in USA (in Europa l'altezza di una trave è all'incirca 300-400mm, mentre in USA raggiungono i 600-1000mm).

La sezione della trave è tipicamente saldata alla colonna in officina, dove le flange della trave sono saldate a completa penetrazione, mentre entrambi i lati dell'anima della trave sono saldati mediante una saldatura d'angolo. I piatti di continuità sono comunemente utilizzati per irrigidire il pannello d'anima della colonna (PZ), mentre i doppi piatti d'anima generalmente non vengono impiegati. Quest'irrigidimento del nodo determina un sostanziale contributo del PZ sulla deformazione globale della connessione.

La tipica tecnica di saldatura usata in Europa è la saldatura manuale ad arco protettivo (MMAW, che viene anche chiamata saldatura manuale con elettrodi rivestiti), anche se questo processo di saldatura sta lentamente lasciando il posto a quelle a filo continuo con protezione dell'arco mediante gas inerte (MIG) oppure con quelle a filo continuo sotto flusso centrale protettivo (FCAW). Inoltre per eliminare le porosità e limitare i difetti di saldatura, bisogna pulire accuratamente la zona da saldare prima di effettuare il processo di saldatura, riducendo così la possibilità di formazione di fessure.

Le prove sperimentali, che costituiscono la prima fase di un più ampio programma d'indagine sul comportamento dei collegamenti trave-colonna saldati, ha previsto l'esecuzione di tre serie di test su campioni in scala reale, con l'obiettivo di definire l'influenza delle dimensioni della colonna e del pannello nodale (PZ), sul comportamento del nodo, al variare della storia di spostamento applicata.

Il programma sperimentale è stato effettuato, presso il "Laboratorio Prove Materiali de l'Instituto Superior Técnico di Lisbona", su tre diverse tipologie di nodo trave-colonna, al fine di evidenziare l'effetto della rigidità della colonna. In particolare, per ogni tipologia di collegamento, il programma sperimentale si è articolato in tre fasi: esecuzione di una prova monotona, esecuzione di quattro prove cicliche, ripetizione di una prova ciclica.

I risultati sperimentali consentono di definire le modalità di collasso, le capacità rotazionali e il comportamento ciclico dei campioni testati.

4.2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

4.2.1. Generalità

Nell'ambito del programma sperimentale in oggetto sono stati progettati, fabbricati e sottoposti a prova un totale di 18 provini in scala reale (3 serie x 6 provini), rappresentativi di nodi saldati trave-colonna di strutture intelaiate in acciaio con saldatura a completa penetrazione (ad arco elettrico manuale con elettrodi rivestiti). Le prove sono state condotte, nel periodo dal 20 maggio al 3 agosto 1996, presso il "Laboratorio Prove Materiali de l'Instituto Superior Técnico di Lisbona" e prevedevano l'applicazione di carichi ciclici inelastici di diversa ampiezza.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche dei campioni, le storie di carico applicate su ciascuno di essi, la strumentazione utilizzata per le prove nonché i risultati ottenuti.

4.2.2. Gli obiettivi della prova

Gli scopi di una prova sperimentale sono molteplici. In questa sede gli obiettivi principali sono quelli di capire il comportamento ciclico e le modalità di collasso del nodo trave-colonna saldato. Già da tempo è stato dimostrato che il pannello nodale influenza notevolmente entrambi i meccanismi e per questo motivo l'attenzione è rivolta maggiormente a questo aspetto. I campioni testati, avendo le colonne di diverse dimensioni, individuano diverse configurazioni del pannello nodale, consentendo così delle valutazioni circa il comportamento ciclico, le modalità di collasso e le capacità rotazionali del collegamento al variare delle dimensioni del pannello. Inoltre i risultati sperimentali della prova monotona sono stati confrontati con quelli teorici di Krawikler (§2.6.1), di Fielding (§2.6.2) e di Wang (§2.6.3) per verificarne la loro attendibilità ed eventuali limitazioni.

4.2.3. I campioni testati

Le caratteristiche dei campioni testati sono mostrati in Figura 4-1 ; essi si compongono di una trave di lunghezza 1000mm saldata alla mezzzeria di una colonna

lunga 1800mm. La saldatura, ad arco elettrico a completa penetrazione, è stata eseguita a mano utilizzando elettrodi rivestiti.

I tre differenti campioni, chiamati BCC5, BCC6 e BCC8, sono stati scelti sulla base delle tipiche sezioni di travi e colonne che vengono utilizzate in Europa. In tutti i campioni la trave è una IPE300 mentre la colonna differisce, per ciascuna serie, nel seguente modo:

- HE160B per la serie BCC5;
- HE200B per la serie BCC6;
- HE240B per la serie BCC8.

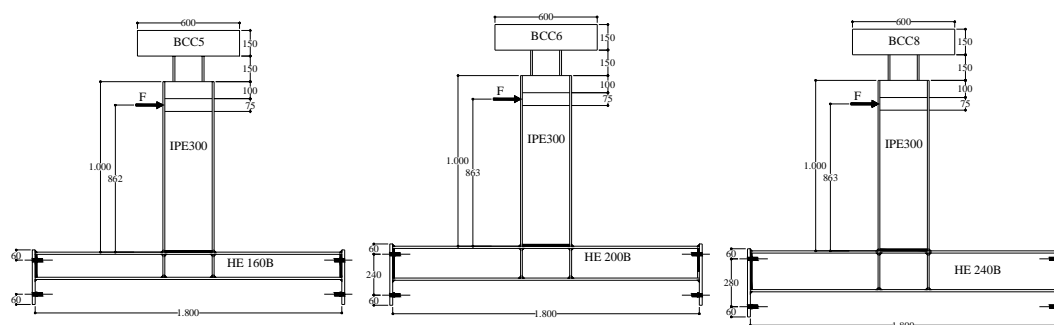


Figura 4-1: Caratteristiche dei campioni testati.

Nella Tabella 4-1 vengono riportate le caratteristiche geometriche dei campioni:

	Sezione trave	Sezione colonna		
	Per tutti i campioni	BCC5	BCC6	BCC8
	IPE300	HE160B	HE200B	HE240B
d [mm]	300	160	200	240
b _f [mm]	150	160	200	240
t _w [mm]	7,1	8	9	10
t _f [mm]	10,7	13	15	17
I [mm ⁴]	83560x10 ³	24920x10 ³	56960x10 ³	112600x10 ³
W [mm ³]	557x10 ³	311x10 ³	570x10 ³	938x10 ³
Z [mm ³]	628x10 ³	354x10 ³	643x10 ³	1053x10 ³

Tabella 4-1: Caratteristiche geometriche dei campioni.

dove: t_w è lo spessore dell'anima, t_f è lo spessore della flangia, I il momento di inerzia; W il modulo elastico di resistenza; Z il modulo plastico di resistenza.

La scelta di queste tre serie di campioni, con la stessa trave e con colonne aventi sezione diverse, è stata fatta per rappresentare un tipico assemblaggio trave-colonna esterno, che si verifica ai vari piani di una struttura intelaiata europea.

A parità di sezione della trave, avendo adoperato tre diversi profilati per le colonne, caratterizzate da differenti momenti plastici, è stato possibile investigare sull'influenza che il rapporto di resistenza colonna/trave ha nei confronti del comportamento plastico del collegamento. Nella Tabella 4-2 sono riportate le resistenze flessionali (momenti plastici) della trave, della colonna e del pannello nodale, tutte calcolate sulla base della tensione di snervamento nominale ($f_y = 235$ MPa).

	Provino		
	BCC5	BCC6	BCC8
$M_{b,pl}$ [kNm]	148	148	148
$M_{c,pl}$ [kNm]	83	151	248
$M_{PZ,pl}$ [kNm]	91	132	183

Tabella 4-2: Resistenze meccaniche nominali della trave, della colonna e del PZ.

Il momento plastico del pannello nodale è stato calcolato, in accordo con l'Annesso J dell'Eurocodice 3 (CEN, 1997), utilizzando la (2.4-3) e la (2.5-5).

La saldatura è stata eseguita a mano utilizzando elettrodi rivestiti del tipo AWS-ASTM E 6013/7013 (prodotti in Portogallo), gli elettrodi corrispondono a quelli classificati secondo le norme UNI 5132 come E44 L2 RC2 5R09.

Essi hanno un rivestimento neutro e una resistenza a trazione dichiarata variabile da 460 a 520 N/mm². La preparazione dei campioni (taglio e saldatura) è stata effettuata all'interno dello stesso laboratorio di prova.

In tutti i nodi la continuità delle ali delle travi è stata garantita dalla presenza di piatti di continuità nell'anima della colonna. Lo scopo è quello di incrementare la rigidezza del pannello nodale e la resistenza di alcune delle sue componenti:

- dell'anima della colonna a taglio;
- dell'anima della colonna compressa;
- dell'anima della colonna tesa;

- della flangia della colonna inflessa (nel piano orizzontale della trave).

Anche in corrispondenza del punto di applicazione del carico sono stati inseriti dei piatti d'irrigidimento per evitare l'imbozzamento dell'anima della trave.

Il collegamento dei campioni alla base è effettuato per mezzo di bulloni che fissano due piastre, preventivamente saldate alle estremità della colonna, a due elementi in acciaio.

I bulloni di collegamenti delle piastre agli elementi in acciaio, che costituiscono il sostegno del prototipo, inizialmente del tipo M27 di classe 8.8 sono stati sostituiti, dalla seconda prova in poi, con i bulloni preserrati M30 sempre di classe 8.8.

4.2.4. Le proprietà dei materiali e dei campioni

Tutte le travi e le colonne erano di acciaio Fe 360 prodotto in Inghilterra dalla British Steel.

Tali acciai hanno i seguenti valori nominali:

- tensione di snervamento nominale $f_y=235 \text{ N/mm}^2$;
- tensione ultima nominale $f_u=360 \text{ N/mm}^2$;
- rapporto di snervamento $Y_R=f_u/f_y=1,532$.

Prima di procedere alle prove cicliche, sui campioni sono state eseguite numerose prove di trazione monoassiale su provini prelevate dalle flange e dall'anima delle travi e delle colonne. I valori medi delle reali proprietà dei materiale (tensione di snervamento ultima e rapporto di snervamento) delle flange e anima delle travi e delle colonne sono riportate in Tabella 4-3 insieme alla loro capacità flessionale, plastica e ultima.

	Provino											
	BCC5				BCC6				BCC8			
	Trave IPE300		Colonna HE160B		Trave IPE300		Colonna HE200B		Trave IPE300		Colonna HE240B	
	Flange	Anima	Flange	Anima	Flange	Anima	Flange	Anima	Flange	Anima	Flange	Anima
$f_y \text{ [N/mm}^2\text{]}$	274,8	305,5	323,1	395,6	278,6	304,9	312,6	401,6	292	300	300	309
$f_u \text{ [N/mm}^2\text{]}$	404,6	412,6	460,2	490,1	398,8	411,4	434,9	489,8	445	450	457	496
Y_R	1,47	1,35	1,42	1,24	1,43	1,35	1,39	1,22	1,52	1,50	1,52	1,61
$M_{pl} \text{ [kNm]}$	166		118		169		198		183		316	
$M_u \text{ [kNm]}$	234		157		242		276		280		482	

Tabella 4-3: Resistenza meccaniche reali dei campioni.

In definitiva, per i tre campioni, il momento plastico della trave, colonna e pannello nodale, è stato calcolato sulla base di entrambe le tensioni, nominali e reali.

La resistenza flessionale del PZ è stata valutata, in accordo con l'Annesso J dell'EC3 (CEN, 1997), utilizzando la (2.4-3) e la (2.5-5).

In Tabella 4.4 sono riportati, per i tre campioni, i valori del momento plastico della trave ($M_{b,pl}$), della colonna ($M_{c,pl}$) e del pannello ($M_{pl,PZ}$), calcolati conside-

rando sia le tensioni nominali che quelle effettive. Essa riporta anche la somma dei momenti plastici delle colonne che convergono nel nodo ($\Sigma M_{c,pl}=2M_{c,pl}$). Questo valore può essere confrontato direttamente con la resistenza della trave e del pannello per individuare l'elemento più debole del sotto assemblaggio trave-colonna che, per i campioni testati, sono la trave e/o il PZ.

Campione	Tensioni	$M_{b,pl}$ [kNm]	$M_{pl,PZ}$ [kNm]	$M_{c,pl}$ [kNm]	$2M_{c,pl}$ [kNm]
BCC5	Nominali	147.6	91.1	83.2	166.4
	Reali	172.6	149.9	114.4	228.8
BCC6	Nominali	147.6	132.3	151.1	302.2
	Reali	175	220.6	201.0	402.0
BCC8	Nominali	147.6	182.8	247.5	495.0
	Reali	183.4	239.6	315.9	631.8

Tabella 4-4: *Resistenze dei campioni testati.*

In particolare, considerando i valori nominali, l'elemento più debole per il BCC5 è il PZ, per il campione BCC8 è la trave, mentre per il BCC6 il PZ e la trave hanno valori della capacità flessionale molto simili. Queste considerazioni sono discutibili se il confronto avviene attraverso le capacità flessionali effettive degli elementi.

Sulla base dei valori delle resistenze relative della colonna trave e PZ, le deformazioni plastiche dovrebbero verificarsi maggiormente nel PZ per il campione BCC5, nella trave per il BCC8, mentre per il nodo BCC6 dovrebbero aversi plasticizzazioni sia nella trave che nel pannello.

4.2.5. L'apparato di prova

Nella Figura 4-2 è riportata una vista generale del set di prova utilizzato nella sperimentazione. Questo è composto, nelle sue parti essenziali, da una parete di reazione in cemento armato, una trave di base, un attuatore, un telaio di controventamento laterale ed una trave di contrasto trasversale.



Figura 4-2: *Apparato di prova.*

La soletta di fondazione è costituita da una piastra in cemento armato dello spessore di 1000mm nella quale sono praticati dei fori di 100mm di diametro disposti su una maglia quadrata con lato di 1000mm. La trave di base è del tipo HE600B con 4400mm di luce. La flangia superiore della trave ha due file di fori longitudinali di 26mm. La distanza tra le due file, così come la distanza tra due fori successivi in senso longitudinale, è di 160mm; ciò permette l'adozione di diverse posizioni possibili per il monitoraggio del prototipo. La trave è fissata alla soletta di fondazione ed alla parete di reazione per mezzo di barre preserrate Dywidag alla suddetta trave trasversale.

La parete di reazione è in cemento armato con altezza di 3900mm, larghezza di 3300mm e spessore di 600mm. Agli estremi della parete sono disposti due file di fori con 40mm di diametro a distanza di 195mm. Il passo tra loro è invece di 180mm, il che permette diverse posizioni di montaggio dell'attuatore.

Il telaio che costituisce il sistema di controventamento laterale, è stato progettato per evitare spostamenti laterali del prototipo durante la prova; a tal fine quattro cuscinetti sono fissati al telaio e impediscono, per contatto con la testa della trave, il suo sbandamento laterale.

La trave di contrasto trasversale è posta allo scopo di evitare deformazioni eccessive della trave di base quando il carico è diretto verso la parete di reazione. Essa è composta da due profili d'acciaio a C accoppiate di altezza 310mm e di base 100mm.

Due elementi di acciaio, opportunamente progettati, fissati, a loro volta, alla trave di base con bulloni preserrati (6 bulloni M24 classe 8.8) consentono il posizionamento del campione.

4.2.6. Le storie di carico

A ciascuna delle tre serie di provini sono state applicate diverse storie di spostamento, sia di tipo monotono sia ciclico, quest'ultimo sia di ampiezza crescente che di ampiezza costante. In particolare per tutte le serie BCC5, BCC6 e BCC8 sono state eseguite una prova monotona, quattro prove cicliche ad ampiezza costante ed una ciclica ad ampiezza crescente secondo le modalità previste dalle raccomandazioni ECCS (1986), cioè:

- un ciclo con la legge $\left[+n \cdot \frac{d_y}{4}; -n \cdot \frac{d_y}{4} \right]$, con $n=1, 2, 3$ e 4 ;
- tre cicli con la legge $[+2n \cdot d_y; -2n \cdot d_y]$, con $n=1, 2, 3, 4, 5, \dots$.

Prova	BCC5			BCC6			BCC8		
	d[mm]	d/d _y	d/H[%]	d[mm]	d/d _y	d/H[%]	d[mm]	d/d _y	d/H[%]
A	±50	±5	±5	±50	±5	±5	±50	±5	±5
B	±75	±7,5	±7,5	±75	±7,5	±7,5	±37,5	±3,75	±3,75
BB	±75	±7,5	±7,5	±75	±7,5	±7,5			
C	cicli ad ampiezza crescente			cicli ad ampiezza crescente			±75	±7,5	±7,5
D	±37,5	±3,75	±3,75	±37,5	±3,75	±3,75	cicli ad ampiezza crescente		
E	Monotona			Monotona			±37,5	±3,75	±3,75
MON							Monotona		

Tabella 4-5: Storie di spostamenti imposti ai campioni.

In Tabella 4-5 è riportato un quadro sintetico delle storie di spostamento imposto ai campioni, in cui le prove cicliche ad ampiezza costante sono state caratterizzate dal valore del rapporto d/d_y , avendo indicato con d_y il valore dello spostamento corrispondente alla condizione teorica di snervamento, che si è assunto pari a 10mm per tutti i campioni.

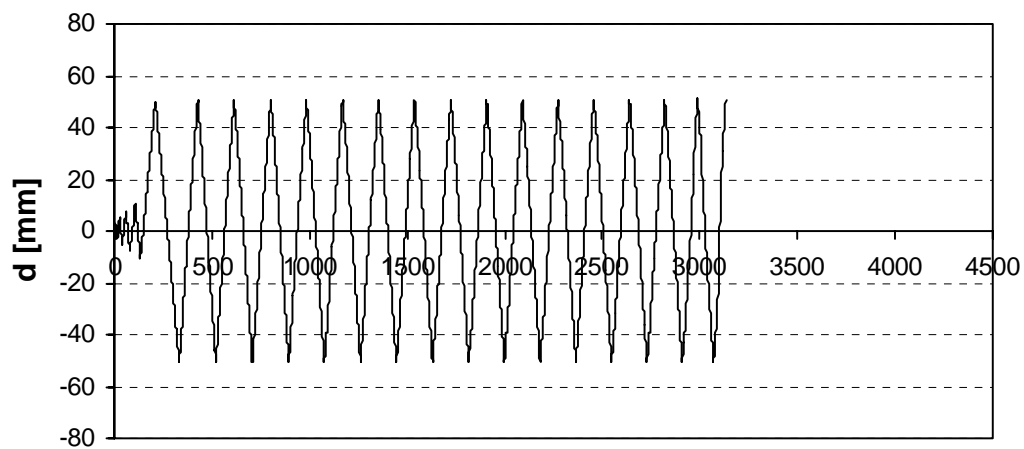
In tutte le prove cicliche ad ampiezza costante, prima dell'applicazione della specifica storia di spostamento, sono stati imposti quattro cicli di spostamento di ampiezza crescente in regime elastico ($d/d_y=0.25, 0.5, 0.75, 1$).

Il programma di prove si è articolato in quattro fasi successive. La prima ha previsto l'applicazione di cinque diverse storie di carico (4 cicliche A, B, C e D ed una monotona E) per cinque campioni del tipo BCC5; nella seconda fase le stesse storie di carico sono state applicate ad altri cinque campioni del tipo BCC6; nella terza fase sono state applicate ai campioni BCC8 le quattro storie di carico cicliche

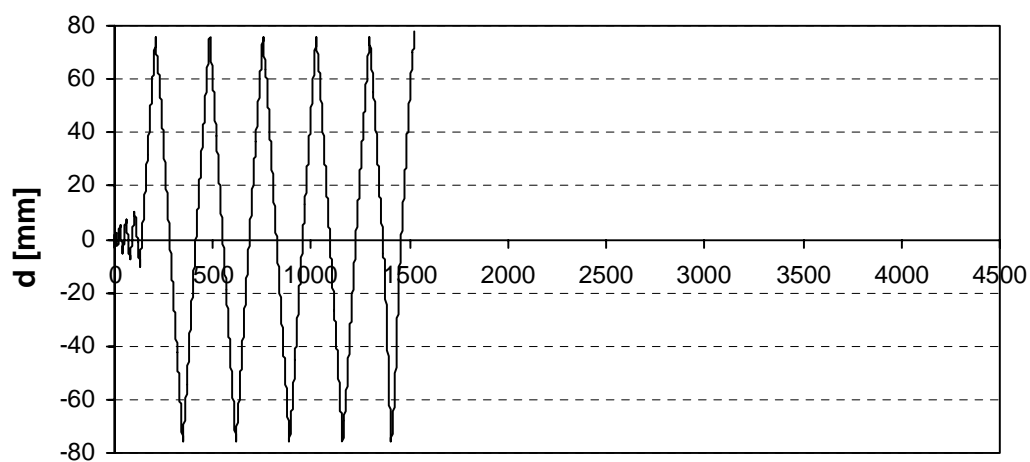
A, B, C, D ed una monotona (Mon); nella quarta fase è applicata una prova ciclica BB per un campione BCC5 e BCC6, ed una prova ciclica E per un campione BCC8. Essa viene eseguita per avere delle informazioni circa l'aleatorietà dei risultati della sperimentazione, infatti per i campioni BCC5 e BCC6, la prova BB è uguale a quella B mentre, per il campione BCC8, la prova E è uguale a quella B.

Le storie di carico applicate ai vari campioni sono rappresentate nei grafici che seguono. Le curve riguardanti i test ad ampiezza costante, indicano solo il tipo e la forma della storia di carico, ovviamente il numero di cicli che determina il collasso del campione è diverso da campione a campione.

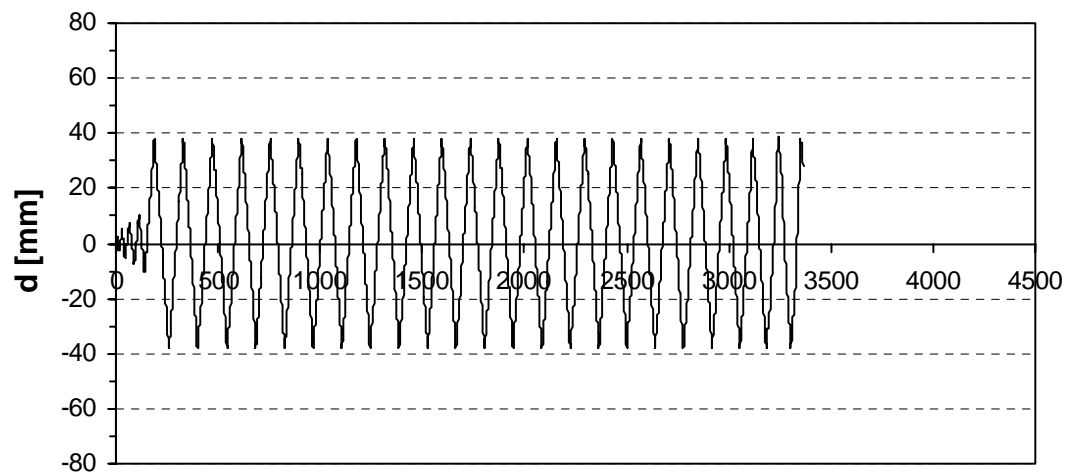
Storia di carico - BCC5A, BCC6A, BCC8A



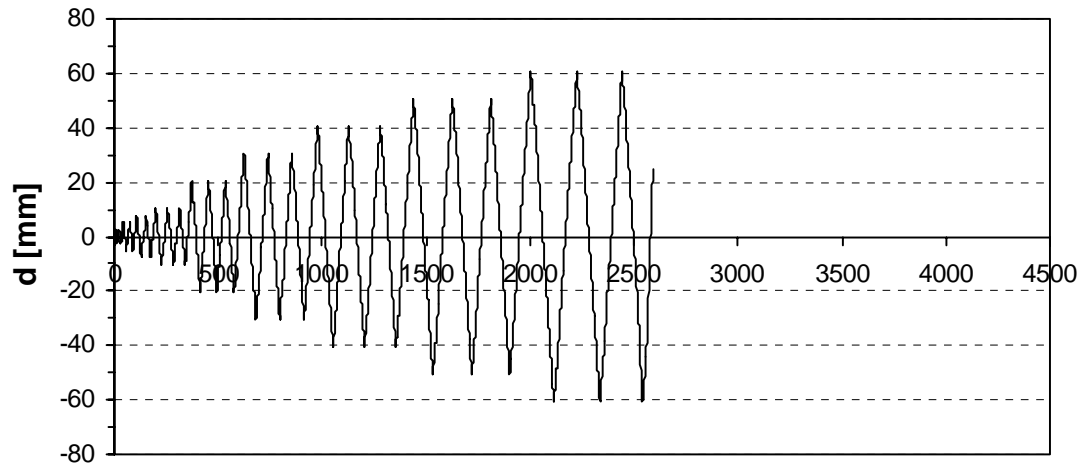
Storia di carico - BCC5B, BCC6B, BCC5BB, BCC6BB, BCC8C



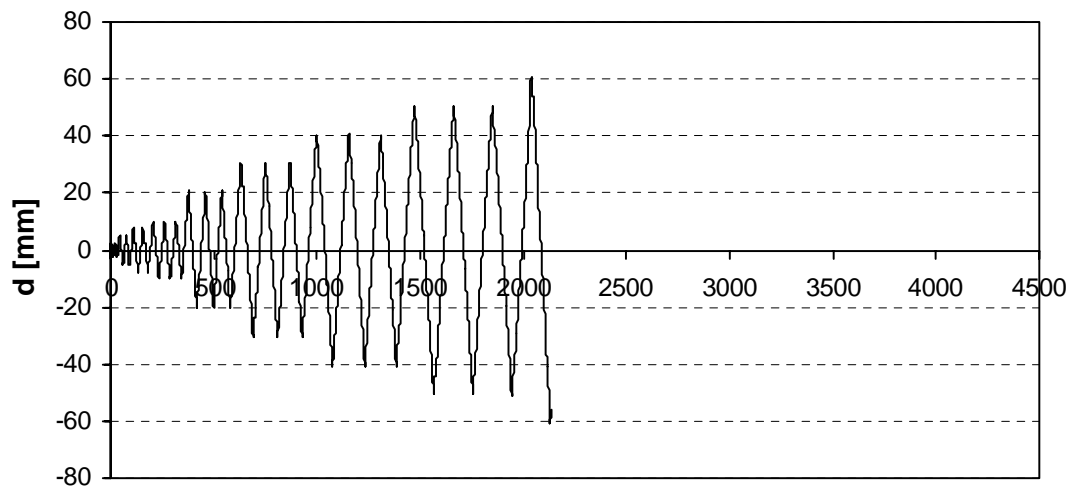
Storia di carico - BCC5D, BCC6D, BCC8B, BCC8E



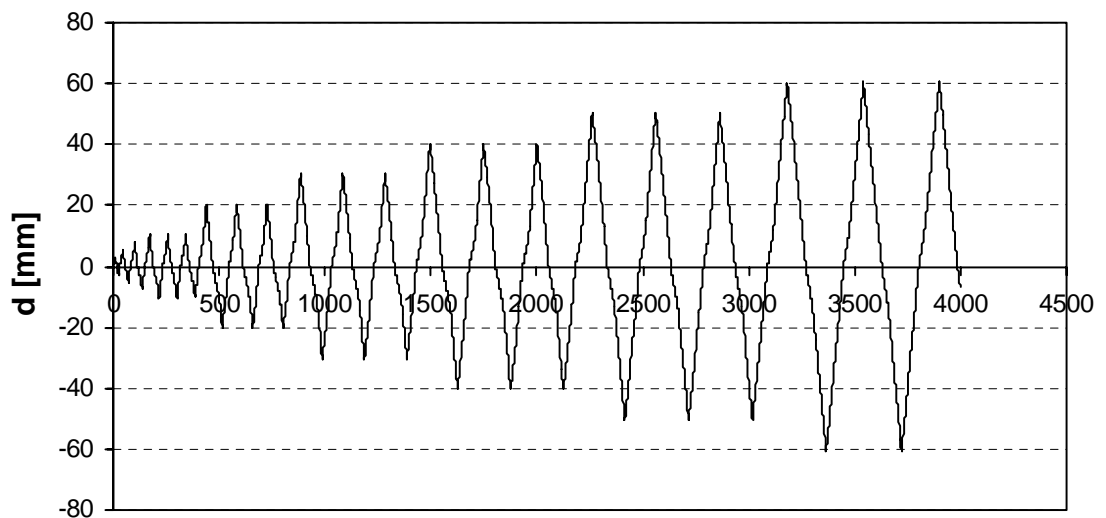
Storia di carico ECCS - BCC5C



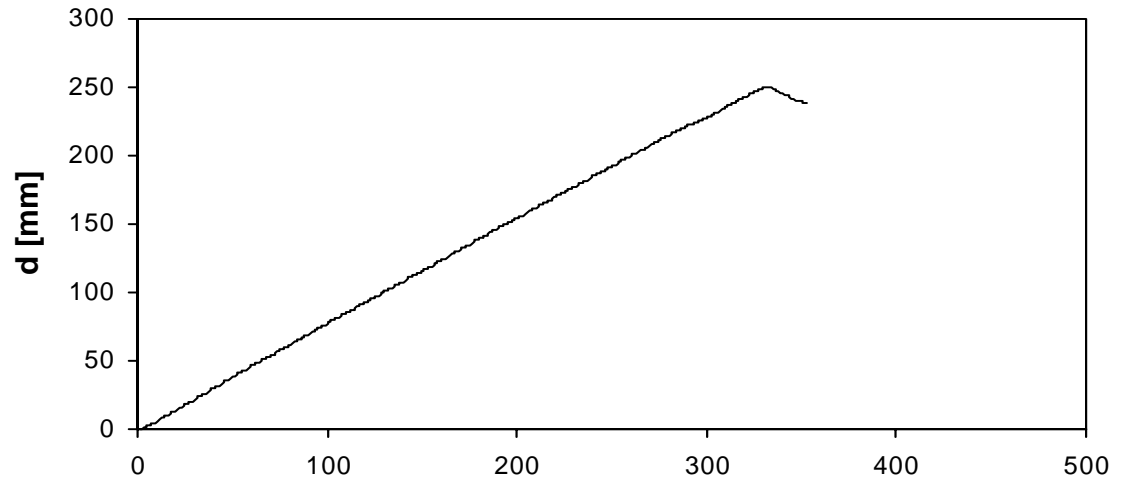
Storia di carico ECCS - BCC6C



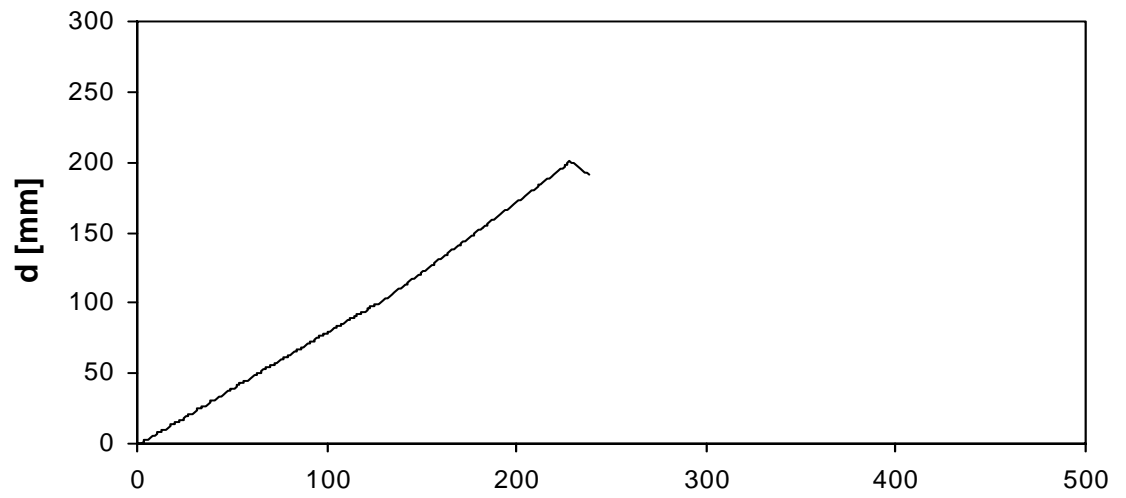
Storia di carico ECCS - BCC8D



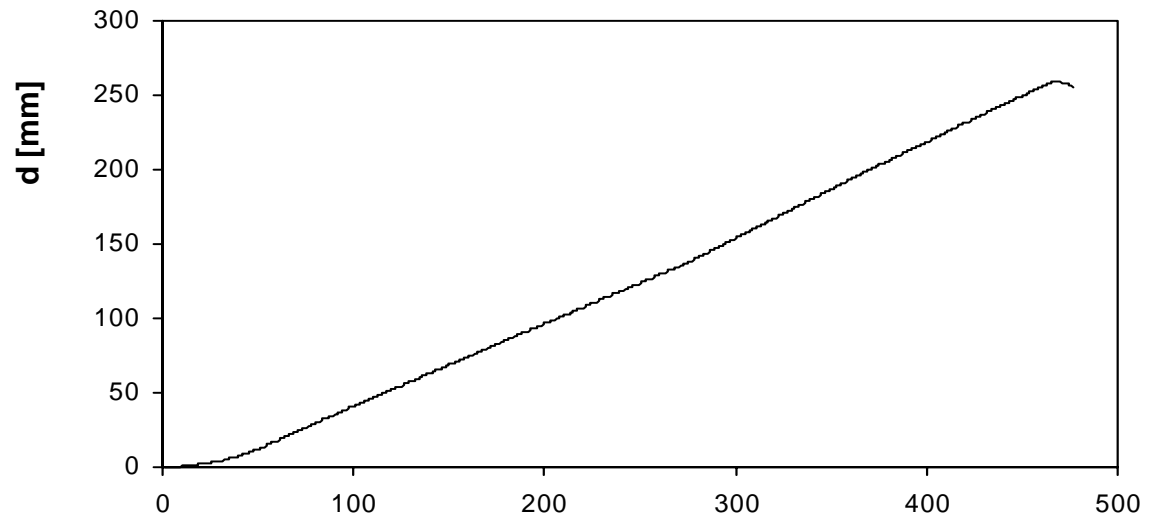
Storia di carico - BCC5E



Storia di carico - BCC6E



Storia di carico - BCC8MON



4.2.7. La strumentazione utilizzata

La strumentazione utilizzata per le prove sperimentali è schematizzata nelle figure che seguono, essa si compone principalmente di:

- 20 deflettometri elettrici (Linear Variable Displacement Transducer–LVDT's) per la misura ed il controllo degli spostamenti in diversi punti dei campioni. Questi spostamenti vengono letti grazie ad un cilindretto che scorre nello strumento la cui corsa è limitata, cioè riesce a misurare fino ad un certo spostamento. Quindi per avere una corretta valutazione sulla deformata del campione è necessario controllare, attraverso le storie di spostamento dei trasduttori, se lo strumento è arrivato a fine corsa o meno. Nella sperimentazione sono stati utilizzati trasduttori da 10, 25, 50 e 100mm, mentre solo il trasduttore n° 20 è da 500mm ed è stato posto nel punto di applicazione del carico per misurare lo spostamento orizzontale dell'estremità della trave;
- una cella di carico da 50kN posta in corrispondenza del punto di applicazione della forza;
- un attuatore in grado di applicare un carico di 1000 kN tanto in trazione che in compressione, con una corsa massima di 400mm. Esso è inoltre dotato di un sistema che consente, anche sotto la configurazione deformata del provino, di mantenere il carico ortogonale all'asse della trave;
- una centralina di comando dell'attuatore che ne regola la velocità e la corsa;
- una centrale di acquisizione dati in grado di registrare tutte le misure effettuate durante le prove: Data Logger–HP Modello 3852°;
- un computer 486–DX4.

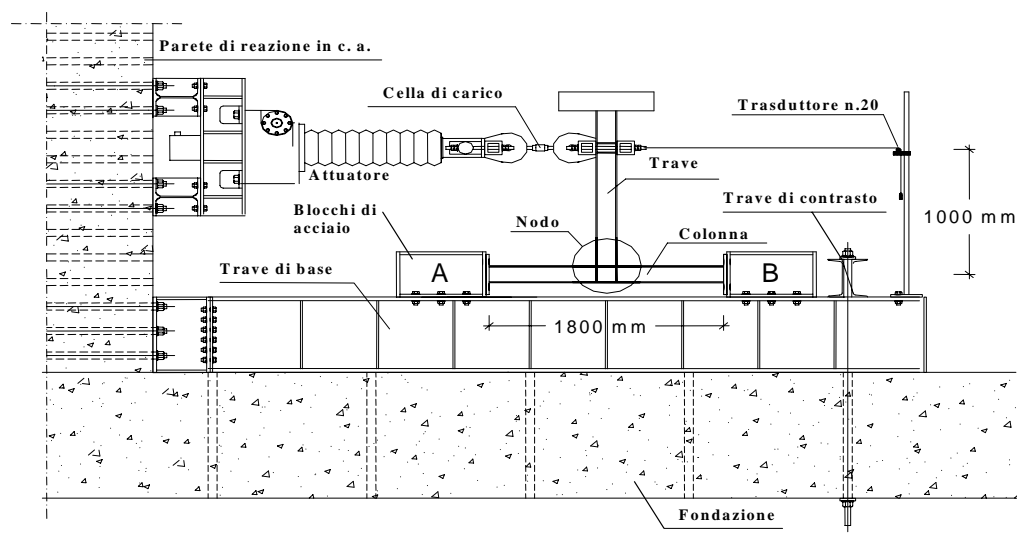


Figura 4-3: Particolare del Set di prova.

I trasduttori 1-2, 3-4, 8-10 e 9-11 (9-7 per il BCC8) forniscono le indicazioni necessarie per ricavare indirettamente le rotazioni nelle sezioni corrispondenti: per esempio, la rotazione nella sezione di applicazione dei trasduttori 1 e 2 si determina, dividendo la somma degli spostamenti letti dai due trasduttori per la loro distanza. Il trasduttore n°5 (n°6 per BCC8) fornisce la misura dello spostamento orizzontale dell'asse della trave in corrispondenza del suo punto d'applicazione; il n°6 ed il n°7 (n°5 per BCC8) danno indicazioni circa l'imbozzamento locale della flangia della trave; i trasduttori posti in corrispondenza del bordo superiore delle piastre di estremità consentono di valutare eventuali slittamenti delle stesse; inoltre essi forniscono informazioni sulla rotazione rigida della colonna, mentre quelli posti ortogonalmente (come il 14 ed il 15 per BCC5 e BCC6) restituiscono la deformazione flessionale delle piastre di estremità. I trasduttori n°16 e n°17 (n°11 e n°12 per BCC8) forniscono indicazioni sulla deformazione del pannello nodale essi permettono inoltre di ricavare indirettamente la rotazione del pannello stesso e quindi di depurare la rotazione globale dell'aliquota relativa al pannello; i trasduttori n°18 e n°19, che per i campioni BCC8 sono assenti, forniscono indicazioni sullo spostamento verticale dei punti d'applicazione dando informazioni sulla deformazione tagliante del pannello nodale visto che meglio interpretano, rispetto agli altri, tale deformazione; il trasduttore n°20 serve a misurare lo spostamento imposto all'altezza del punto d'applicazione della forza.

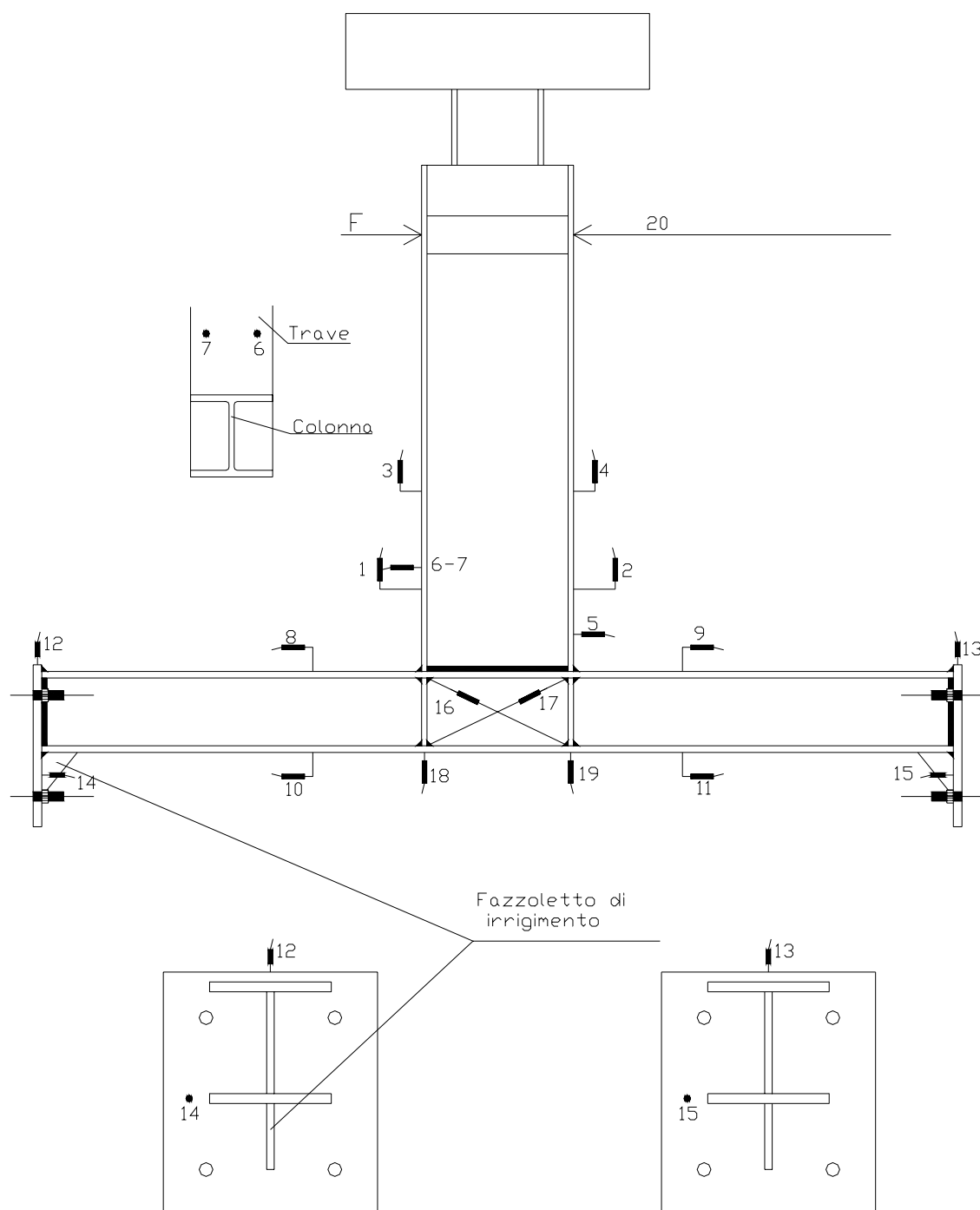


Figura 4-4: Posizione dei trasduttori sui campioni BCC5 e BCC6.

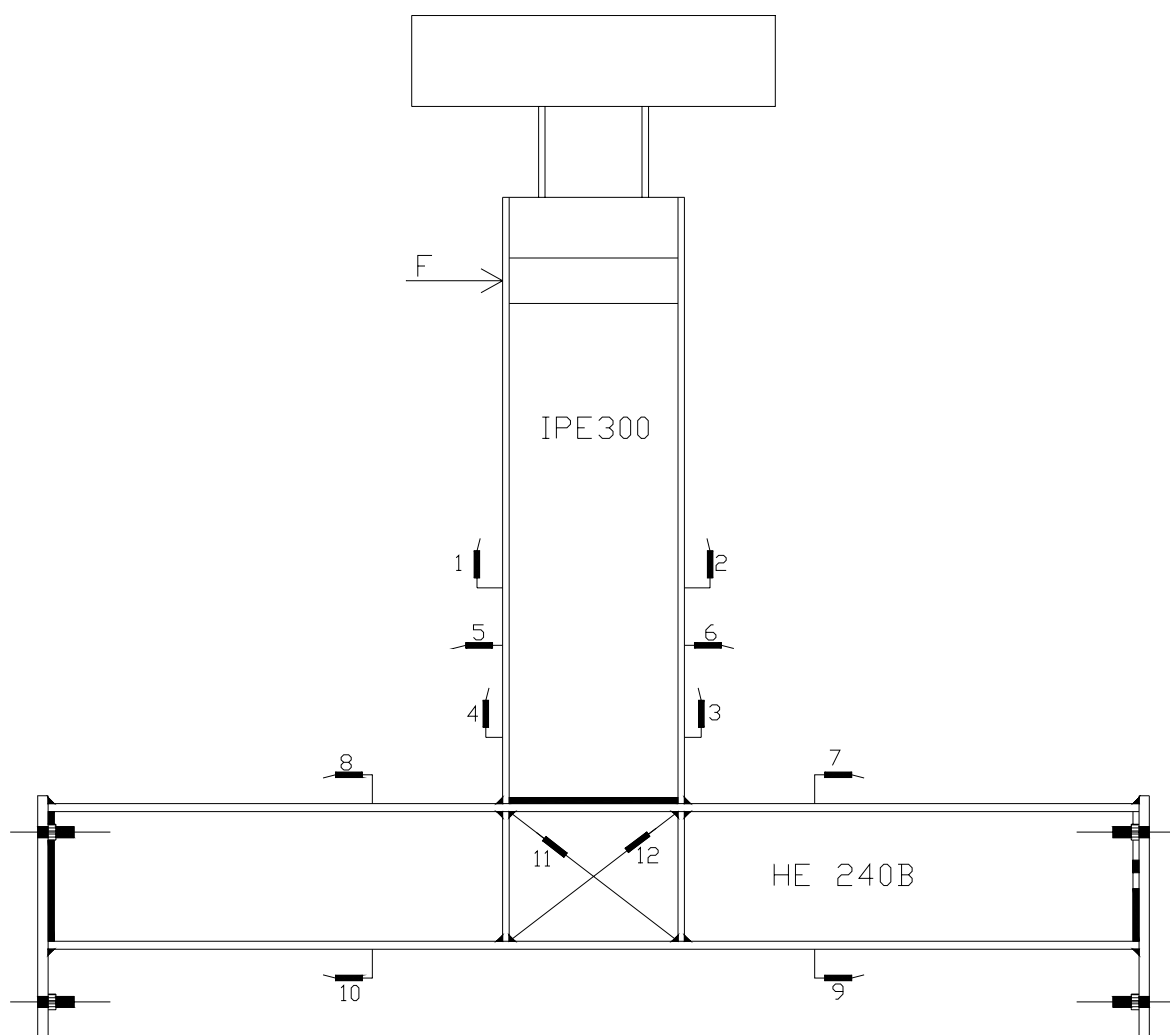


Figura 4-5: Posizione dei trasduttori sul campione BCC8.

4.2.8. Condizioni di vincolo del campione e modalità di calcolo delle rotazioni

Le reali condizioni di vincolo delle estremità delle colonne possono assimilarsi, approssimativamente, ad appoggi. Essendo i campioni rappresentativi di un sottoassemblaggio di un telaio, gli appoggi della colonna sono congruenti al caso in cui il diagramma del momento flettente si annulli a metà altezza della colonna superiore e inferiore del sottoassemblaggio. Uno schema del genere è veritiero per i telai alla Grinter, ma nei casi reali la posizione del punto di nullo del momento è in funzione delle rigidezze relative tra gli elementi che convergono nel nodo. Però, per strutture dotate di una certa regolarità (sezione delle travi costante in tutti gli impalcati, riduzione graduale, dal basso verso l'alto, delle sezioni delle colonne), sovente capita che il punto di nullo del momento è posto approssimativamente a metà altezza della colonna (escluso il piano terra dove la presenza dell'incastro di base fa spostare verso l'alto il punto di nullo del momento).

Per valutare la capacità rotazionale è necessario conoscere la sua rotazione totale, elastica e plastica. Quest'ultima è stata calcolata attraverso la differenza delle prime due. La rotazione totale è data dal rapporto $(d/H)_{\text{totale}}$ (d =spostamento imposto all'estremità della trave; H =lunghezza trave, cioè è la distanza tra il punto d'applicazione della forza e l'asse della colonna), mentre quella elastica si può valutare attraverso lo studio della linea elastica del campione:

$$(d/H)_{\text{elast.}} = (d/H)_{\text{elast.trave}} + (d/H)_{\text{elast.colonna}}$$

dove:

- $(d/H)_{\text{elast.trave}} = (F \cdot H^3 / 3 \cdot EI) / H$ è la rotazione elastica della trave relativa allo schema a mensola;
- $(d/H)_{\text{elast.colonna}} = M \cdot H / 12 \cdot EI$ è la rotazione della sezione di mezzzeria della colonna, schematizzata come una trave appoggiata e appoggiata caricata con un momento $M = F \cdot H$ applicato nella sezione di mezzzeria della colonna.

La deformata elastica del campione è mostrata nella Figura 4-6.

Una volta nota la rotazione elastica del collegamento è possibile trovare quella plastica:

$$(d/H)_{\text{plastico}} = (d/H)_{\text{totale}} - (d/H)_{\text{elast.}}$$

Questo valore non è però quello reale, perché c'è anche il contributo, valutato attraverso la lettura dei trasduttori, dello slittamento delle piastre di ancoraggio del campione e dalla rotazione (deformazione tagliante) del pannello nodale. Infatti nel calcolo della linea elastica gli appoggi sono stati considerati fissi (invece subiscono un cedimento) mentre il pannello non è stato considerato. La rotazione totale del collegamento $(d/H)_{\text{totale}}$ è l'angolo di spostamento d'interpiano del sottoassemblaggio, per cui tutti gli elementi che contribuiscono allo spostamento d'interpiano "d" devono essere presi in considerazione.

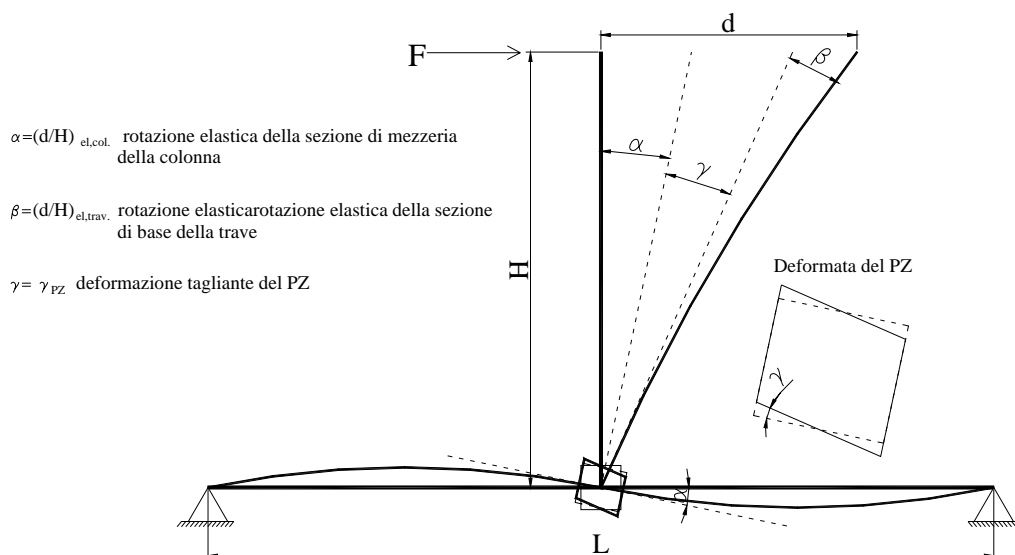


Figura 4-6: Deformata elastica del sottoassemblaggio.

4.2.9. Calcolo del taglio e della deformazione tagliante del pannello nodale

Per la valutazione del comportamento ciclico del pannello nodale è necessario determinare il diagramma Taglio del pannello–Deformazione tagliante.

Il taglio nel pannello può calcolarsi mediante la (2.4-3).

La deformazione tagliante del pannello nodale è stata calcolata grazie all’ausilio dei trasduttori posti in questa zona nei provini testati. I trasduttori utilizzati, per i provini BCC5 e BCC6 sono il trasduttore 16, 17, 18, e 19 posti come descritto in Figura 4-7.

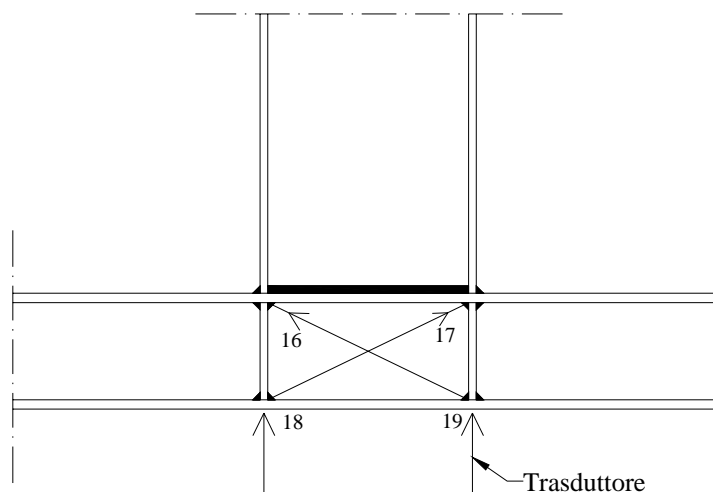


Figura 4-7: Posizione dei trasduttori necessari alla valutazione della distorsione del PZ.

I trasduttori 16 e 17 forniscono indicazioni sulla deformazione del pannello, essi inoltre permettono di ricavare indirettamente la rotazione del pannello stesso e quindi di depurare dalla rotazione totale, l’aliquota relativa al pannello. I trasduttori 18 e 19 forniscono indicazioni sullo spostamento verticale dei punti d’applicazione grazie ai quali è possibile calcolare la deformazione tagliante del pannello nodale.

Per il provino BCC8 i trasduttori utilizzati a tale scopo sono solo quelli 11 e 12, disposti lungo le diagonali del pannello nodale. Non essendoci i trasduttori 18 e 19, necessari per determinare la deformazione del pannello, occorre valutare gli spo-

stamenti dei loro punti d'applicazione attraverso le grandezze lette dai soli trasduttori diagonali.

Per tutti i provini e per ogni prova, la deformazione tagliente del pannello è stata calcolata in due modi diversi, individuando così la per tutti i campioni le rotazioni γ_{PZ1} e γ_{PZ2} . In realtà, la prima deformazione è più una stima della rotazione del pannello che della deformazione tagliente del pannello stesso, in ogni modo i due valori sono approssimativamente uguali.

I trasduttori 18 e 19 non forniscono informazioni aggiuntive sulla rotazione del pannello, ma sono importanti per la determinazione della sua deformazione tagliente. Il loro utilizzo si è dimostrato spesso importante in quanto in molte delle prove i trasduttori 16 e 17, che forniscono indicazioni circa le deformazioni dei pannelli nodali, sono usciti fuori dalle basette di appoggio e quindi non sono stati in grado di fornire alcuna indicazione.

Posto $AB=d_b-t_{bf}$ e $AD=d_c-t_{cf}$, il γ_{PZ2} può valutarsi sulla base del seguente schema deformativo del pannello.

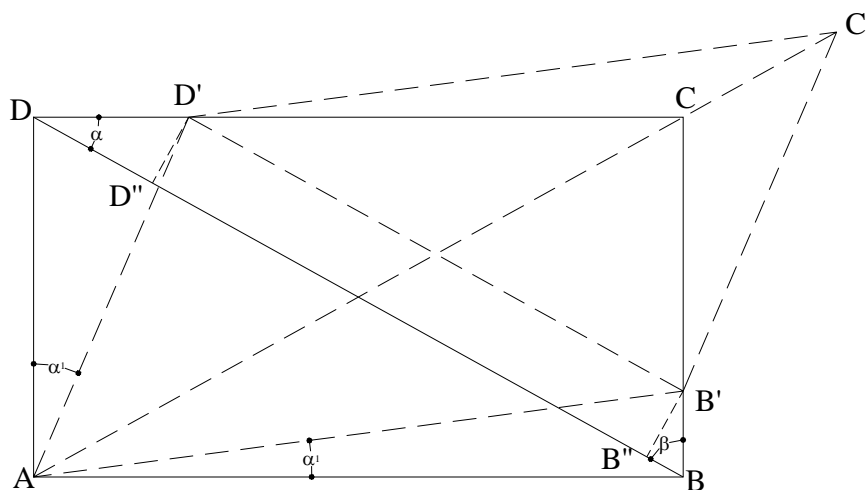


Figura 4-8: Schema di deformazione del PZ.

Utilizzando le misure del solo trasduttore 16 è stato calcolato lo scorrimento del pannello $\gamma_1 = \alpha_1 + \alpha$. Usando poi le misure del trasduttore 17 si è calcolato γ_2 alla stessa maniera di γ_1 : la distorsione γ_{PZ2} è data dalla loro media.

Detta d_i la lettura del trasduttore i^{mo} , essendo:

- $DD''+BB''=d_{16}$;
- $DD''\cdot\tan\alpha=BB''\cdot\tan\beta$;
- $BB''=\frac{d_{16}}{1+(AB/AD)^2}$;
- $DD''=d_{16}-BB''$;
- $DD'=DD''/\cos\alpha$;
- $BB'=BB''/\cos\beta$;
- $\tan\alpha_1=DD'/AD$;
- $\tan\alpha_2=BB'/AB$;

risulta:

$$\alpha_1 = \arctan \left[\frac{d_{16}}{AD \cos(\arctan \frac{AD}{AB})} \cdot \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{AB}{AD} \right)^2 + 1} \right) \right]$$

$$\alpha_2 = \arctan \left[\frac{d_{16}}{AB \cos(\arctan \frac{AB}{AD})} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{AB}{AD} \right)^2 + 1} \right) \right]$$

Lo stesso discorso vale per γ_2 , solo che occorre sostituire, alla lettura del trasduttore 16, quella del 17 cambiata di segno.

Il calcolo di γ_{PZ2} viene fatto per mezzo dei trasduttori 18 e 19, utilizzando la seguente relazione :

$$\gamma_{PZ2}=(d_{18}-d_{19})/d_b$$

Nei casi in cui essi non stati applicati (campione BCC8), gli spostamenti dei loro punti di applicazione possono valutarsi, dalle letture d_{16} e d_{17} , con il teorema di Carnot (si veda la Figura 4-9):

$$(c + d_{16})^2 = a^2 + b^2 - 2 \cdot a \cdot b \cdot \cos \gamma_1$$

che consente di ricavare γ_1 e quindi la lettura del trasduttore 18:

$$d_{18} = \frac{a}{\tan[(180 - \gamma_1) \cdot 3.14 \text{rad} / 180^\circ]}$$

dove $a = d_b - t_{bf}$. Lo stesso discorso vale d_{19} .

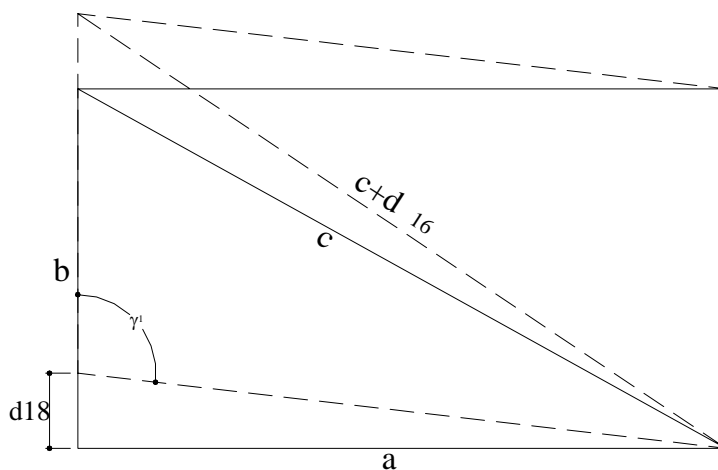


Figura 4-9: Schema di deformazione del PZ.

4.3. PROCEDURA DELLA PROVA

Ogni prova si è sviluppata attraverso le seguenti fasi successive:

- 1) preparazione del campione: la trave veniva saldata alla colonna; venivano saldate le piastre di estremità e, dalla seconda prova in poi, su queste venivano saldati i fazzoletti di rinforzo triangolari;
- 2) il campione veniva posizionato per la prova. Le piastre di estremità venivano bullonate agli elementi di supporto, quindi veniva montato, dalla parte superiore della trave, il blocco comprendente l'attuatore e la cella di carico;
- 3) collegamento dell'attuatore alla relativa centralina di comando e della cella di carico alla centrale di acquisizione dati;
- 4) si passava quindi al posizionamento ed al fissaggio dei trasduttori e successivamente al loro collegamento alla centrale di acquisizione dati;
- 5) la centrale di acquisizione dati veniva collegata con il computer e questo, a sua volta, con la centralina di comando dell'attuatore;
- 6) a questo punto tutta la strumentazione: cella di carico, trasduttori, attuatore, centrale di acquisizione dati e centralina di comando dell'attuatore venivano sottoposti ad una prova per verificare il loro corretto funzionamento;
- 7) inizio della prova con l'applicazione di un carico ciclico. Avendo l'attuatore una corsa orizzontale, per poter applicare alla trave il carico voluto (flessione ciclica), la colonna è stata posta orizzontalmente mentre la trave è stata posta in posizione verticale. L'esatta storia di carico applicata ad ogni campione verrà descritta in seguito;
- 8) la procedura di prova era completamente automatizzata. Il carico era applicato indirettamente: imponendo lo spostamento voluto alla testa della trave e quindi leggendo il corrispondente valore della forza. Sia il sistema di applicazione del carico che quello di acquisizione dei dati era

controllato in modo semi-automatico grazie all'utilizzo di un software opportunamente preparato. Durante la prova, il computer comandava la corsa dell'attuatore, in funzione di un assegnato spostamento; l'attuatore procedeva fino al raggiungimento dello spostamento assegnato; contemporaneamente la cella di carico e i trasduttori trasmettevano alla centralina di acquisizione dati le letture effettuate (che venivano trascritte automaticamente in un file ASCII leggibile in Excel). Il software utilizzato prevedeva un controllo su forza, spostamento e rigidità: ogni qualvolta l'incremento di forza, l'incremento di spostamento, oppure la variazione di rigidità registrati, superavano il valore fissato in base di input esso bloccava la corsa dell'attuatore e provvedeva alla trascrizione dei dati. Quando lo spostamento, all'altezza del punto d'applicazione della forza, era uguale a quello assegnato l'attuatore si arrestava ed invertiva la sua corsa. Durante la prova, ogni evento ritenuto particolarmente significativo veniva annotato in un modulo opportunamente predisposto e fotografato. Il software prevedeva anche la possibilità di interrompere e riprendere successivamente la prova con gli stessi parametri oppure di riprenderla una volta cambiati uno o più di essi.

4.4. RISULTATI SPERIMENTALI

In questa sezione vengono riportati i risultati e le informazioni raccolte durante l'esecuzione delle prove in oggetto.

4.4.1. Campione BCC5

4.4.1.1. Test BCC5-A

La prova si è sviluppata secondo due momenti successivi; al primo, durante il quale si è imposto uno spostamento ciclico di ampiezza crescente in regime elastico, è seguito l'applicazione di uno spostamento di ampiezza costante. La storia di carico è riportata nella Tabella 4-5.

Nella Figura 4-10 è mostrato il campione e la posizione dei trasduttori, necessari per il calcolo degli spostamenti e rotazioni delle sezioni del campione.

In questa prova non sono stati disposti i trasduttori 18 e 19, utilizzati a partire dalla seconda prova in poi. Il loro utilizzo si è dimostrato spesso importante in quanto in molte delle prove i trasduttori 16 e 17, che forniscono indicazioni circa le deformazioni dei pannelli nodali, sono usciti fuori dalle basette di appoggio e quindi non sono stati in grado di fornire alcuna indicazione.

Dopo i primi quattro cicli con ampiezza sufficientemente modesta, tale da far restare il sistema in campo elastico, si è subito passati ad imporre lo spostamento scelto. Già dal primo ciclo con ampiezza 50mm (quinto ciclo assoluto) le deformazioni del pannello nodale sono risultate molto marcate; all'ottavo ciclo era già visibile l'imbozzamento della flangia della trave dal lato della parete. La prima lesione visibile si è riscontrata in corrispondenza del ciclo assoluto n°10 dal lato della parete. Con riferimento alla Figura 4-3 nel seguito si indicherà con il termine "parete" il lato sinistro, quello in cui si trova la parete di contrasto, mentre con il termine "porta" quello opposto alla parete stessa.

Al ciclo n°12, per spostamento imposto verso la porta, si è verificato lo slittamento dei bulloni che connettevano le piastre di estremità alla struttura di supporto: ciò ha causato, per esse, scorrimenti maggiori di 4mm con conseguente spostamen-

to verticale del prototipo; si è pertanto stabilito di adottare, nelle prove successive, bulloni M30 per fissare il prototipo agli elementi speciali di acciaio.

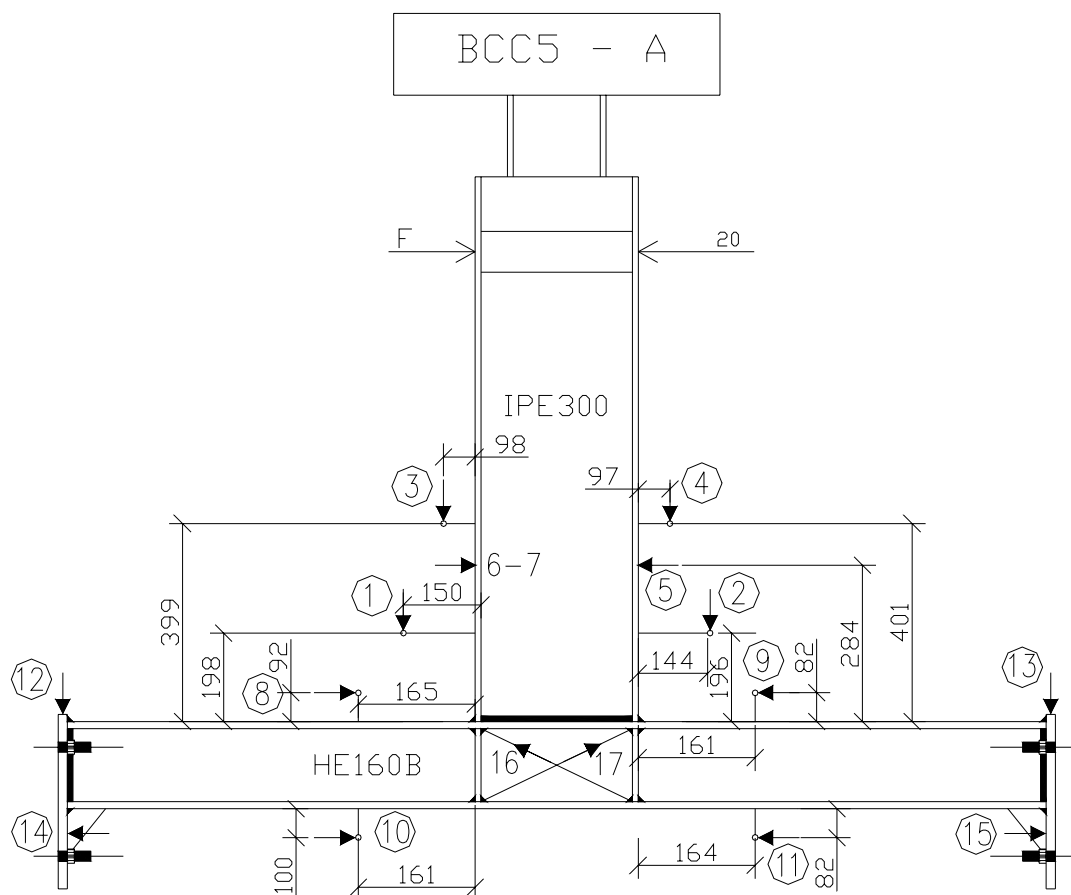


Figura 4-10: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC5-A.

Al ciclo 18 il trasduttore n°5 si è spostato per cui i valori letti in esso a partire da questo ciclo non sono attendibili. Al ciclo 19 la fessura della flangia si è estesa all'anima della trave. Al ciclo 20 la fessura ha raggiunto circa la semi altezza della trave: a questo punto la prova è stata considerata conclusa.

In Figura 4-11 è riportata la curva F-d essendo F la forza applicata dall'attuatore e d lo spostamento orizzontale della trave nella sezione di applicazione del carico.

In queste prime curve si possono osservare delle piccole irregolarità, esse sono dovute allo slittamento dei bulloni che fissano il prototipo agli elementi in acciaio.

Un inconveniente che si è verificato in questa prima prova è stata l'eccessiva deformazione flessionale (nel piano dell'asse della colonna) delle piastre di estrema-

tà. Infatti i trasduttori (14 e 15), preposti al loro controllo, hanno registrato grosse deformazioni. A ciò si è ovviato saldando un fazzoletto triangolare d'irrigidimento nella parte inferiore ad entrambe le piastre di estremità. La rottura del campione è avvenuta al ventunesimo ciclo. La cricca si è formata sulla flangia a pochi millimetri della sezione di saldatura e poi si è diffusa all'interno verso l'anima della trave.

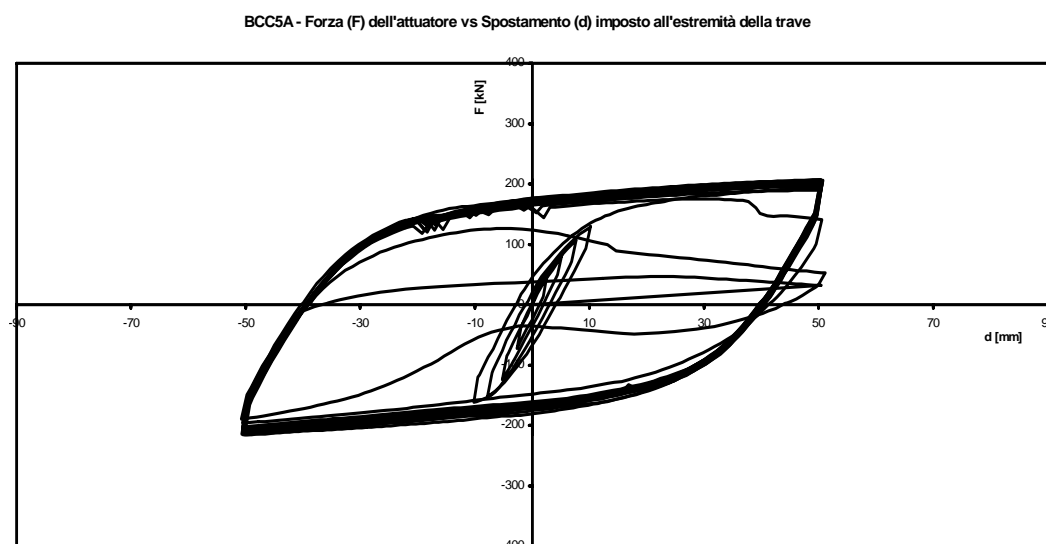


Figura 4-11: *Curva forza – spostamento (F-d) per il provino BCC5-A.*

Già dal primo ciclo ad ampiezza costante si è potuto osservare una forte deformazione del pannello nodale. In Figura 4-12 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi, è possibile valutare la differenza tra i due valori (per l'eccessiva deformazione gli strumenti potrebbero effettuare delle letture poco attendibili). Comunque elevate rotazioni del pannello è indice di un'elevata deformazione della colonna.

In Figura 4-13 è riportata la foto del campione, nella quale è visibile tale deformazione nonché il tipo di rottura.

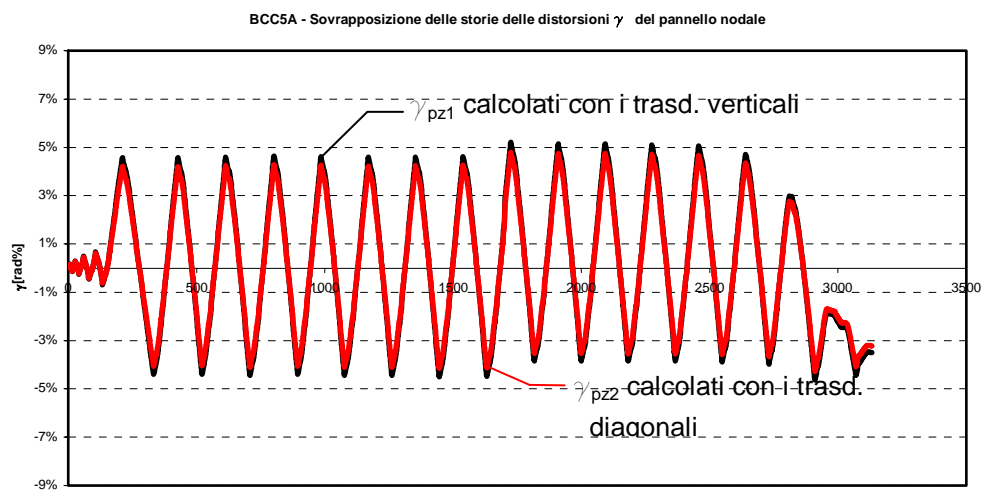


Figura 4-12: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC5-A.



Figura 4-13: Provino BCC5-A.

4.4.1.2. Test BCC5-B

Anche in questo caso, alla prima fase elastica, è seguita la seconda con spostamento imposto costante e di ampiezza pari a 75mm. La storia di carico è riportata nella Tabella 4-5.

Sulla base delle osservazioni della prova precedente, vista la eccessiva deformazione del pannello nodale, in questo test si è ritenuto opportuno inserire altri due trasduttori indicati nelle Figura 4-14 con il numero 18 e 19 al fine di avere maggiori deformazioni sulla sua deformazione. Per contenere le deformazioni flessionali delle piastre si è provveduto al loro irrigidimento saldando un fazzoletto triangolare nella loro parte inferiore.

Dopo i primi quattro cicli in regime elastico si è passati all'applicazione dello spostamento di 75mm. Sin dal primo ciclo di ampiezza 75mm, i trasduttori indicati con il numero 1, 5, 6, 7 e forse anche il 2 sono andati fuori causa per l'eccessiva deformazione del pannello nodale. I trasduttori 5 e 6 sono stati eliminati per evitare che potessero, con il procedere della prova, urtare gli altri trasduttori compromettendone il funzionamento. Al ciclo 6 il trasduttore 3, a causa dello sbandamento laterale della trave, andava ad urtare contro l'attuatore, subendo un piccolo spostamento. Al ciclo 7 la trave si è lesionata dal lato della parete e subito dopo anche dal lato della porta. Al ciclo 8 si è potuto rilevare, invece, uno spostamento, sia pur piccolo, del punto di applicazione della forza in direzione verticale. Al ciclo 9 la fessura si è allargata e diffusa anche all'anima della trave da entrambi i lati. Al ciclo 10, verso la porta, la trave si è completamente staccata dalla colonna.

Bisogna osservare che, in questo caso, la rottura del prototipo è avvenuta per distacco della saldatura dalla superficie della colonna. La rottura del campione si è verificata, in corrispondenza della saldatura, al decimo ciclo.

Nella Figura 4-15 è riportata la curva F-d, mentre in Figura 4-16 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori (per l'eccessiva deformazione gli strumenti potrebbero effettuare delle letture poco attendibili). Comunque anche in questo caso si so-

no registrati forti deformazioni del pannello nodale. In Figura 4-17 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

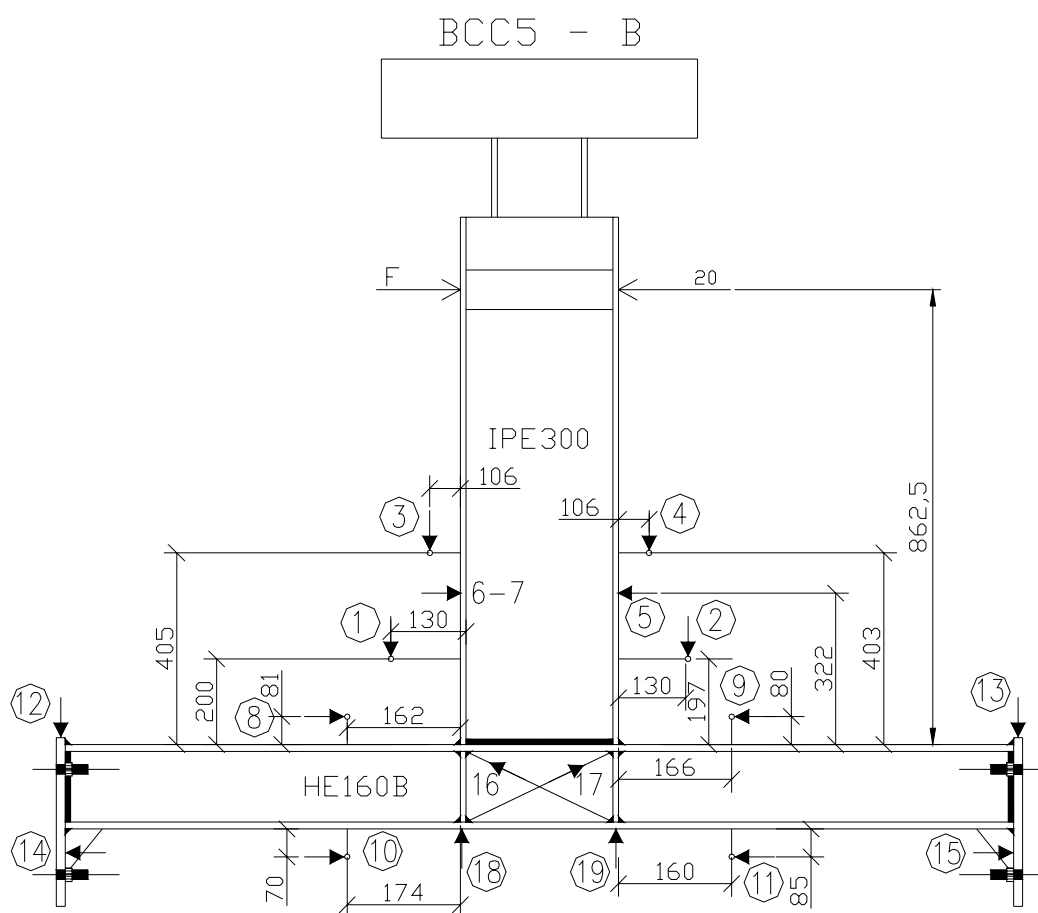


Figura 4-14: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC5-B.

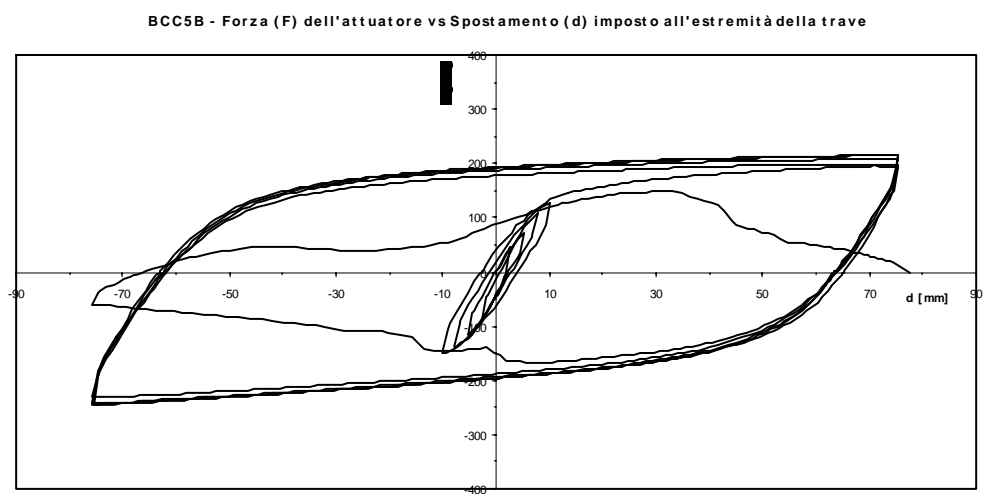


Figura 4-15: Curva forza – spostamento (F-d) per il provino BCC5-B.

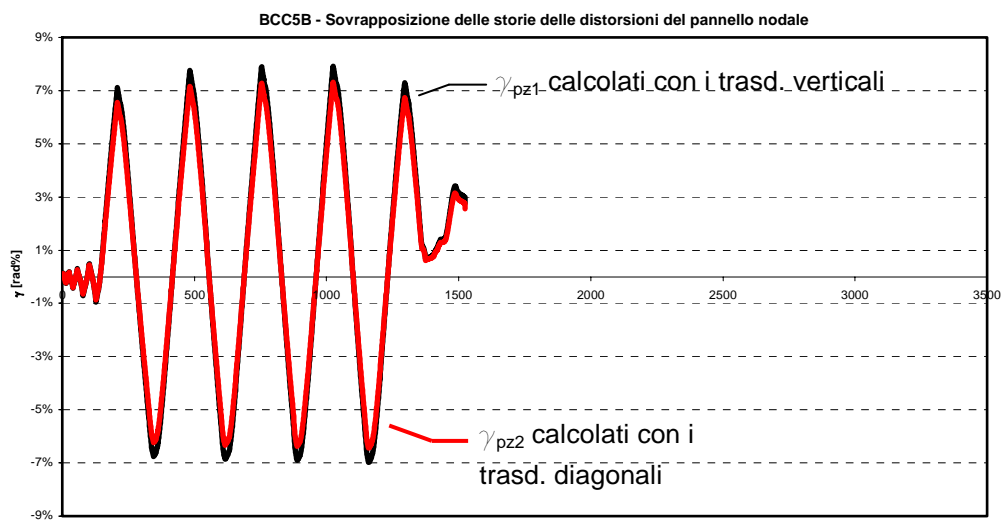


Figura 4-16: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC5-B.



Figura 4-17: Provino BCC5-B.

4.4.1.3. Test BCC5-C

In questo caso il carico ciclico è stato applicato secondo la procedura ECCS (1986); la storia degli spostamenti imposti è riportata nella Tabella 4-5. In Figura 4-18 sono riportate le posizioni dei trasduttori.

La prova si è sviluppata imponendo degli spostamenti ciclici sempre crescenti fino alla completa rottura del campione. Fino all'applicazione del ciclo 15 non si è rilevato nessun evento particolare; tutta la strumentazione di misura ha funzionato perfettamente. Al ciclo 16 il trasduttore n°7 ha raggiunto la fine della sua corsa. Al ciclo 18 si è aperta la prima lesione sulla flangia della trave dal lato della parete e successivamente, quando lo spostamento imposto era diretto verso la parete, si è potuto constatare una lesione, di dimensioni più ridotte, anche sull'altra flangia. Al ciclo 19 il trasduttore 6 è giunto a fine corsa; a questo punto i trasduttori 6 e 7 sono stati eliminati. Si è inoltre osservato che il punto d'applicazione della forza non rimane fisso ma subisce spostamenti in direzione verticale di circa 10mm (spostamento del braccio dell'attuatore lungo la trave); c'è da sottolineare che comunque tale spostamento si verifica quasi totalmente quando il valore della forza applicata è prossima allo zero (cioè ritorna a zero), mentre per carico positivo e negativo il punto di applicazione della forza praticamente coincide con quello iniziale. Al ciclo 22 la fessura apertasi nella flangia della trave, dal lato della porta, si è estesa a tutta la larghezza della flangia. Al ciclo 23 la fessura apertasi nella flangia della trave, dal lato della parete, si è estesa a tutta la flangia ed interessa anche parte dell'anima della trave. Al ciclo 24 la prova è stata ritenuta conclusa.

Il diagramma ciclico F-d è riportato in Figura 4-19; esso presenta un andamento molto stabile che denota una grande capacità del nodo di dissipare energia. In Figura 4-20 è invece riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i tre valori. In Figura 4-21 è riportata la foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

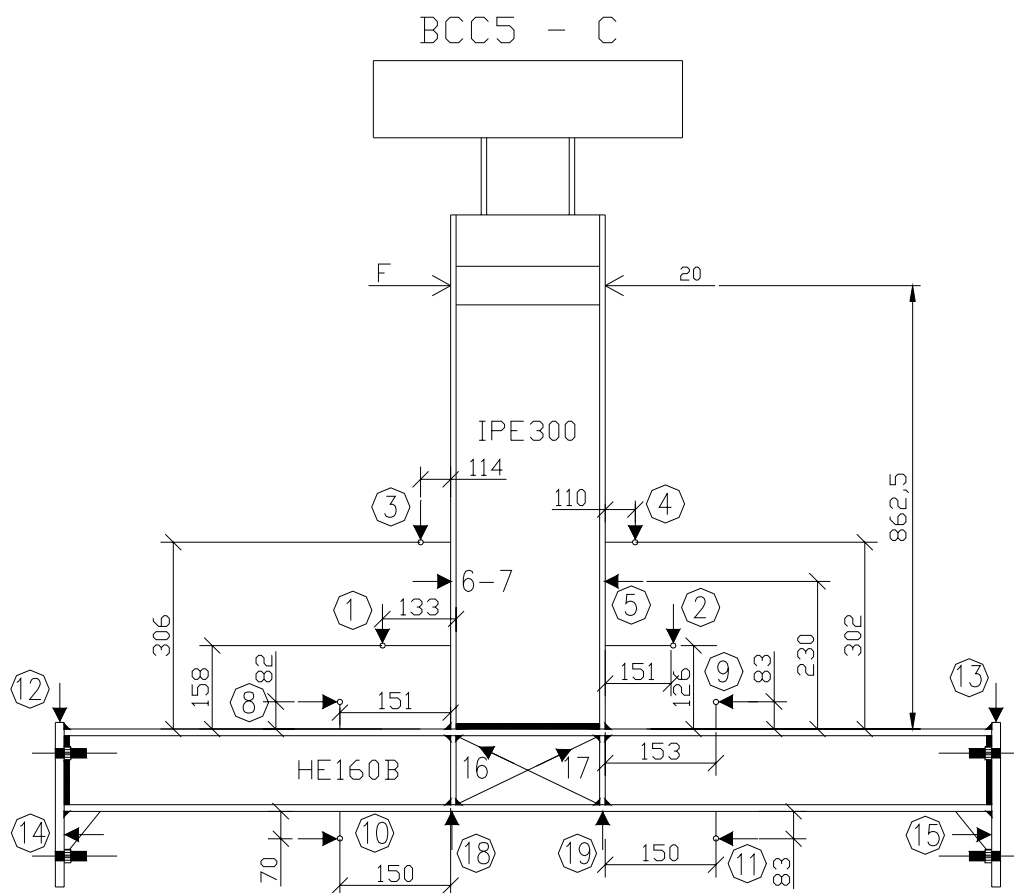


Figura 4-18: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC5-C.

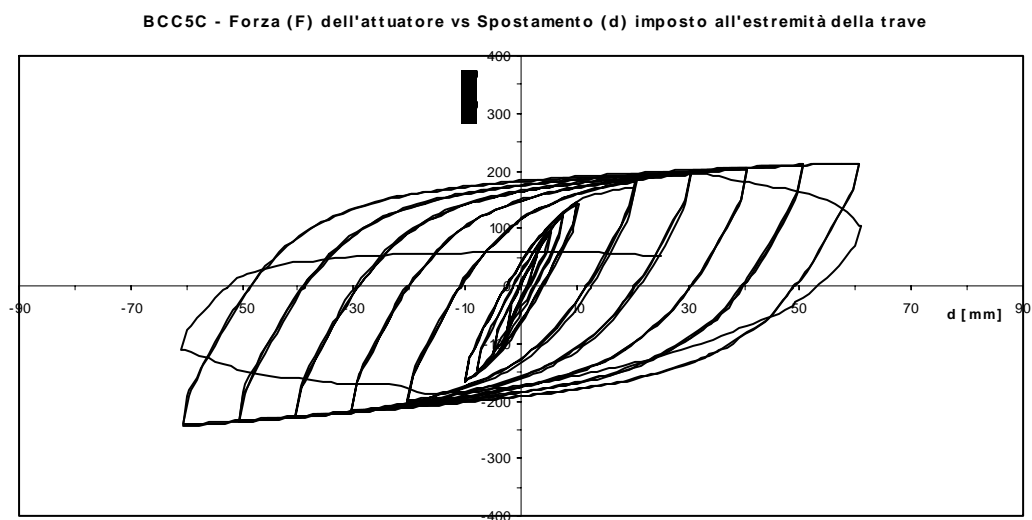


Figura 4-19: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC5-C.

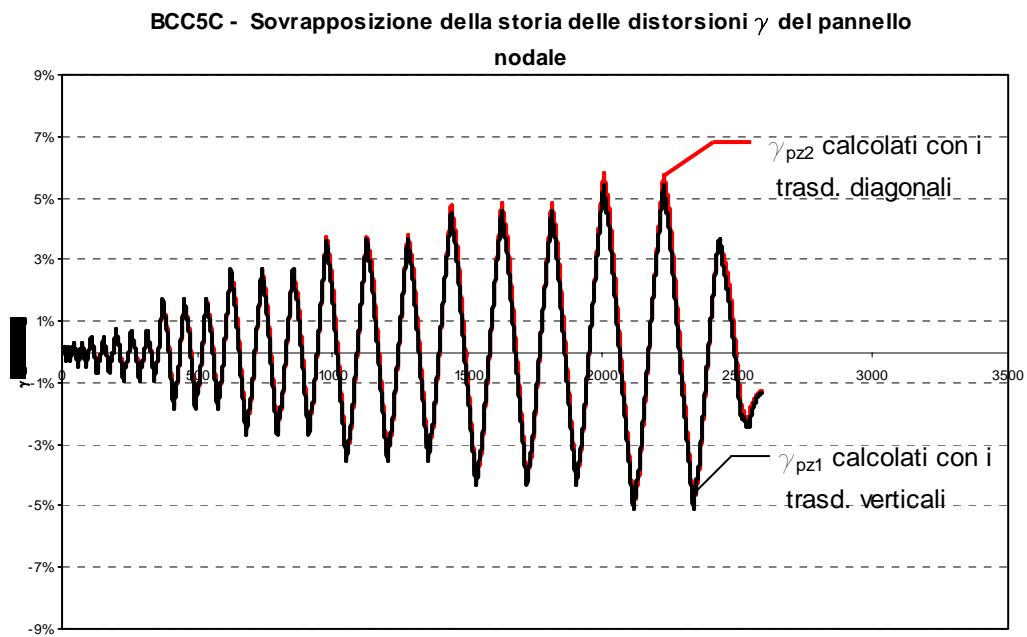


Figura 4-20: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC5-C.



Figura 4-21: Provino BCC5-C.

4.4.1.4. Test BCC5-D

Questa prova è stata condotta seguendo la stessa procedura dei primi due test, cioè applicando inizialmente quattro cicli ad ampiezza crescente, che impegnassero il modello in campo elastico, e successivamente una serie di cicli ad ampiezza costante ($\pm 37,5\text{mm}$) fino al collasso. La storia degli spostamenti imposti è riportata nella Tabella 4-5. Il numero ed il tipo di trasduttori utilizzato e la loro posizione è riportata in Figura 4-22.

Al ciclo 11 si è aperta una lesione sulla flangia della trave dal lato della parete e subito dopo anche dal lato della porta. Essendo l'ampiezza dello spostamento imposto relativamente modesta (rispetto a quella degli altri prototipi) la prova ha proceduto regolarmente fino al ciclo 23 in cui si è verificato lo spostamento del trasduttore 6 il suo sostegno è stato urtato accidentalmente dalla trave. Al ciclo 24 si è rotta la flangia della trave dal lato della parete; la prova si è conclusa al ciclo n°27.

L'andamento della curva F-d è riportato in Figura 4-23 come si può notare i cicli sono abbastanza stabili; la quantità di energia dissipata durante ogni ciclo è praticamente costante.

Mentre gli spostamenti in direzione verticale delle piastre di estremità restano contenuti (risultano inferiori di 1mm), le loro deformazioni flessionali, a differenza dei casi precedenti, fanno registrare delle aliquote plastiche dell'ordine del millimetro.

In Figura 4-24 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-25 e Figura 4-26 sono riportate due foto del campione, nelle quali è visibile il tipo di rottura.

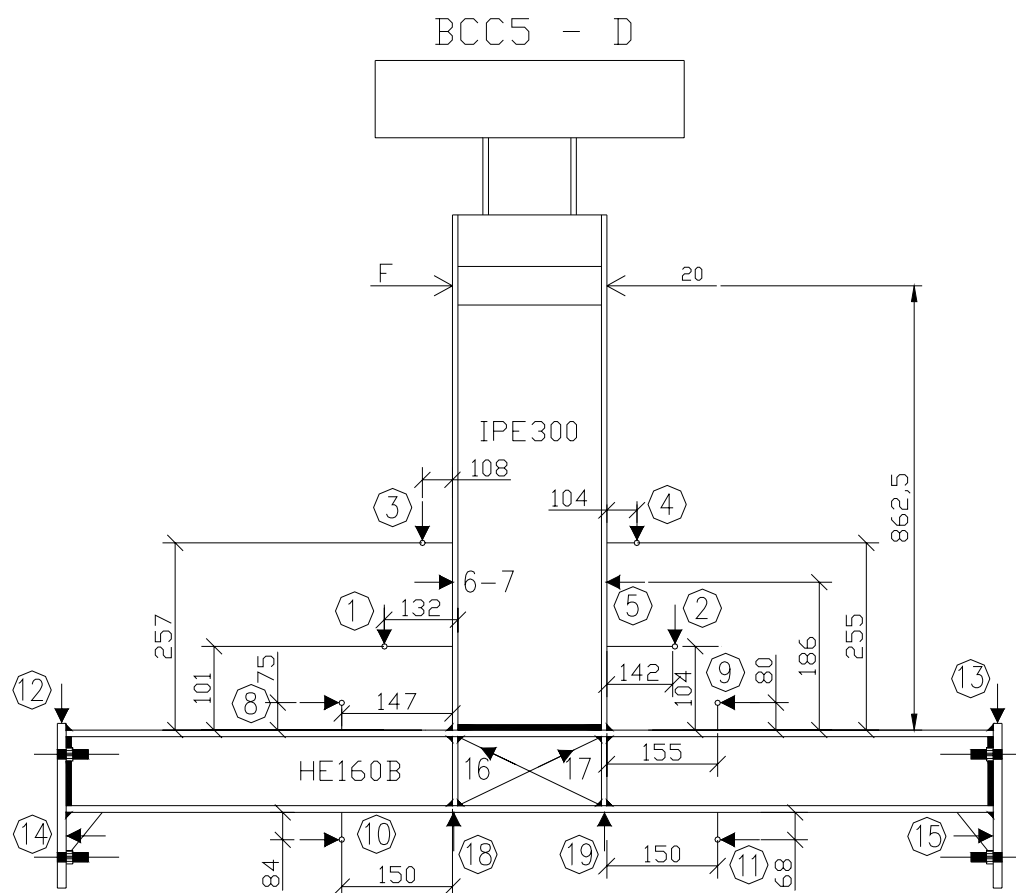


Figura 4-22: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC5-D.

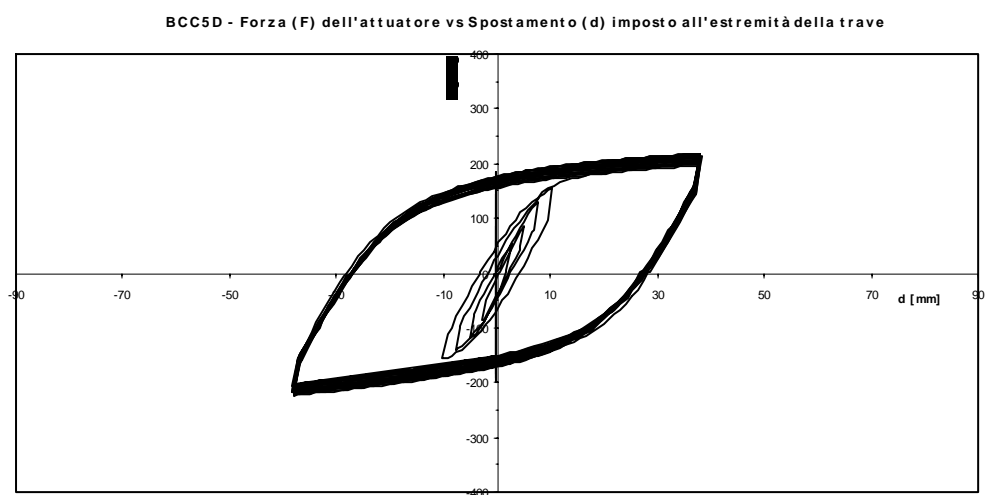


Figura 4-23: Curva forza – spostamento (F-d) per il provino BCC5-D.

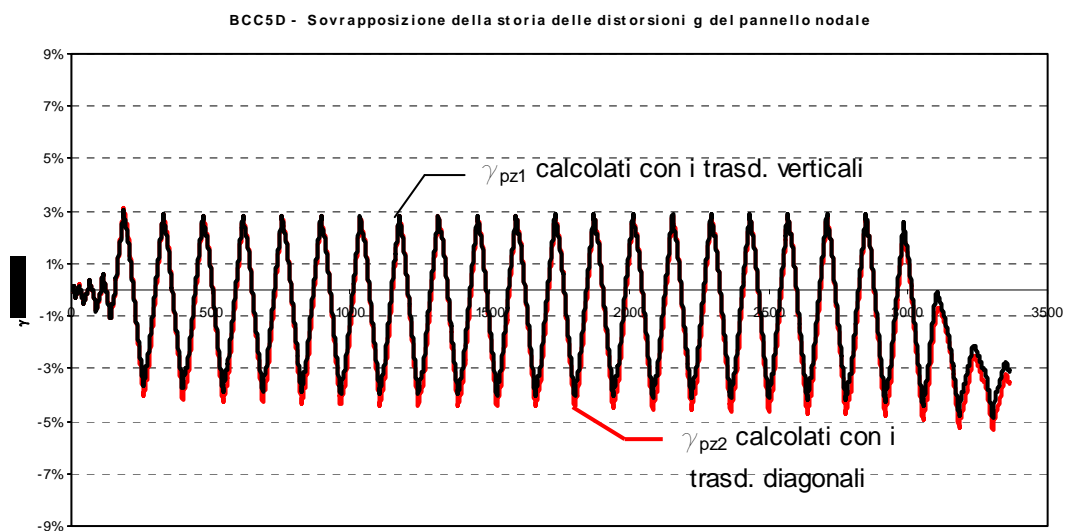


Figura 4-24: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC5-D.

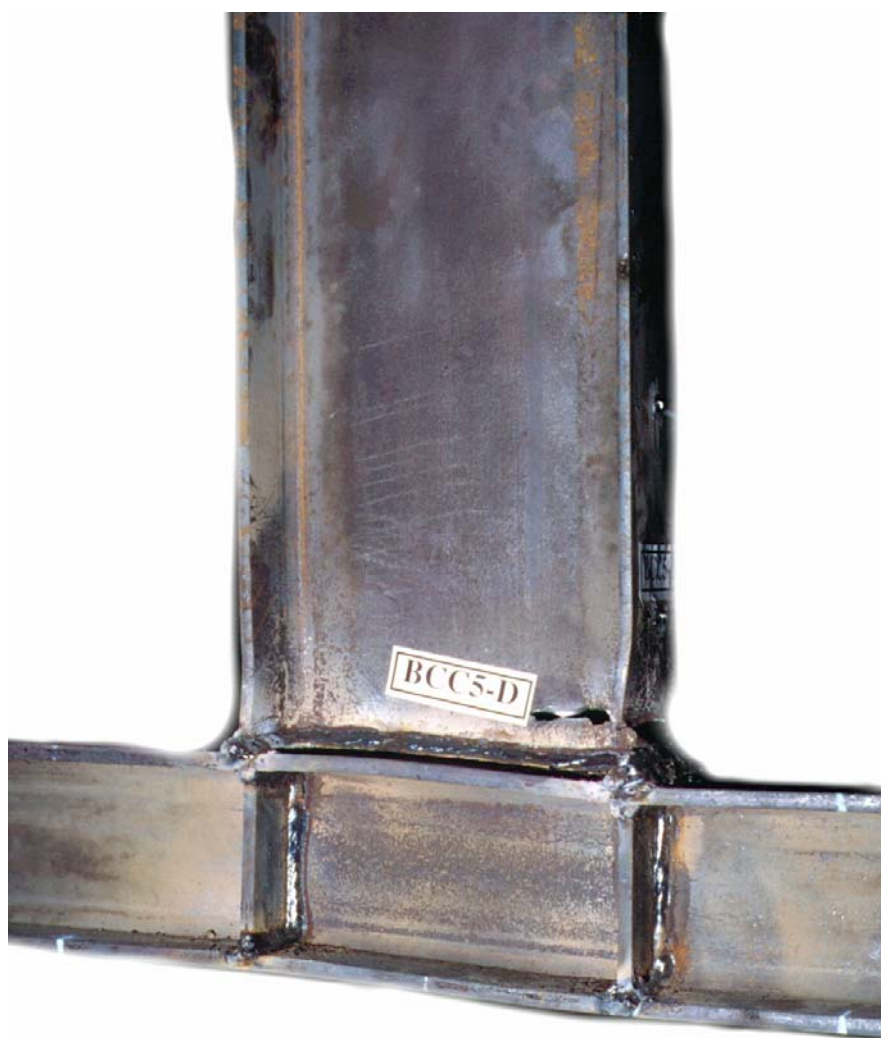


Figura 4-25: Provino BCC5-D.



Figura 4-26: *Particolare della frattura del provino BCC5-D.*

4.4.1.5. Test BCC5-E

La prova è stata eseguita applicando un carico monotono diretto verso la porta.

La posizione dei trasduttori è stata completamente cambiata rispetto ai casi precedenti al fine di garantire la lettura degli spostamenti fino alla rottura del prototipo. La loro posizione è evidenziata nelle Figura 4-27.

La prova è stata spinta fino all'imposizione di uno spostamento di 250mm. Per questo valore dello spostamento la prova è stata bloccata, in quanto quasi tutti i trasduttori erano giunti a fine corsa. Non si voleva, inoltre, correre il rischio di compromettere l'attrezzatura di prova.

Per uno spostamento imposto di 200mm il trasduttore n°1 è stato eliminato, mentre il trasduttore n°9 è stato leggermente spostato dalla sua posizione iniziale. Il test si è concluso senza la rottura del prototipo, però esso presentava, alla fine, una grande deformazione del pannello nodale ed un forte imbozzamento della flangia della trave. La prova non è stata condotta fino alla rottura del prototipo; infatti, a causa delle eccessive deformazioni (Figura 4-30), per non correre il rischio di danneggiare tutto l'apparato di prova si è deciso di sospenderla quando la deformazione imposta era di 250mm.

La curva F-d della prova è riportata in Figura 4-28; in essa sono chiaramente individuabili il tratto elastico e quello incrudente. Lo spostamento verticale delle piastre di estremità non supera, nemmeno in questo caso, il millimetro.

La piastra in cui è posizionato il trasduttore n°14 presenta una deformazione flessionale molto marcata; l'altra (su cui è applicato il trasduttore n°15) presenta praticamente deformazioni flessionali nulle. Ciò si spiega se si osserva lo schema di carico dove l'azione monotona, forza diretta verso la porta, determina uno sforzo di trazione nei bulloni della piastra a sinistra nella figura; la piastra di destra si appoggia uniformemente sul blocco di ancoraggio in acciaio e quindi non subisce nessuna deformazioni. In Figura 4-29 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori.

In Figura 4-30 è riportata la foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

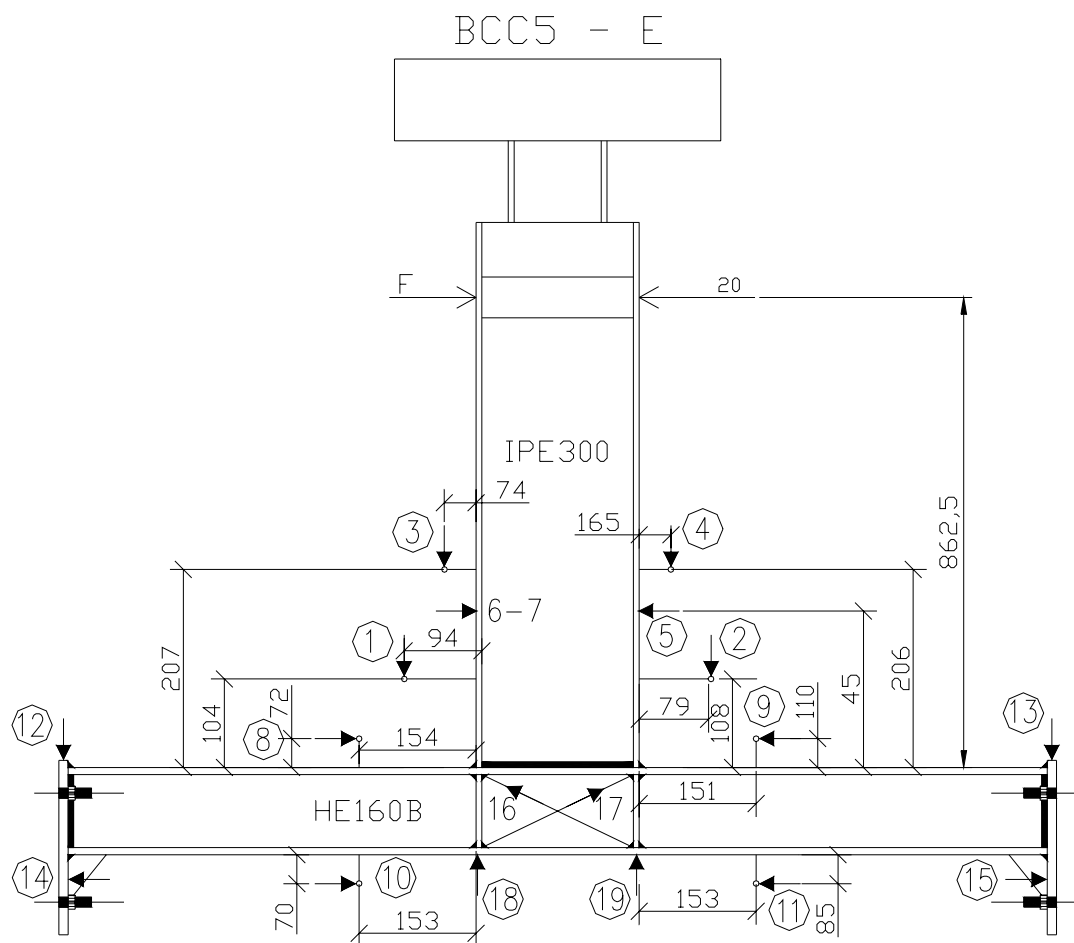


Figura 4-27: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC5-E.

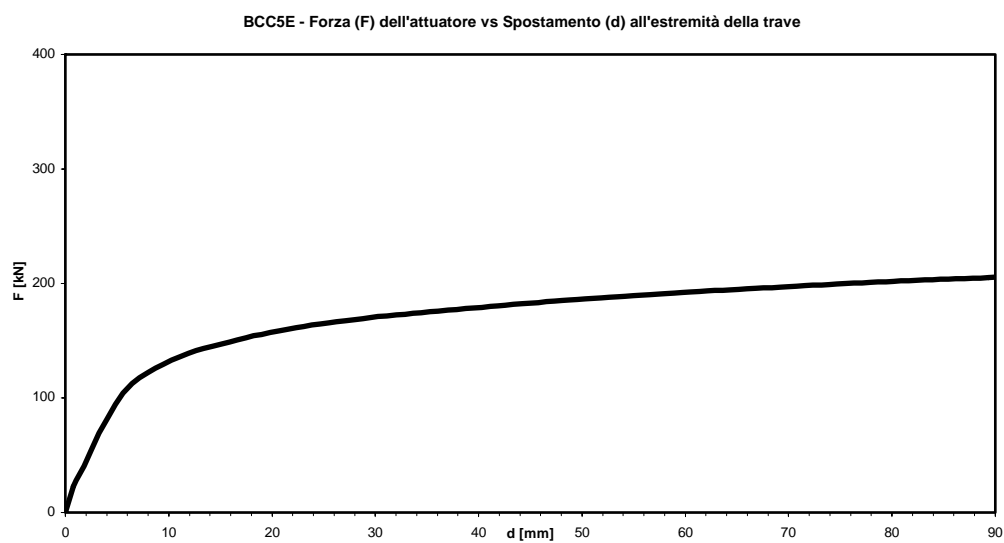


Figura 4-28: Curva forza – spostamento (F-d) per il provino BCC5-E.

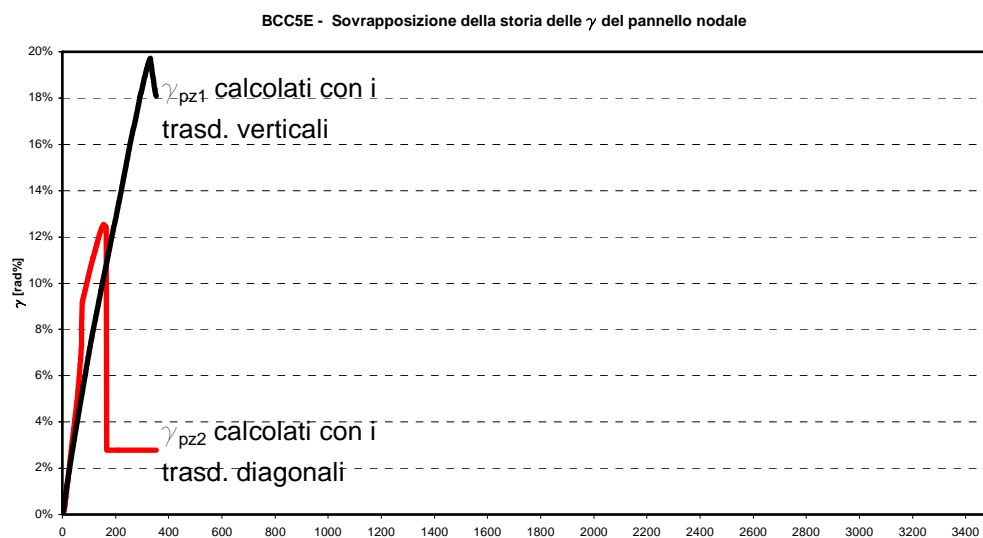


Figura 4-29: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC5-E.



Figura 4-30: Provino BCC5-E.

4.4.2. Campione BCC6

Ai provini del campione BCC6 sono state applicate le stesse storie di spostamenti viste per il campione BCC5.

4.4.2.1. Test BCC6-A

La prova si è sviluppata secondo le stesse modalità utilizzate per il test BCC5–A: alla prima fase, che prevedeva l'imposizione di uno spostamento ciclico di ampiezza crescente ($d=2.5\text{mm}$, 5.0mm , 7.5mm e 10mm), è seguita la seconda con l'applicazione di uno spostamento di ampiezza costante ($d=50\text{mm}$). La storia di carico imposta in questa prova è riportata nella Tabella 4-5. Il numero di trasduttori impiegati è 20; la loro posizione è riportata nella Figura 4-31.

Dopo i primi 4 cicli si è passati ad imporre lo spostamento scelto. Al quinto ciclo (primo ciclo con $d=50\text{mm}$) l'ala della trave si è sensibilmente imbozzata. Al ciclo successivo (ciclo 6) il trasduttore 1 è uscito fuori dalla piastrina di appoggio, mentre il trasduttore 6, per spostamento imposto verso la porta (a fine ciclo), urtava contro la flangia della colonna. Al ciclo 7 il trasduttore 1 è stato messo in sede; alla fine di questo ciclo la flangia della trave si presentava già fessurata. Al ciclo 8 il n°1 è nuovamente uscito fuori dalla piastrina di appoggio, ed è stato eliminato. Al ciclo 11 il trasduttore 2 è giunto a fine corsa per l'eccessiva deformazione della flangia della trave dal lato porta; esso è stato eliminato al ciclo 13. Al ciclo 18 si è aperta una fessura sulla flangia della trave a circa 150mm dalla linea di saldatura. Al ventesimo ciclo la prova è stata ritenuta conclusa.

Nella Figura 4-32 è riportato l'andamento delle curve F-d.

Gli spostamenti verticali delle piastre di estremità sono modesti anche in questo caso. Ancora più piccole risultano le deformazioni flessionali delle stesse, ciò per il fatto che, essendo in questa serie la colonna del tipo HE200B, essa irrigidisce la piastra di estremità coprendola quasi per tutta la sua altezza.

In Figura 4-33 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. La rottura del

campione si è verificata al 19° ciclo dopo la formazione di una cerniera plastica nella trave. La fessura si è diffusa dalla flangia della trave all'anima ad una distanza di circa 13 cm dalla saldatura.

In Figura 4-34 è riportata la foto del campione in esame.

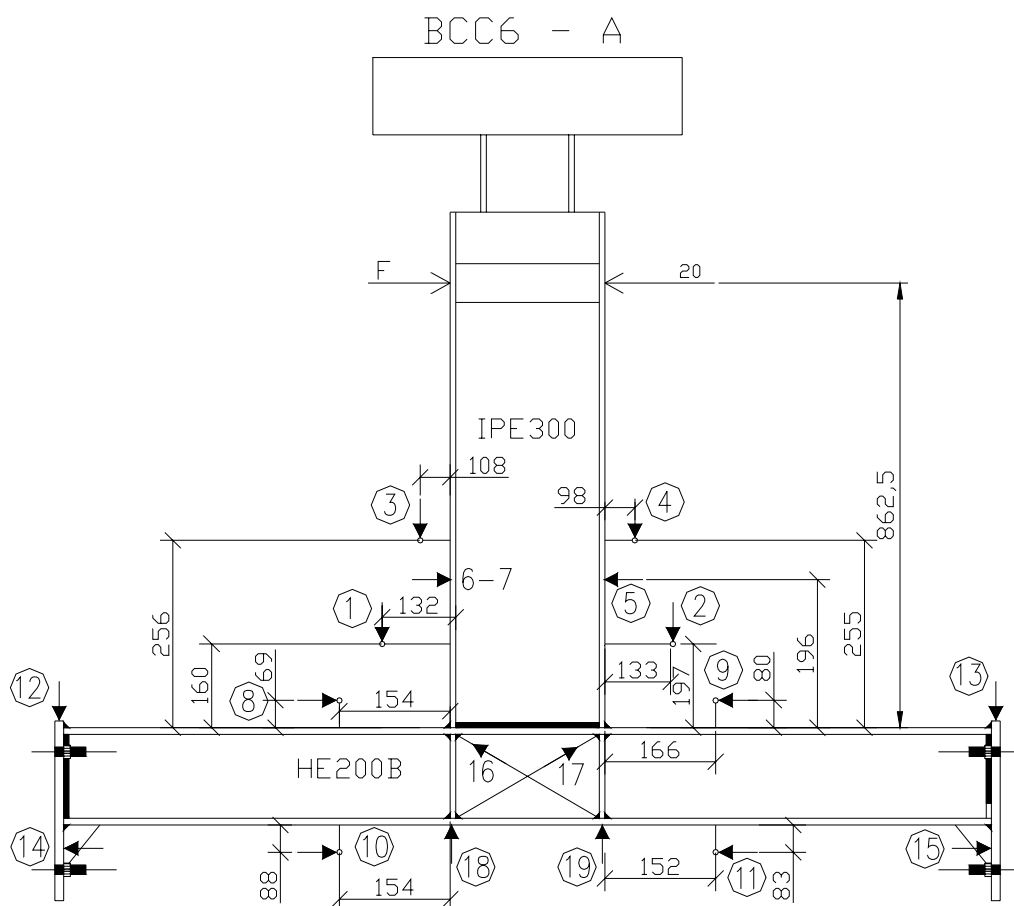


Figura 4-31: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC6-A.

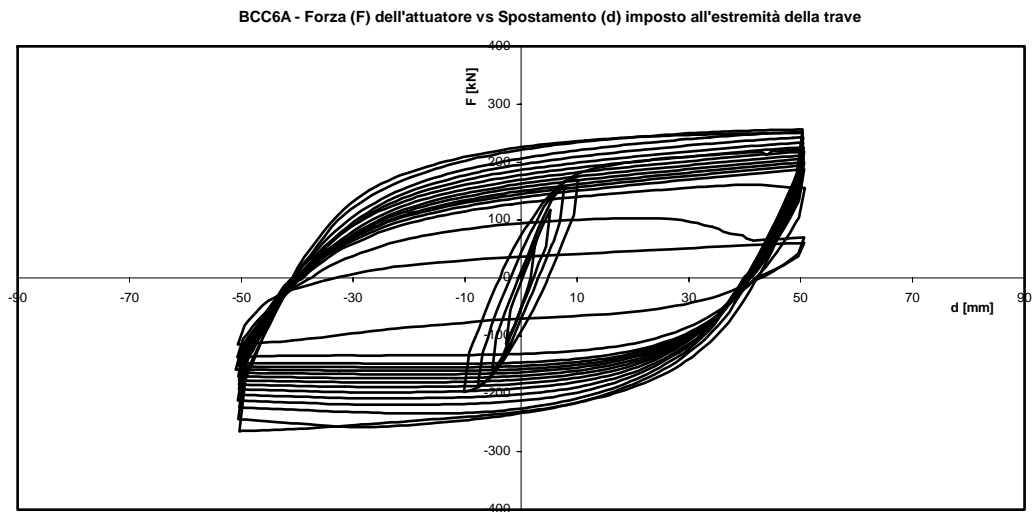


Figura 4-32: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC6-A.

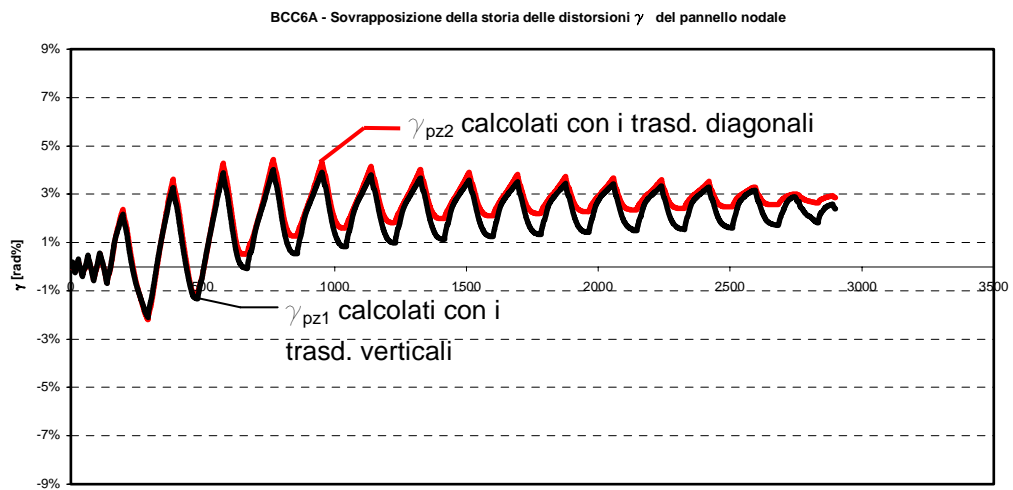


Figura 4-33: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC6-A.



Figura 4-34: *Provino BCC6-A.*

4.4.2.2. Test BCC6-B

In questo caso, come per il BCC5-B, lo spostamento imposto è stato di ampiezza pari a $\pm 75\text{mm}$. La storia di carico è riportata nella Tabella 4-5. Il numero totale di trasduttori impiegati è stato 20 e la loro posizione è riportata in Figura 4-35.

Dopo i primi quattro cicli in regime elastico si è passati dall'applicazione della serie di spostamenti ad ampiezza costante.

Fin dal primo ciclo con ampiezza 75mm (quinto assoluto), le flange della trave si sono lesionate entrambe all'altezza della saldatura; i trasduttori n°1 e n°2 sono giunti a fine corsa; gli altri sembrano funzionare perfettamente. Al ciclo 6 la flangia della trave dal lato porta si è fortemente imbozzata; il trasduttore 3 è uscito fuori dalla piastrina di appoggio, (esso è stato rimesso a posto manualmente alla fine di ogni ciclo e fino al ciclo 13 nel quale è stato eliminato). Al ciclo 9 il trasduttore 7 si è leggermente spostato verso il basso. Al ciclo 12 si è formata una fessura sulla flangia della trave dal lato parete a circa 100mm dalla linea di saldatura. Al ciclo 13 il trasduttore 4 è uscito fuori dalla piastrina di appoggio ed è stato eliminato insieme con i trasduttori 1, 2 e 3.

La rottura del campione è avvenuta al 15° ciclo; la fessura si è diffusa dalla flangia della trave ad un'altezza di circa 10cm dalla sezione di saldatura.

Nella Figura 4-36 è riportata la curva F-d per il prototipo in esame. L'imbozzamento della flangia della trave e dell'anima, visibile in Figura 4-38, si sono invece verificati già a partire dal primo ciclo ad ampiezza $d=75\text{mm}$.

In Figura 4-37 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori.

In Figura 4-38 è riportata la foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

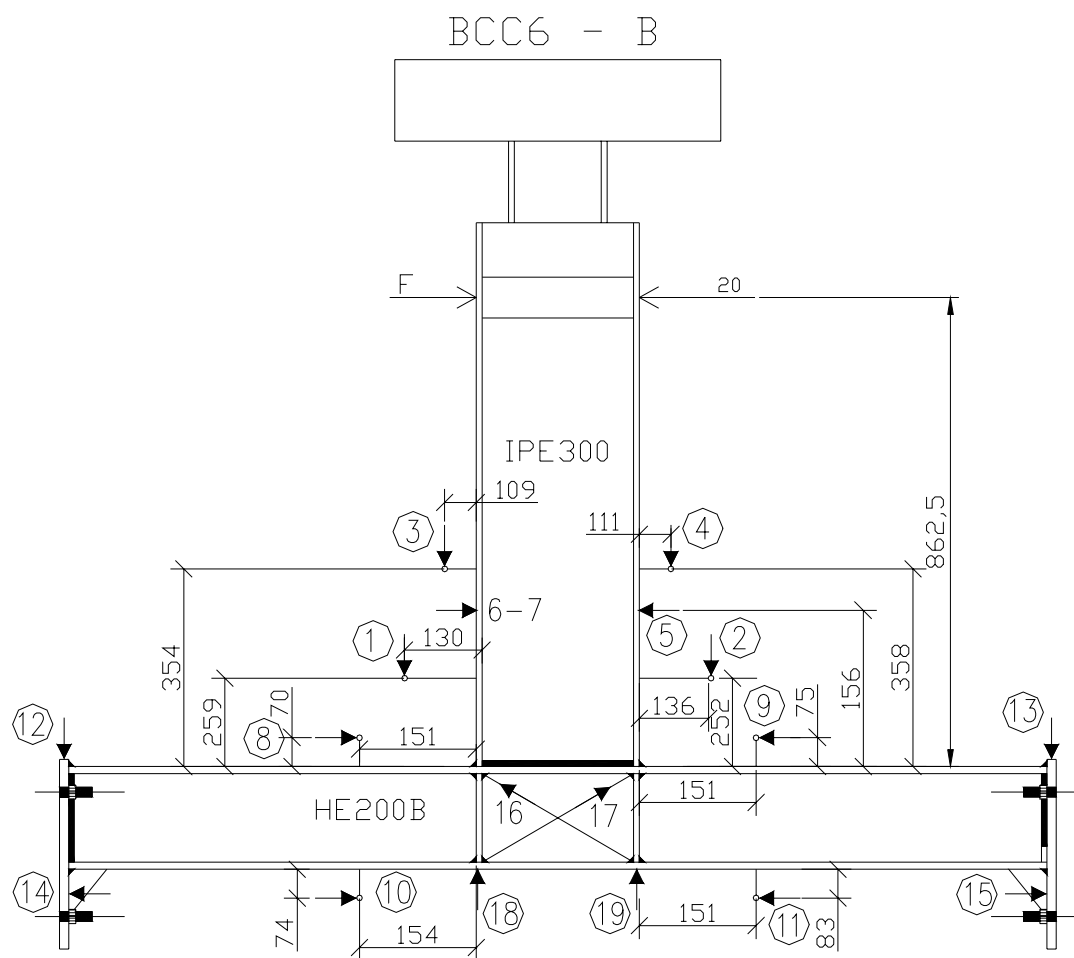


Figura 4-35: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC6-B.

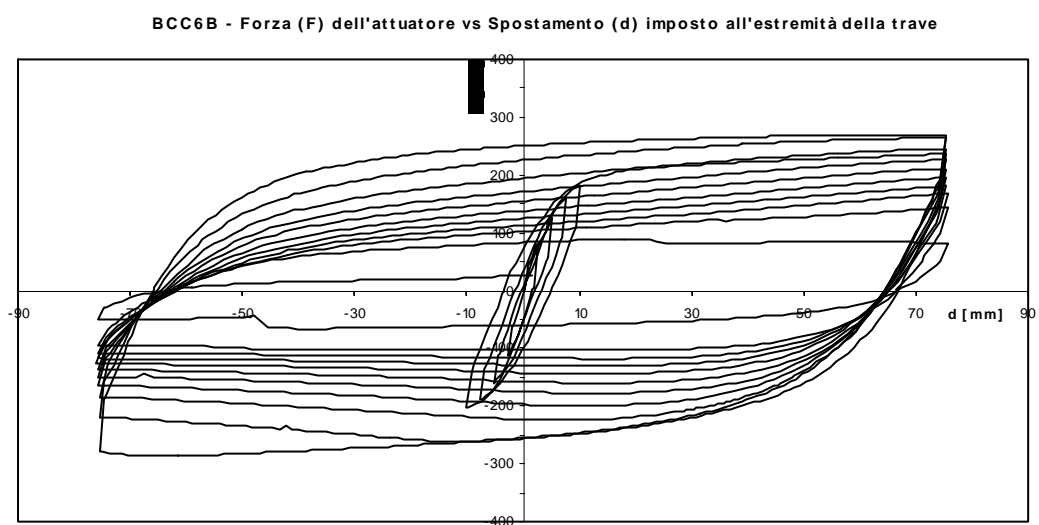


Figura 4-36: Curva forza – spostamento (F-d) per il provino BCC6-B.

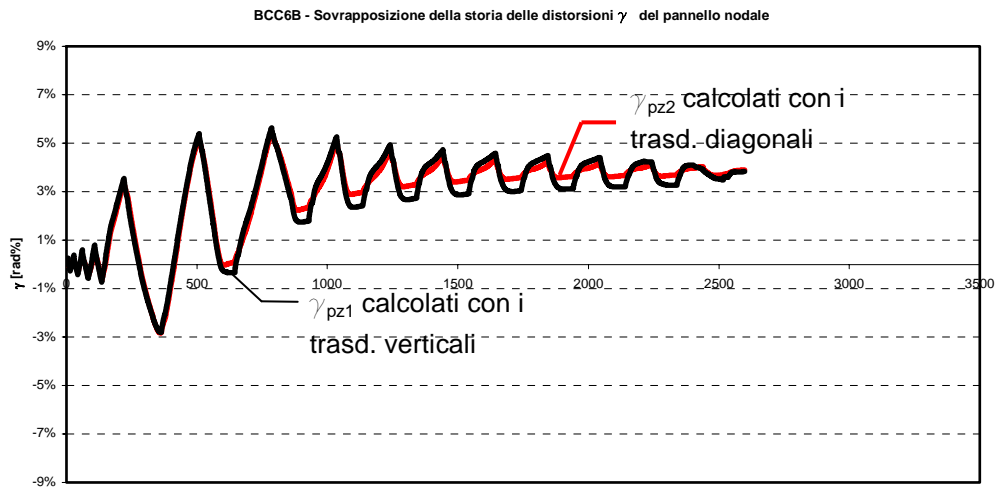


Figura 4-37: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC6-B.



Figura 4-38: Provino BCC6-B.

4.4.2.3. Test BCC6-C

Anche in questo caso, come nel caso di BCC5-C, il carico ciclico è stato applicato secondo la procedura ECCS (1986); la storia di spostamento imposta è riportata nella Tabella 4-5. Anche qui sono stati disposti 20 trasduttori e in Figura 4-39 è riportata la loro posizione. La prova si è sviluppata imponendo degli spostamenti ciclici sempre crescenti fino alla completa rottura del campione.

Al ciclo 16 le flange della trave si sono lesionate entrambe all'altezza della saldatura. Al ciclo 22 la prova è stata conclusa; tutti i trasduttori sembrano aver funzionato fino alla fine della prova.

La curva Forza-Spostamento è riportata in Figura 4-40.

In questo caso la deformazione del pannello nodale è stata molto contenuta, ciò per le modalità di applicazione del carico, che è stato, rispetto ai due casi precedenti, molto più graduale. L'imbozzamento della flangia e dell'anima della trave è stato molto meno marcato che nei due campioni precedenti della serie BCC6, e la frattura si è formata subito dopo in prossimità della saldatura.

In Figura 4-41 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-42 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

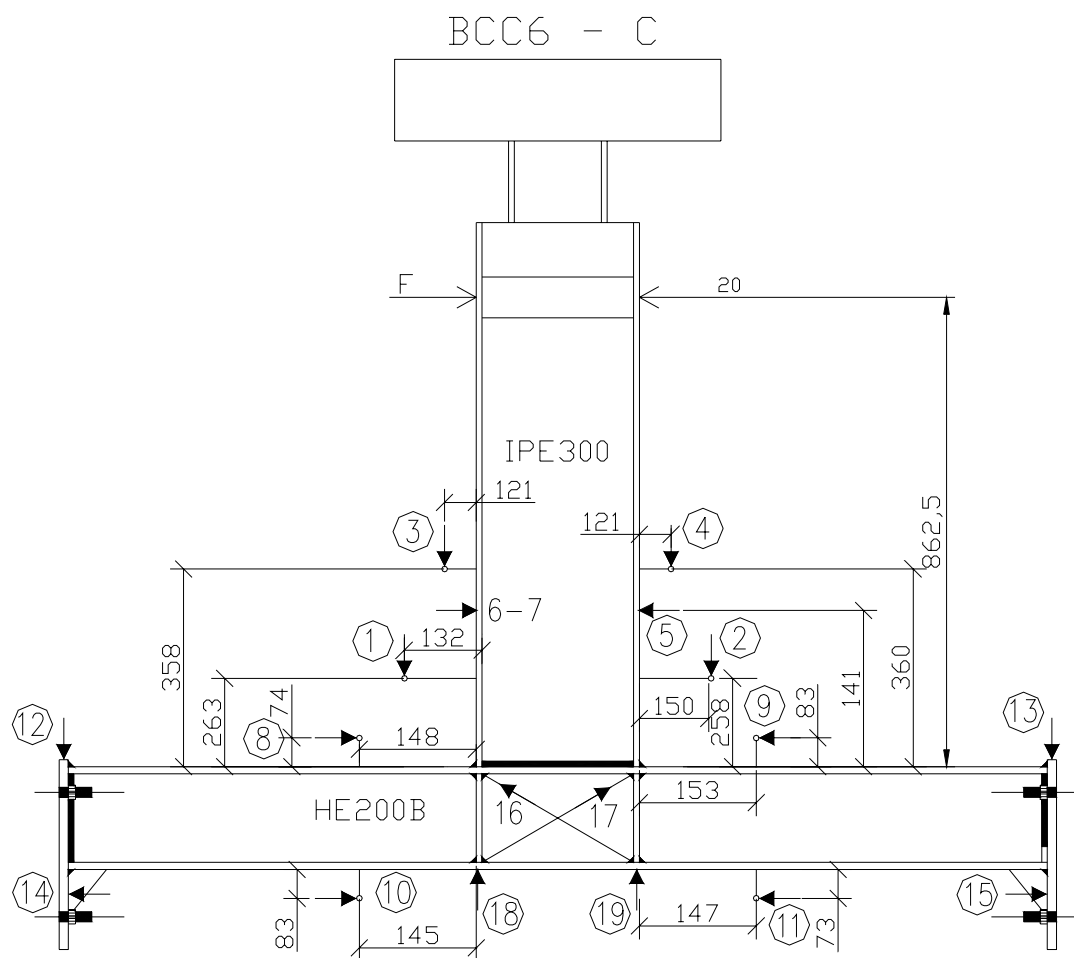


Figura 4-39: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC6-C.

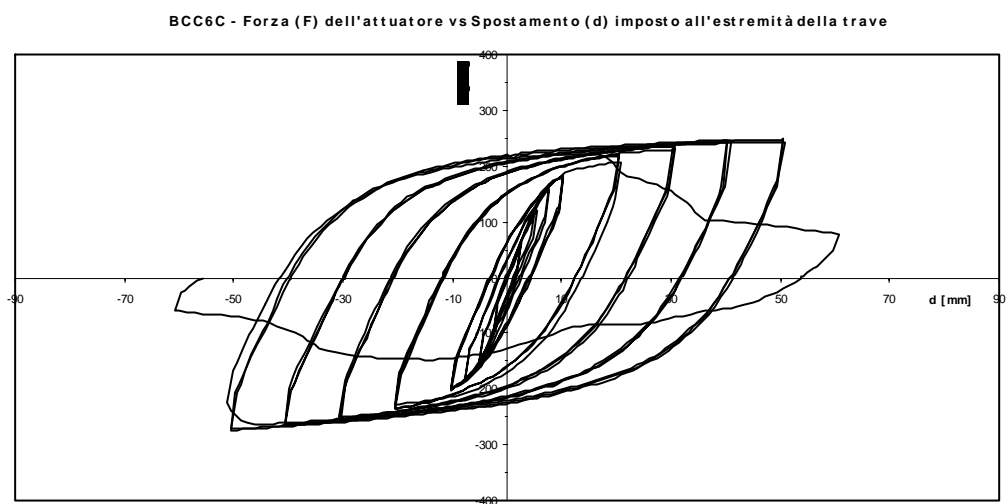


Figura 4-40: Curva forza – spostamento ($F-d$) per il provino BCC6-C.

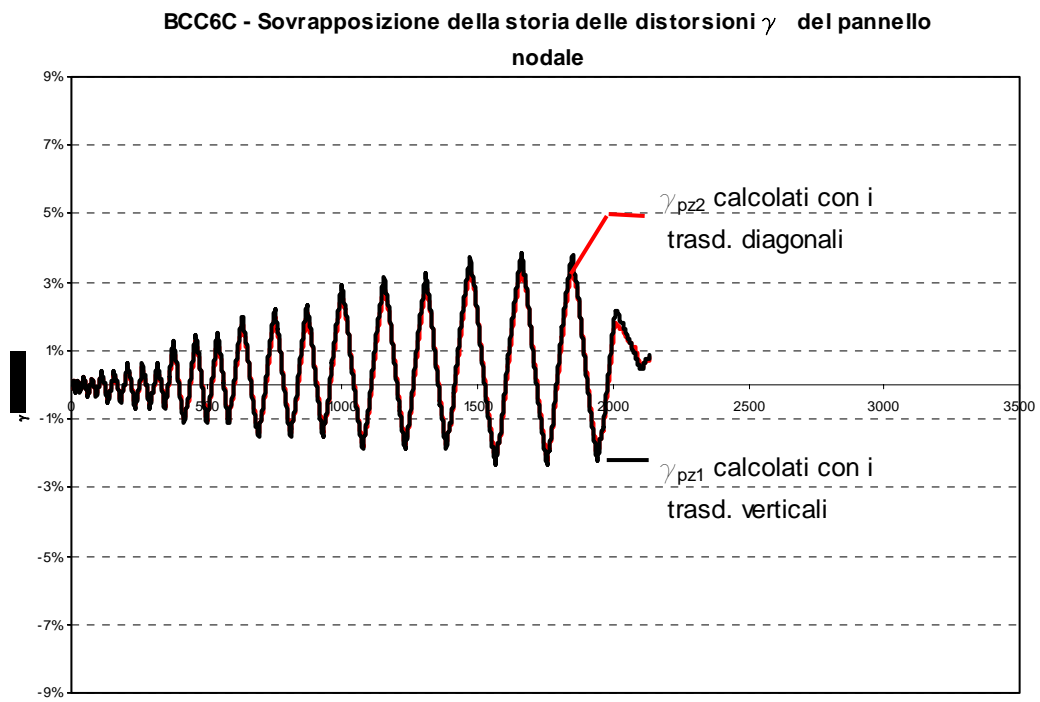


Figura 4-41: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC6-C.



Figura 4-42: Provino BCC6-C.

4.4.2.4. Test BCC6-D

La serie di cicli ad ampiezza costante per questa prova è stato di 37.5mm.

La storia degli spostamenti imposti è riportata nella Tabella 4-5, mentre il numero e la posizione dei trasduttori utilizzati è riportata in Figura 4-43.

Dopo l'applicazione dei primi cicli in regime elastico, si è applicato, per tutti i cicli successivi, uno spostamento costante di 37.5mm.

Al ciclo 7 entrambe le flange della trave si sono fessurate all'altezza della saldatura. Al ciclo 18 la flangia della trave dal lato della porta si è fortemente imbozzata interessando anche i punti in cui erano applicati i trasduttori 5 e 2. Al ciclo 21 la flangia della trave dal lato porta si è fessurata, mentre al ciclo 22 la lesione si è estesa anche sull'anima. Al ciclo 22 anche sulla flangia della trave dal lato parete si è formata una frattura estesa anche all'anima. Al ciclo 23 la prova si è conclusa.

La curva F-d presenta un andamento sufficientemente stabile (Figura 4-44).

Essendo lo spostamento imposto sufficientemente modesto, le deformazioni taglienti del pannello nodale registrate in questa prova sono state molto piccole, anche in questo caso l'imbozzamento della flangia e dell'anima della trave è molto contenuto. La rottura, giunta al ciclo 23°, si è verificata subito al di sopra della linea di saldatura.

In Figura 4-45 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i tre modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei tre diagrammi è possibile valutare la differenza tra i tre valori. In Figura 4-46 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

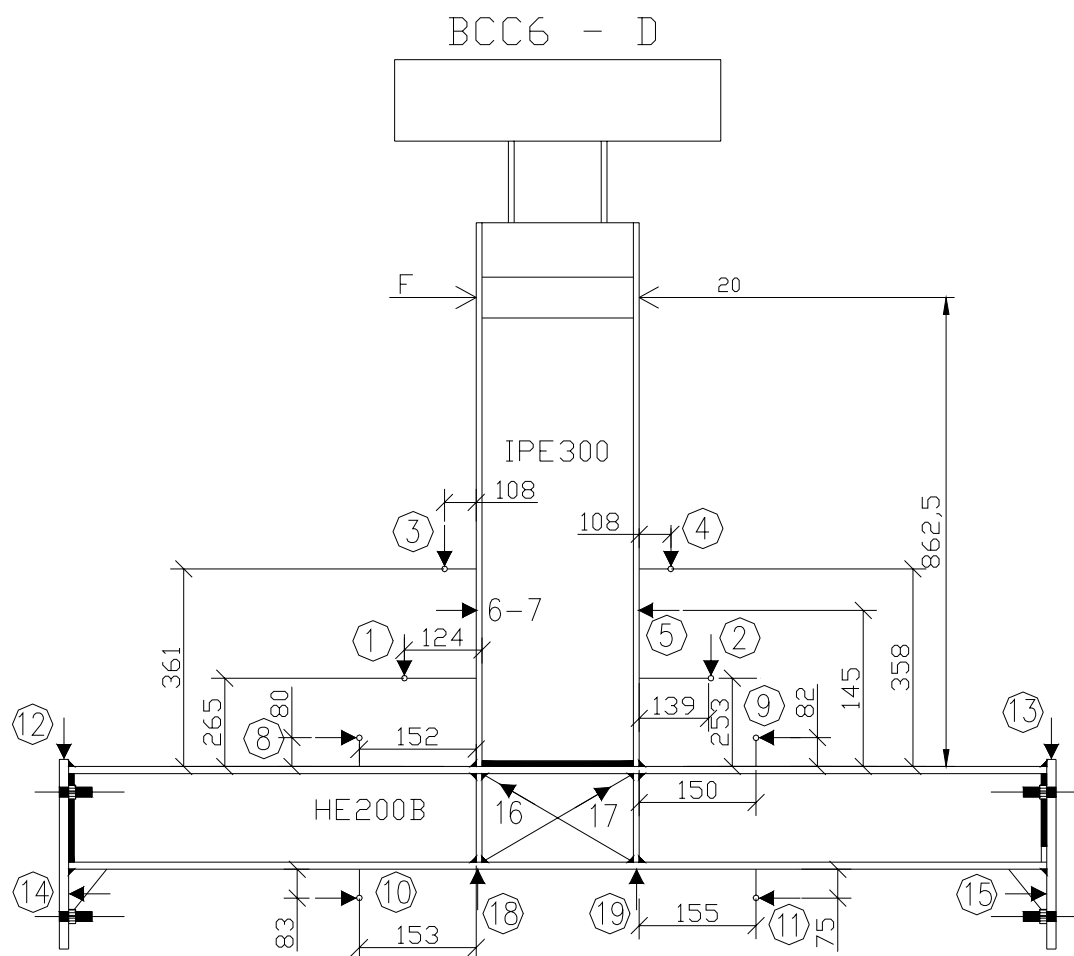


Figura 4-43: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC6-D.

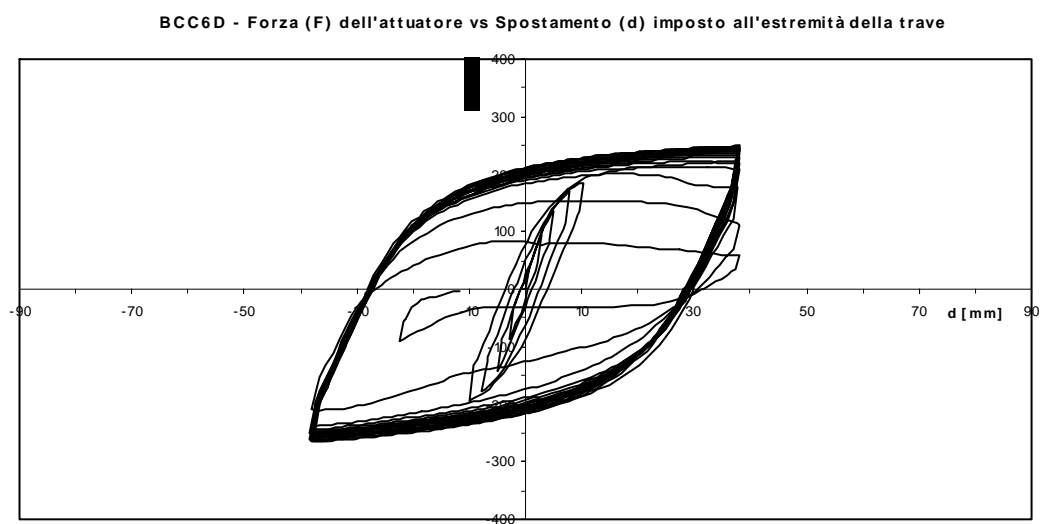


Figura 4-44: Curva forza – spostamento (F-d) per il provino BCC6-D.

BCC6D - Sovrapposizione della storia delle distorsioni γ del pannello nodale

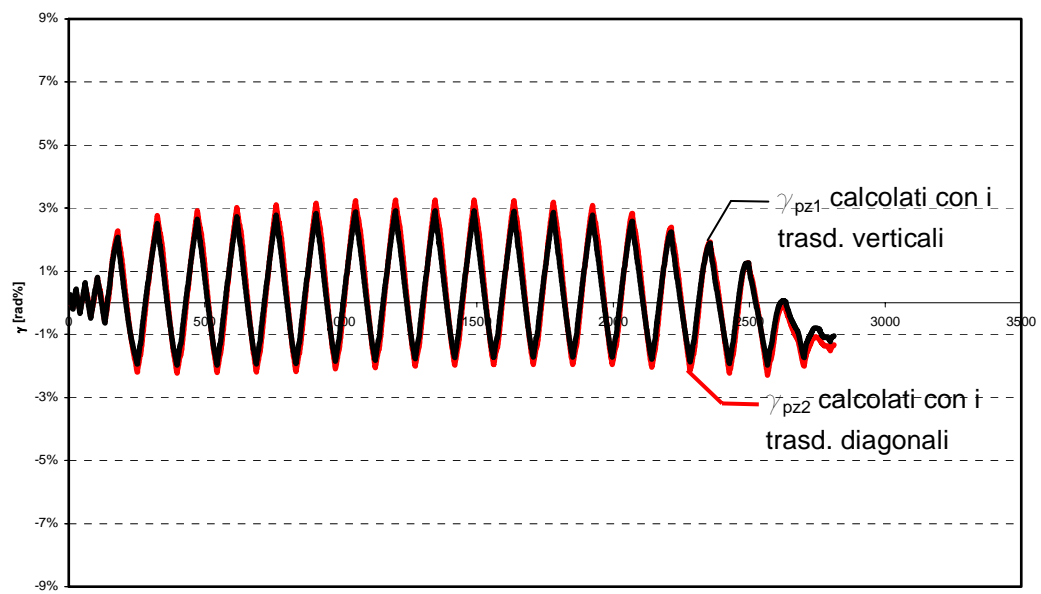


Figura 4-45: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC6-D.

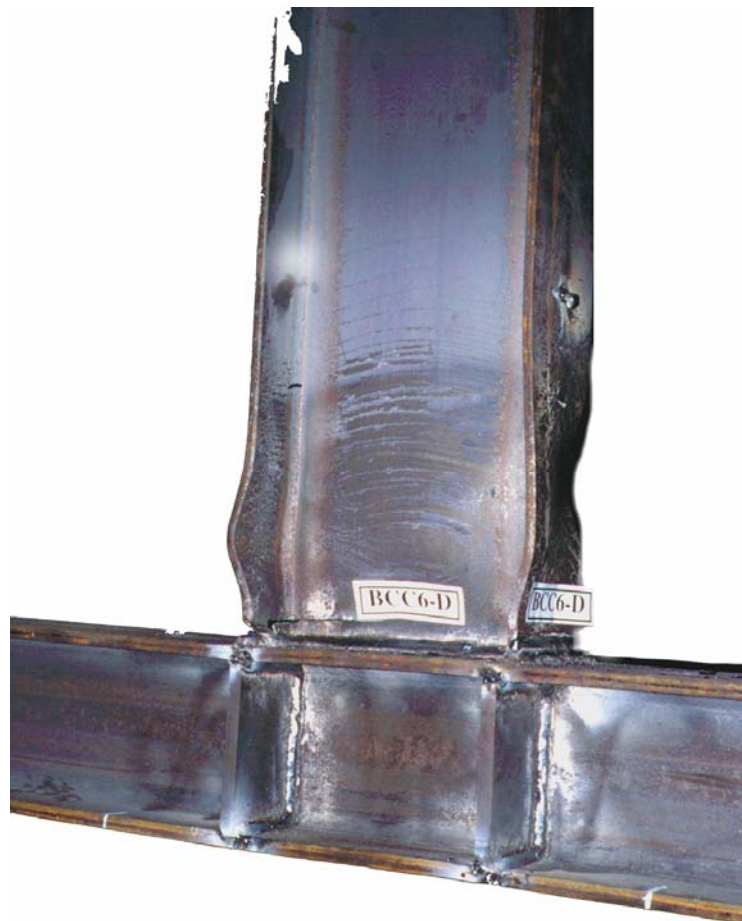


Figura 4-46: Provino BCC6-D.

4.4.2.5. Test BCC6-E

La prova è stata eseguita applicando un carico monotono diretto verso la porta.

La posizione dei trasduttori, simile a quella del test BCC5-E, è messa in evidenza nella Figura 4-47.

La prova è stata condotta fino all'imposizione di uno spostamento di 200mm.

Per questo valore dello spostamento imposto la prova è stata interrotta per evitare danni all'attrezzatura di prova.

Nella fase di rimozione dei trasduttori si è constatato che il sostegno del trasduttore 18 si era leggermente inclinato; è probabile che questi abbia subito uno spostamento accidentale durante la prova.

Anche in questo caso, come per il campione BCC5-E, il test non è stato spinto fino alla completa rottura del campione al fine di evitare danni alla strumentazione utilizzata.

La prova è stata portata fino all'imposizione di uno spostamento di 200mm, come si può osservare dal grafico F-d (Figura 4-48); per un valore di spostamento imposto pari a 100mm si è verificata una riduzione della resistenza dovuta alla formazione di una cricca in corrispondenza della flangia della trave (Figura 4-50).

La deformazione tagliante del pannello nodale risulta ridotta rispetto a quella del corrispondente prototipo della serie BCC5. In Figura 4-49 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-50 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

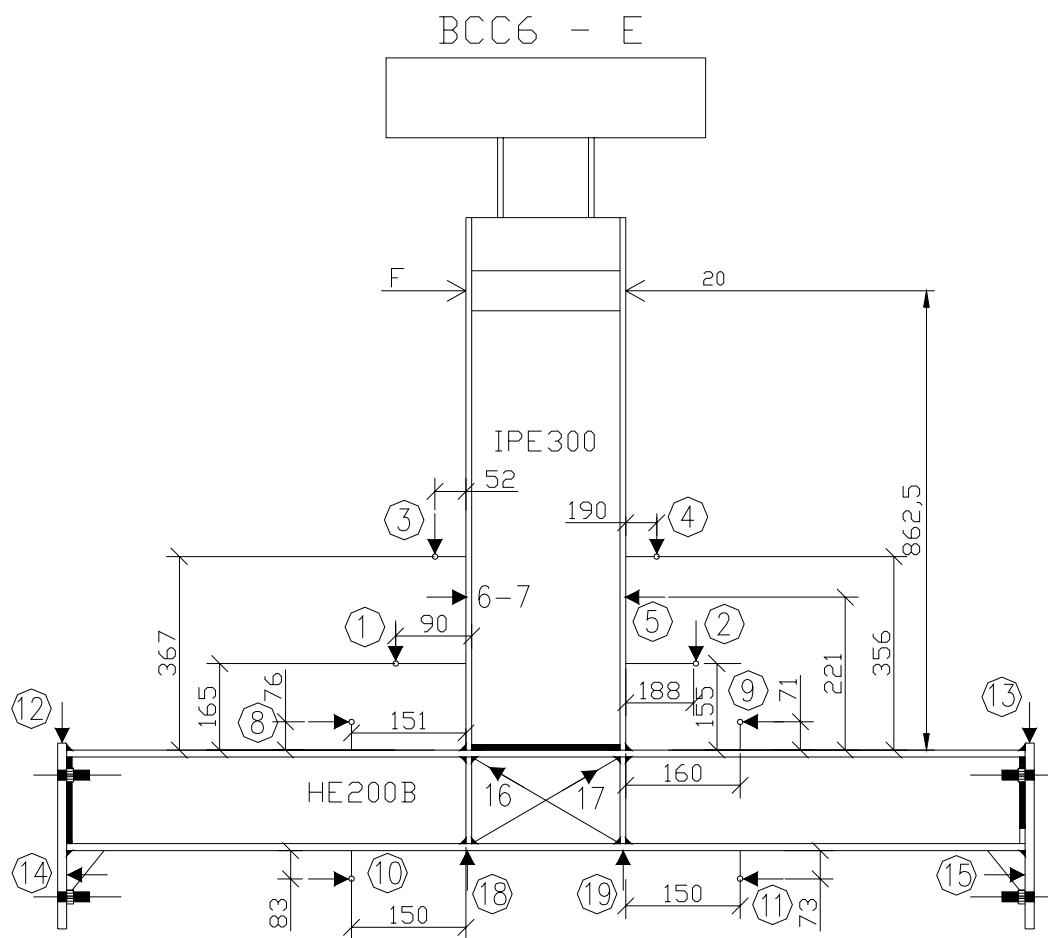


Figura 4-47: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC6-E.

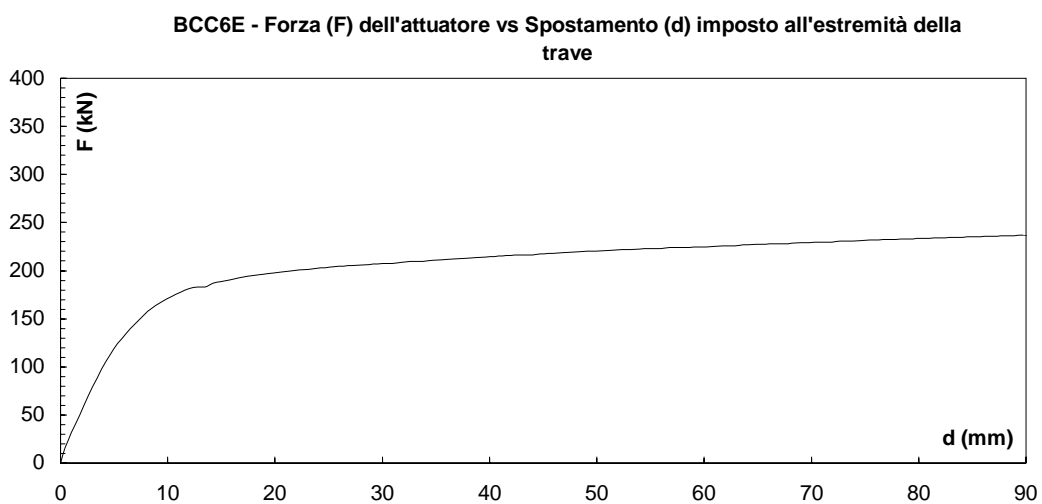


Figura 4-48: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC6-E.

BCC6E - Sovrapposizione della storia delle distorsioni γ del pannello nodale

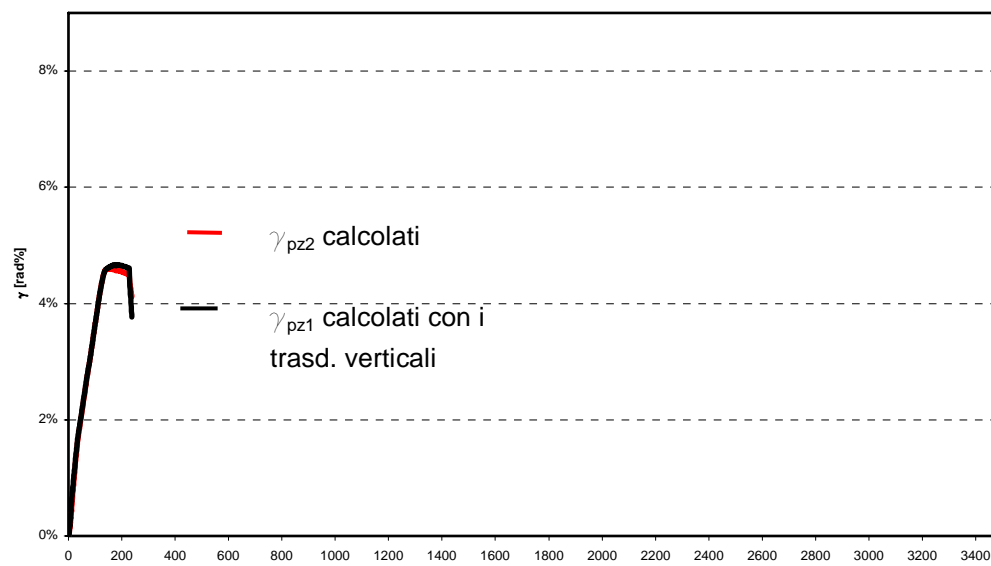


Figura 4-49: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC6-E.



Figura 4-50: Provino BCC6-E.

4.4.3. Campione BCC8

In questa serie di campioni sono stati applicati gli stessi spostamenti già visti in precedenza (anche se alcuni test sono stati chiamati in maniera differente).

4.4.3.1. Test BCC8-A

Per meglio evidenziare la posizione dei vari strumenti e le dimensioni del provino si riporta uno schema del campione BCC8-A (Figura 4-51).

Questo collegamento è stato sottoposto ad una storia di carico avente quattro cicli in campo elastico ed i successivi in campo plastico fino alla rottura, per questi ultimi si è fissato uno spostamento $\Delta=\pm 50\text{mm}$; in Tabella 4-5 è mostrata la storia di carico.

Con una tale storia di spostamenti, fino alla fine del quarto ciclo, non si è notato nulla da segnalare (si era ancora in campo elastico), dal quinto ciclo fino al diciassettesimo, che è quello corrispondente alla rottura del provino, si sono osservati i fenomeni qui riportati.

Al ciclo n°5 si nota un piccolo imbozzamento della flangia destra della trave alla fine del primo spostamento positivo di 50mm. Al termine del ciclo, la flangia destra è ritornata nelle condizioni di normalità e quella sinistra si è fortemente imbozzata. Al ciclo n°6 si nota un forte incremento dell'imbozzamento della flangia destra della trave nella prima metà del ciclo. Alla fine del ciclo si nota un notevole incremento dell'imbozzamento dell'anima. Alla fine del ciclo n°7 si nota, per la prima volta, un imbozzamento contemporaneo di tutti gli elementi della trave, si è quindi formata la cerniera plastica. I trasduttori 4 e 11 sono fuoriusciti dalle piastrine di appoggio, pertanto particolare attenzione deve essere fatta nella successiva lettura dei risultati forniti da tali apparecchi. Inoltre in questo ciclo si nota in primo lieve decremento di resistenza del nostro provino. Tra il ciclo n°8 ed il n°14 si sono verificati dei problemi legati alla strumentazione, infatti i trasduttori 1, 2 e 3 sono fuoriusciti dalle loro piastrine (basette) di appoggio. Al ciclo n°17 si nota un tranciamento dell'ala sinistra della trave e distacco della stessa dall'anima alla fine del

primo semiciclo, si può notare che la rottura dell'ala si è avuta al di sopra della saldatura, ciò dimostra che quest'ultima non ha inficiato il decorso della prova.

In Figura 4-52 si può osservare il grafico F-d, che mostra un comportamento globale del provino stabile, in quanto si è avuto un decremento graduale della rigidità e della resistenza all'aumentare del numero dei cicli sino alla rottura del collegamento. Nella seconda fase del ciclo 6 si nota un incremento di resistenza dovuto all'incrudimento del materiale, alla fine della seconda parte del ciclo 7 si rivela invece una perdita di resistenza legata all'imbozzamento delle ali e dell'anima della trave; da tale ciclo fino alla rottura non si nota alcun decremento repentino delle caratteristiche meccaniche del nodo, tranne che nella prima parte del ciclo 17, che coincide con l'ultimo ciclo della prova.

In Figura 4-53 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i tre modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei tre diagrammi è possibile valutare la differenza tra i tre valori. In Figura 4-54 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

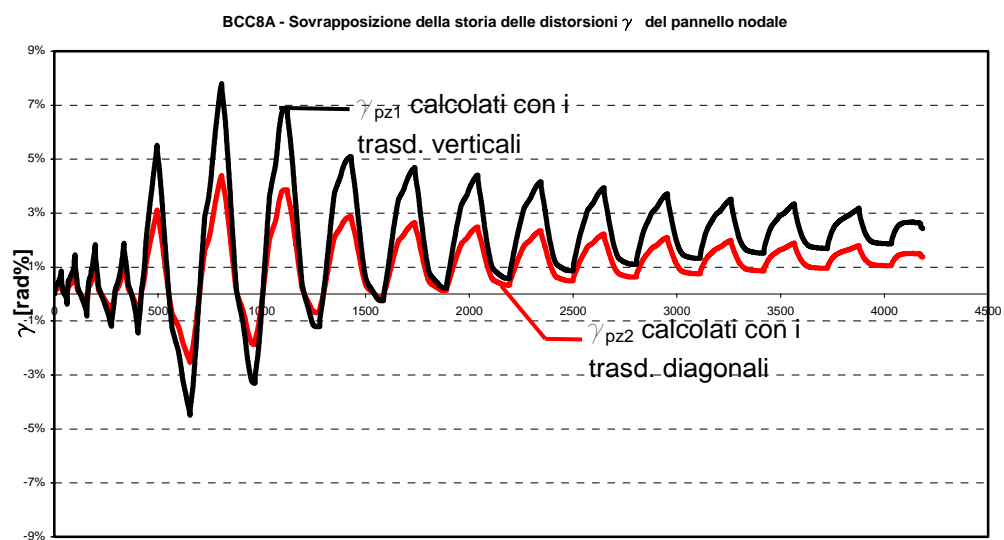


Figura 4-53: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC8-A.



Figura 4-54: Provino BCC8-A.

4.4.3.2. Test BCC8-B

Per meglio evidenziare la posizione dei vari strumenti e le dimensioni del provino si riporta uno schema del campione BCC8-B (Figura 4-55).

Questa connessione è stata sottoposta ad una storia di carico avente quattro cicli in campo elastico ed i seguenti in campo plastico fino alla rottura, per questi ultimi si è fissato uno spostamento $\Delta=\pm 37,5\text{mm}$; in Tabella 4-5 è riportata la storia di carico.

Con una tale storia di spostamenti sino alla fine del quarto ciclo non si è notato nulla di anomalo (si era ancora in campo elastico), dal quinto ciclo fino al ventunesimo ciclo, che è quello corrispondente alla rottura del provino, si sono osservati i fenomeni qui riportati.

Al ciclo n°5 si nota un piccolo imbozzamento della flangia sinistra della trave al termine del ciclo. Al ciclo n°6 si nota un forte incremento dell' imbozzamento della flangia sinistra della trave alla fine del ciclo, si osserva poi un primo imbozzamento dell'anima e il trasduttore 1 è quasi al limite della piastra di appoggio. Al ciclo n°7 si nota per la prima volta, al termine di tale ciclo, un imbozzamento contemporaneo di tutti gli elementi della trave, si sta formando la cerniera plastica. Anche il trasduttore 4 è al limite della piastra, pertanto particolare attenzione deve essere fatta nella successiva lettura dei risultati forniti da tali apparecchi. Al ciclo n° 8 si nota il trasduttore 4 fuori piastra nella prima metà ciclo ed è caduto nella seconda metà. Si incrementano gli imbozzamenti delle flange e dell'anima. Al ciclo n° 9 si è avuta la formazione evidente della cerniera plastica, il trasduttore 1 è fuori piastra. Nel ciclo n°10 si nota un forte imbozzamento dell'anima. Nel ciclo n°11 si nota un forte imbozzamento di tutti gli elementi della trave. Nel ciclo n°12 si nota un incremento della cerniera plastica e dell'imbozzamento. Nel ciclo n°13 si nota il trasduttore 3 fuori piastra. Nel ciclo n°15 si nota il trasduttore 5 tocca ancora la piastra ma è quasi a fine corsa. Nel ciclo n°16 si notano grosse deformazioni di flange ed anima della trave e si evince la formazione di una fessura sull'ala sinistra della trave. Nel ciclo n°19 si nota l'apertura della fessura sulla flangia sinistra della trave. Nel ciclo n°20 si nota che la fessura della flangia sinistra della trave nella prima metà del ciclo è fortemente incrementata, a ciò consegue una forte perdita di resi-

stenza con il conseguente decremento globale delle caratteristiche meccaniche del collegamento causato dalla rottura della flangia che porta nel successivo ciclo alla fine della prova.

Nelle pagine seguenti si possono osservare il grafico F-d (Figura 4-56) e le foto che mostrano lo stato del campione durante la prova e al termine della stessa (Figura 4-58), mentre in Figura 4-57 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori.

Anche in tale prova, come nella precedente, dall'osservazione del grafico F-d si nota un comportamento globale del provino stabile, in quanto si è avuto un decremento globale della rigidezza e della resistenza all'aumentare del numero dei cicli sino alla rottura del collegamento. Nella seconda fase del ciclo 6 si ha un incremento di resistenza dovuto all'incrudimento del materiale, alla fine della seconda parte del ciclo 9 si rivela invece una perdita di resistenza legata all'imbozzamento delle ali e dell'anima della trave; le caratteristiche meccaniche del nodo diminuiscono gradualmente, tranne che nella prima parte del ciclo 20, che coincide con la fine precedente del test.

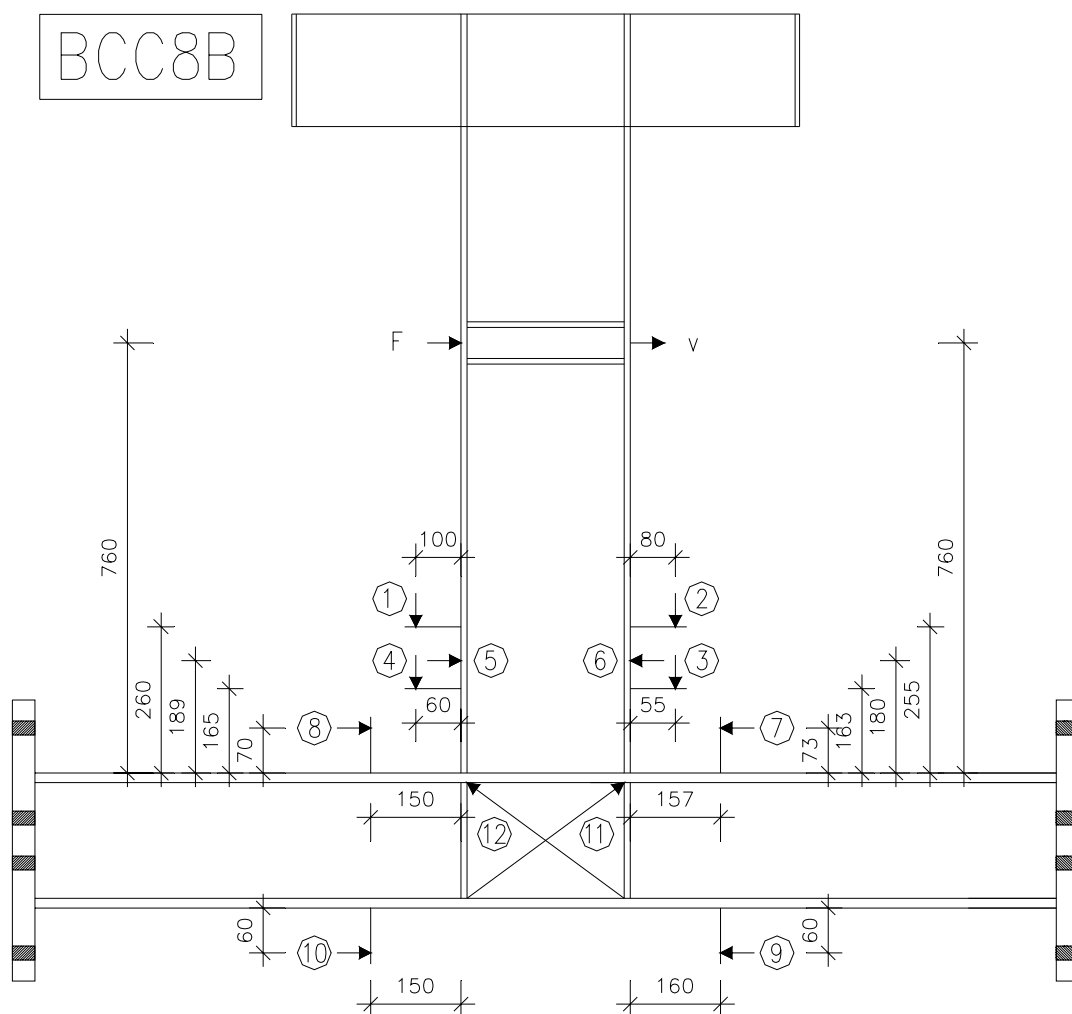


Figura 4-55: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC8-B.

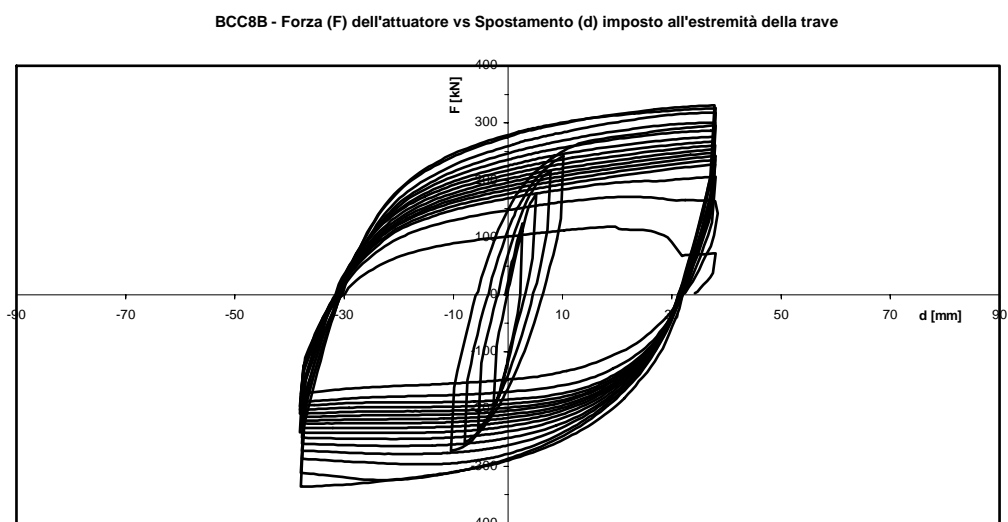


Figura 4-56: Curva forza – spostamento ($F-d$) per il provino BCC8-B.

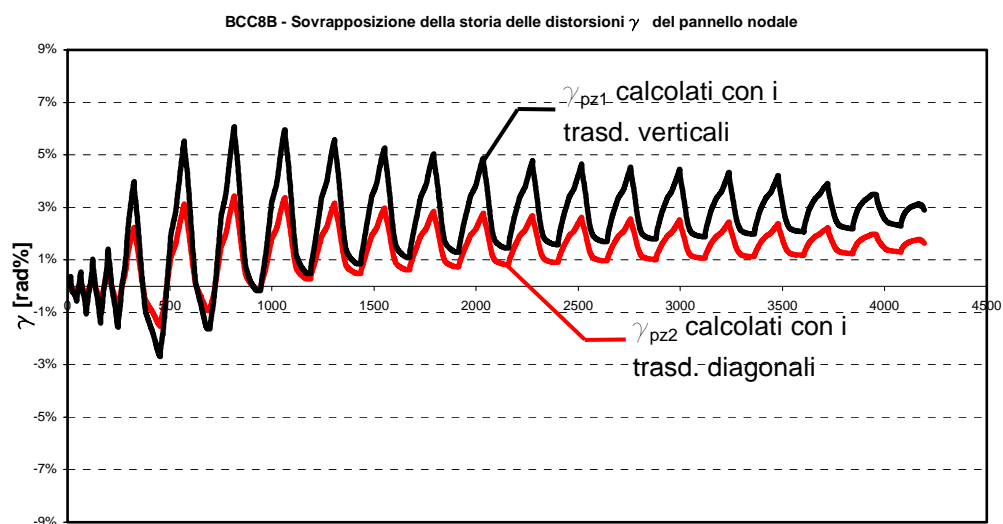


Figura 4-57: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC8-B.



Figura 4-58: Provino BCC8-B.

4.4.3.3. Test BCC8-C

Per meglio evidenziare la posizione dei vari strumenti e le dimensioni del provino si riporta uno schema del campione BCC8-C (Figura 4-59).

Questa connessione è stata sottoposta ad una storia di carico avente quattro cicli in campo elastico ed i seguenti in campo elastico fino alla rottura, per questi ultimi si è fissato uno spostamento $\Delta=\pm 75.0\text{mm}$; in Tabella 4-5 è riportata la storia di carico. Con una tale storia di spostamenti, sino alla fine del quarto ciclo, non si è notato nulla di anomalo (si era ancora in campo elastico), dal quinto ciclo fino al settimo ciclo, che è quello corrispondente alla rottura del provino, si sono osservati i fenomeni qui riportati.

Nella prima metà del quinto ciclo si è rilevato un imbozzamento della flangia destra della trave. Nella seconda parte del ciclo il trasduttore 4 è a fine corsa, inoltre si è notato un imbozzamento multiplo della flangia sinistra e dell'anima della trave, che interessa la zona alta dell'anima e della flangia della trave stessa. Nel sesto ciclo si osserva un imbozzamento multiplo della flangia destra della trave con incremento degli imbozzamenti dell'anima e della flangia sinistra ed un conseguente decremento della resistenza. Nel settimo ciclo si ha un forte decremento di rigidità e resistenza e la rottura del provino; il macchinario non viene arrestato in quanto si aspetta la fine del ciclo. Durante il ciclo i trasduttori 1 e 4 sono fuori dalla piastra, il 4 è anche caduto.

Di seguito si possono osservare il grafico F-d (Figura 4-60) e la foto che mostra lo stato del campione durante la prova (Figura 4-62), mentre in Figura 4-61 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori.

Il provino ha mostrato un comportamento piuttosto instabile pervenendo a rottura al terzo ciclo plastico. Le cause di un tale comportamento potrebbero essere individuate in un difetto di saldatura. È possibile che all'atto della realizzazione della saldatura l'elettrodo troppo caldo abbia toccato l'ala della colonna indebolendola e creando una zona di concentrazione di tensioni; in ogni caso il provino ha fornito

delle prestazioni al di sotto delle aspettative. Se si osserva il meccanismo deformativo della flangia e dell'anima della trave avuto in questa prova è molto differente da quello osservato nelle prove precedenti infatti in questo caso la flangia e l'anima presentano un imbozzamento multiplo cioè con onde che si estendono per una lunghezza molto ampia della flangia della trave. Inoltre, la rottura della flangia sinistra della trave è molto vicina alla saldatura della flangia della stessa a quella della colonna, ciò significa che la saldatura ha influenzato il decorso della prova.

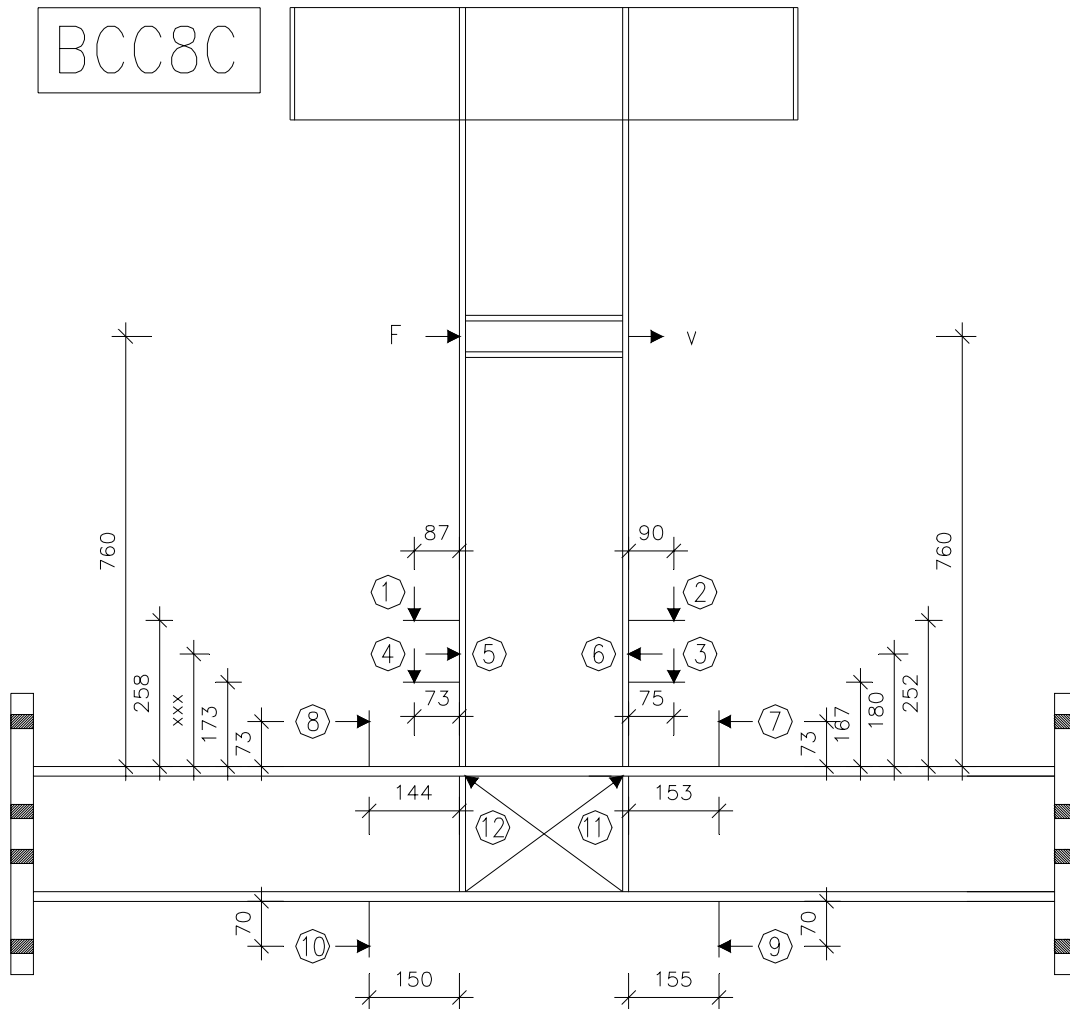


Figura 4-59: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC8-C.

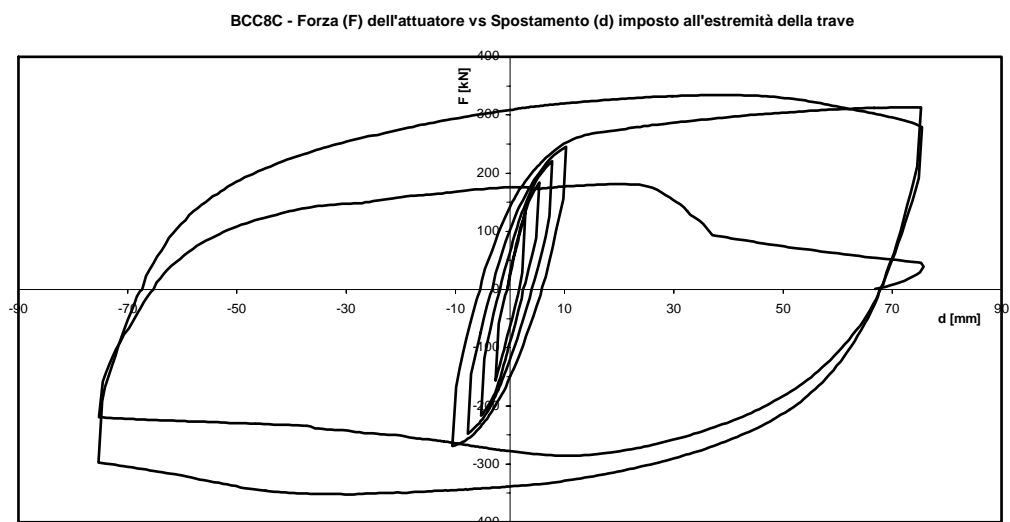


Figura 4-60: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC8-C.

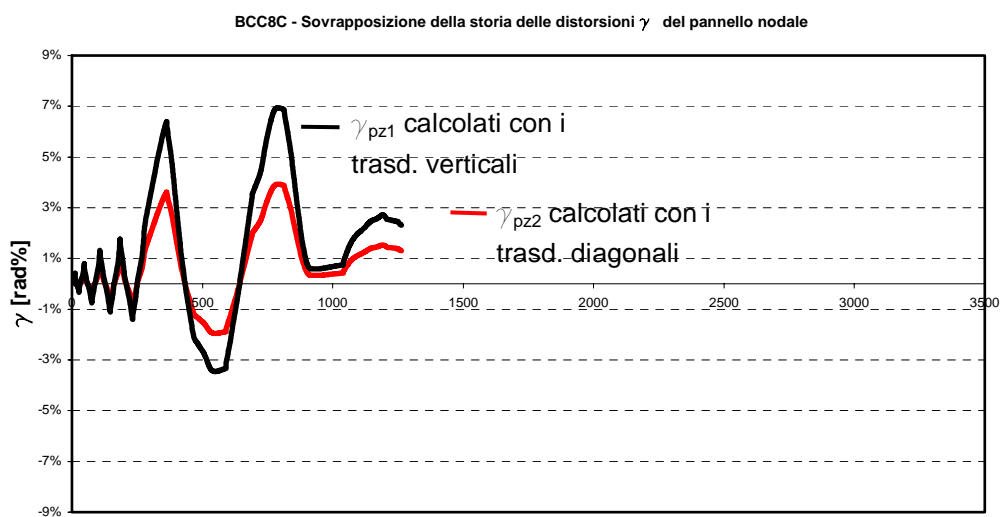


Figura 4-61: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC8-C.



Figura 4-62: *Provino BCC8-C.*

4.4.3.4. Test BCC8-D

Per meglio evidenziare la posizione dei vari strumenti e le dimensioni del provino si riporta uno schema del campione BCC8-D (Figura 4-63).

Questa connessione è stata sottoposta ad una storia di carico come suggerisce l'ECCS (1986), infatti sono stati effettuati quattro cicli in campo elastico e poi si sono effettuati dei cicli con ampiezza di spostamento crescente, aumentando lo spostamento di 10mm ogni tre cicli sino alla rottura del collegamento.

Con una tale storia di spostamenti, fino alla fine del quarto ciclo, non si è notato nulla di anomalo (si era ancora in campo elastico), dal quinto ciclo fino al nono, anche se si era in campo plastico, la connessione non presentava anomalie; dal 10° ciclo in poi si sono osservati i fenomeni qui riportati.

Nel decimo ciclo si nota un piccolo imbozzamento della flangia sinistra della trave.

Nell'undicesimo ciclo si può osservare un timido imbozzamento della flangia destra della trave ed un incremento dell'imbozzamento della flangia sinistra della trave.

Nel tredicesimo ciclo si nota un imbozzamento più pronunciato della flangia destra della trave mentre la flangia sinistra presenta un vistoso imbozzamento. Nel quattordicesimo ciclo il trasduttore 4 è quasi fuori piastra; anche per la flangia destra l'imbozzamento diventa più grande, si ha un leggero imbozzamento dell'anima della trave e si inizia a formare la cerniera plastica. Nel quindicesimo ciclo il trasduttore 4 è quasi fuori piastra mentre il 3 è al limite della piastra; si rileva una costante perdita di resistenza. Durante il sedicesimo ciclo il trasduttore 3 è fuori piastra. Si è completamente formata la cerniera plastica. Nel diciassettesimo ciclo il trasduttore 2 è quasi a fine piastra. Durante il diciottesimo ciclo il trasduttore 2 è fuori piastra, mentre il numero 5 è caduto (è stato rimesso a posto).

Nel diciannovesimo ciclo si ha un forte imbozzamento dell'anima. Durante il ventesimo ciclo la caduta di un trasduttore sul lato destro della trave ha comportato la perdita di tutti gli altri dallo stesso lato, solo il 9 è stato recuperato. Nel ventune-

simo ciclo si evince l'incremento di una cricca (già esistente); nella seconda metà del ciclo si nota una fessura alla base della flangia sinistra ed un incremento della fessura nell'anima; durante il ciclo si incrementa la fessura dall'anima alla flangia destra in maniera repentina. Alla fine del ciclo la flangia destra si è rotta ma la rottura non si estende per tutta la lunghezza della flangia.

Nonostante ciò che si è precedentemente osservato si decide di continuare la prova. Così, nel ventiduesimo ciclo, si è registrata una forte perdita di resistenza e di rigidezza, infatti la frattura, nel semiciclo positivo si è chiusa ed il provino resiste per contatto; nella seconda parte il collegamento presenta una resistenza molto piccola e la rottura si propaga su tutta la lunghezza della trave, la prova è terminata.

Di seguito si possono osservare il grafico F-d (Figura 4-64) e la foto che mostrano lo stato del campione durante la prova (Figura 4-66), mentre in Figura 4-65 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i tre modi precedentemente descritti e attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori.

Osservando il grafico F-d si nota che il comportamento del provino è stabile in quanto si è avuto un decremento graduale della rigidezza e della resistenza all'aumentare del numero dei cicli e dell'ampiezza dello spostamento applicato sino alla rottura del collegamento. Si ha un incremento di resistenza per l'incrudimento del materiale dal 5 al 12 ciclo, nelle fasi successive si rileva invece una perdita di resistenza e di rigidezza legata all'imbozzamento delle flange e dell'anima della trave con la consecutiva formazione di fessure. Comunque fino alla rottura non si nota alcun decremento repentino delle caratteristiche meccaniche del nodo, tranne che negli ultimi due o tre cicli.

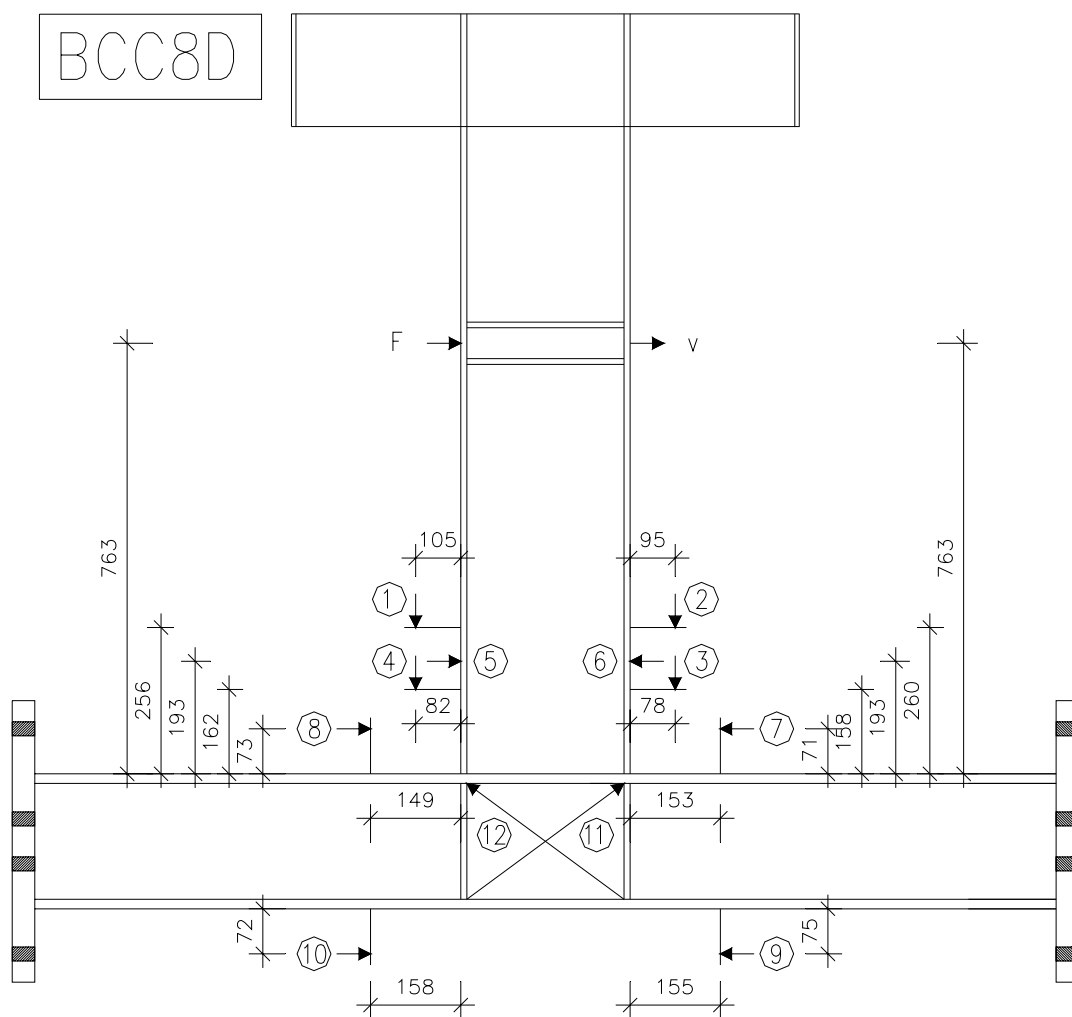


Figura 4-63: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC8-D.

BCC8D - Forza (F) della'attuatore vs Spostamento (d) imposto all'estremità della colonna

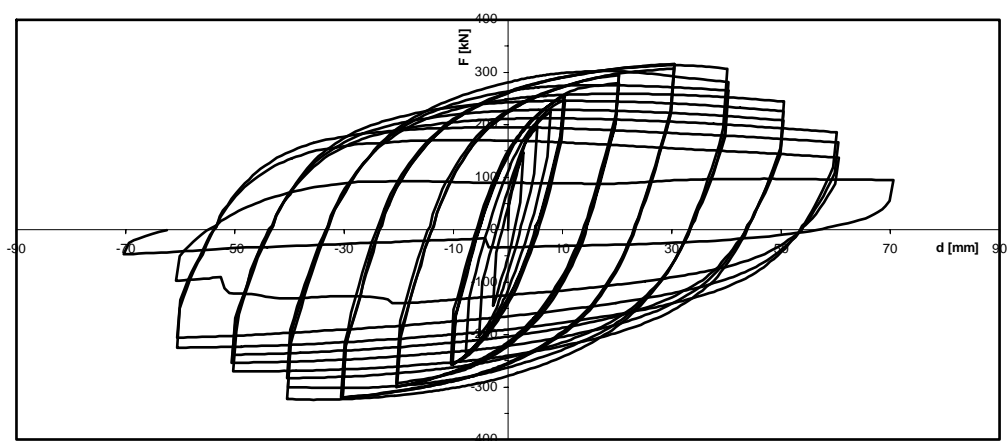


Figura 4-64: Curva forza – spostamento ($F-d$) per il provino BCC8-D.

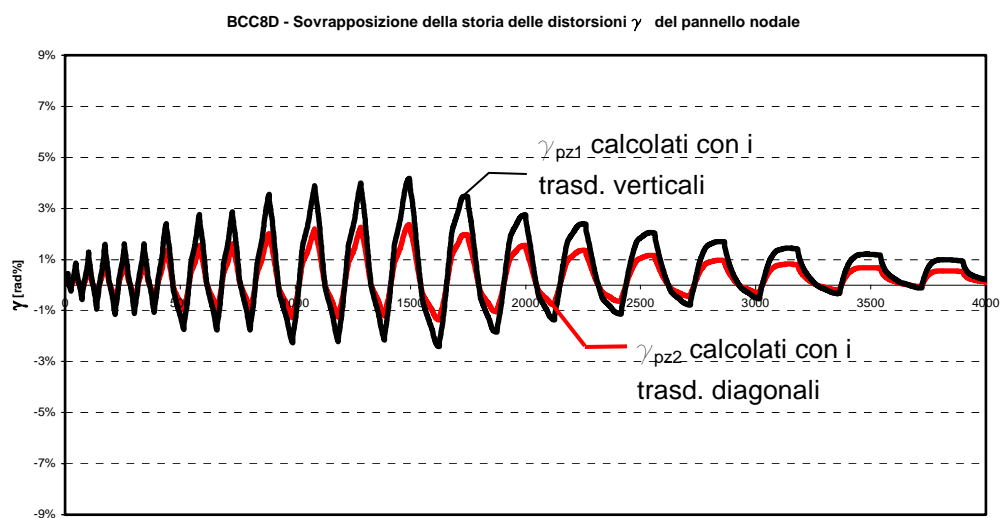


Figura 4-65: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC8-D.



Figura 4-66: Provino BCC8-D.

4.4.3.5. Test BCC8-MON

La prova è stata eseguita applicando un carico monotono diretto verso la porta.

La posizione dei trasduttori è messa in evidenza nella Figura 4-67.

La prova è stata condotta fino all'imposizione di uno spostamento di 250mm. Anche in questo caso, infatti, come per il campione BCC5-E e BCC6-E, il test non è stato spinto fino alla completa rottura del campione al fine di evitare danni alla strumentazione utilizzata.

Come si può osservare dal grafico F-d (Figura 4-68), il campo elastico risulta molto rigido; per un valore di spostamento imposto pari a 100mm si è verificata una riduzione della resistenza; essa è stata dovuta alla formazione di una cricca in corrispondenza della flangia della trave nelle vicinanze della saldatura (Figura 4-70).

La deformazione tagliente del pannello nodale risulta ridotta, rispetto a quella del corrispondente prototipo della serie BCC5 e BCC6. In Figura 4-69 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-70 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura dove si verifica un vistoso imbozzamento della flangia della trave.

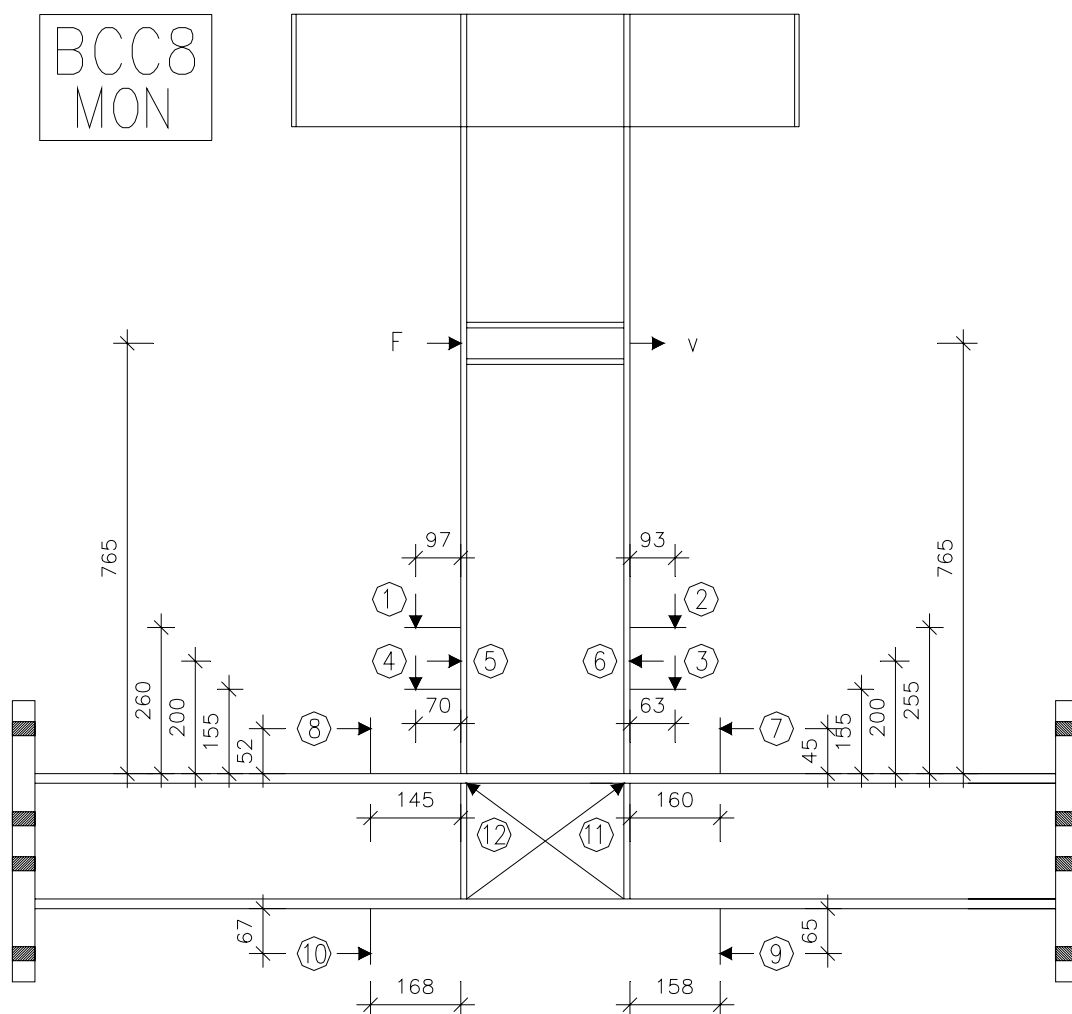


Figura 4-67: Caratteristiche geometriche e posizionamento dei trasduttori sul provino BCC8-MON.

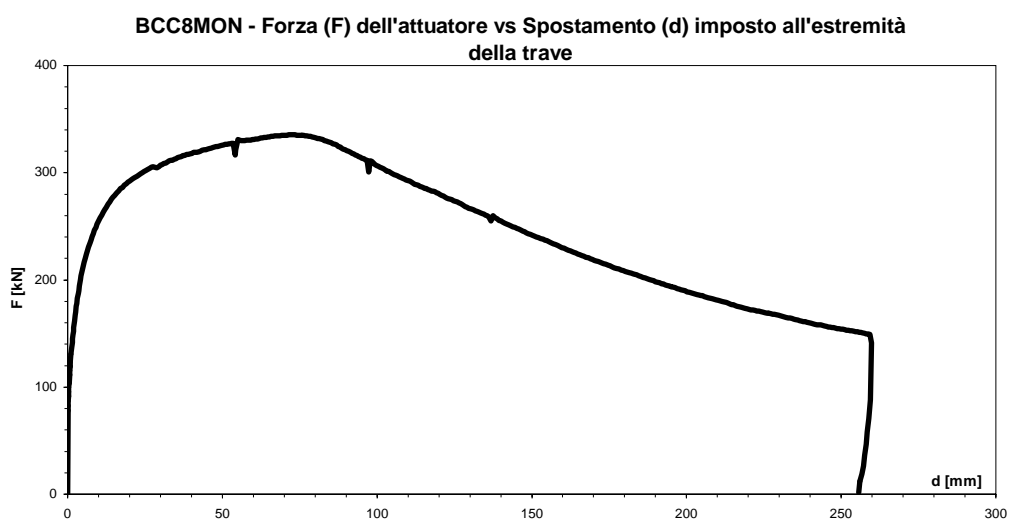


Figura 4-68: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC8-MON.

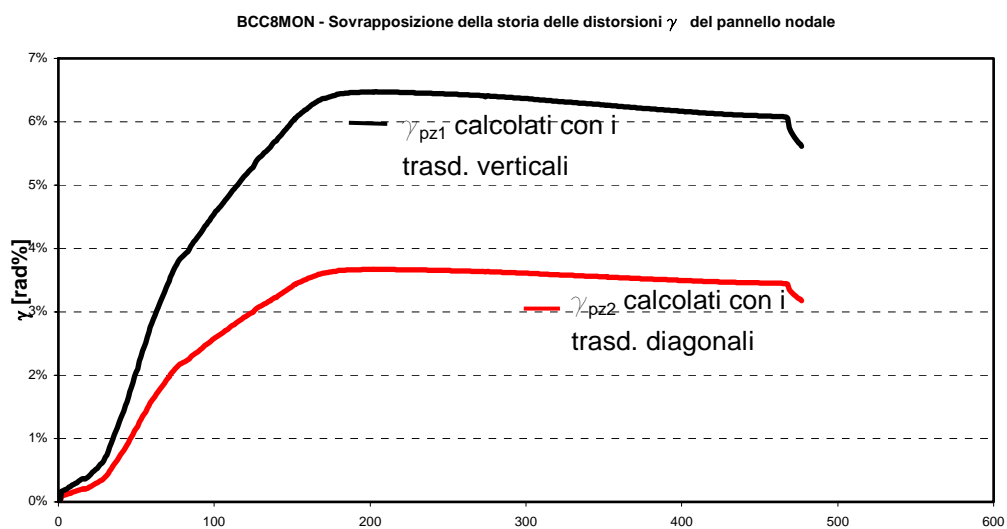


Figura 4-69: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC8-MON.

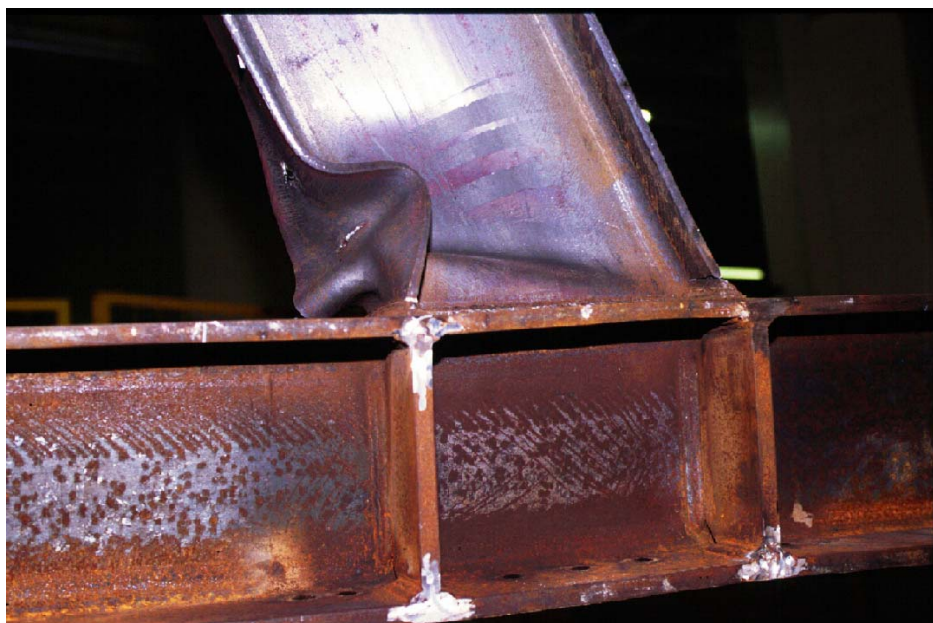


Figura 4-70: Provino BCC8-MON.

4.4.4. Prove di verifica

Come esposto in precedenza, in fase di programmazione, si è stabilito di riapplicare la storia di spostamento con $d=75\text{mm}$ (test BB) per un provino della serie BCC5 e della serie BCC6, mentre per un provino della serie BCC8 è stata riapplicata la storia di spostamento con $d=37.5\text{mm}$ (test E). Questo per avere informazioni circa l'aleatorietà dei risultati sperimentali.

4.4.4.1 Test BCC5-BB

Questa prova è una ripetizione della BCC5-B; il campione è stato sottoposto alla stessa legge di spostamenti (Tabella 4-5). Anche qui si sono impiegati 20 trasduttori (per la loro posizione si rimanda alla Figura 4-10).

Dopo i primi quattro cicli in regime elastico si è passati all'applicazione dello spostamento di 75mm .

In questa prova non ci sono particolari da evidenziare (al ciclo n°7 è possibile che si sia verificato un leggero spostamento del trasduttore n°1). La prova si è conclusa al ciclo nono con la rottura della flangia e dell'anima della trave dal lato della porta.

In Figura 4-71 è mostrato il diagramma $F-d$, mentre in Figura 4-72 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-73 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

Il confronto con il test BCC5-B mette in evidenza un comportamento simile tra i due prototipi anche nel numero di cicli necessari per il collasso: 9 per il BCC5-B contro 8 del BCC5-BB.

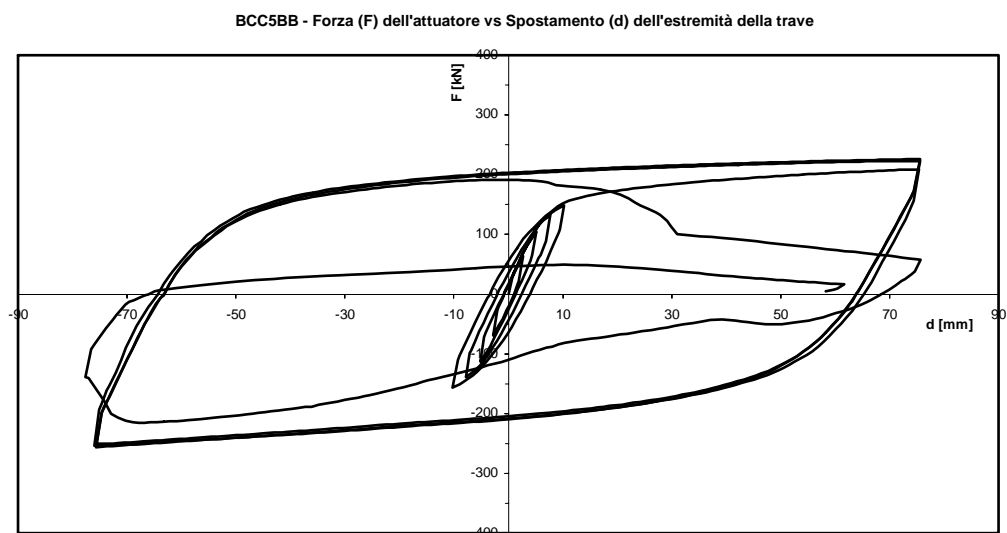


Figura 4-71: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC5-BB.

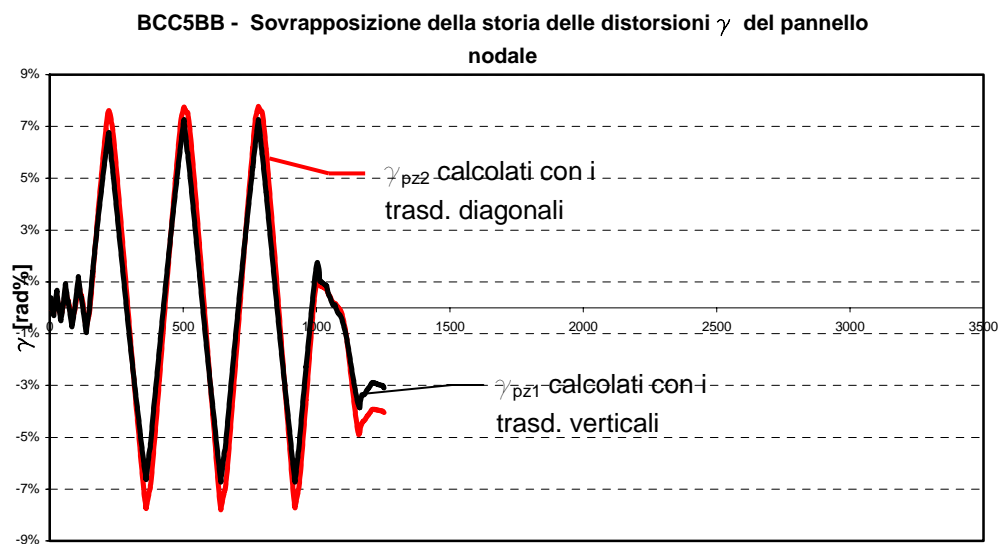


Figura 4-72: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC5-BB.



Figura 4-73: *Provino BCC5-BB.*

4.4.4.2. Test BCC6-BB

Il campione è stato sottoposto alla stessa legge di spostamento del BCC6-B.

Il numero totale di trasduttori impiegati è stato 20 e la loro posizione può essere dedotta dalla Figura 4-31. Dopo i primi quattro cicli in regime elastico si è passati all'applicazione dello spostamento di 75mm (Tabella 4-5).

All'applicazione del primo ciclo ad ampiezza 75mm (quinto ciclo assoluto) il trasduttore n°1 è giunto a fine corsa; la flangia della trave dal lato parete si è lesionata, mentre quella dal lato porta si è fortemente imbozzata. Al ciclo 6 il trasduttore 2 è giunto a fine corsa. Al ciclo 7 viene eliminato il trasduttore 1; il n°3 giunge a fine corsa, mentre si registra la probabilità di un leggero spostamento, accidentale, del trasduttore n°9. Al ciclo 8 vengono eliminati i trasduttori 2 e 5; inoltre si è rilevato che il punto di applicazione della forza ha subito uno spostamento orizzontale di 32mm. Al ciclo 9 si è verificata la rottura della flangia della trave dal lato porta. Al ciclo 10 il trasduttore 4 è uscito fuori dalla piastrina di appoggio ed è stato eliminato. Al ciclo 11 la prova si è conclusa.

La curva F-d del collegamento in esame è riportata in Figura 4-74, mentre in Figura 4-75 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-76 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

Il confronto tra i risultati del test BCC6-B ed il BCC6-BB denotano un comportamento simile dei due campioni: le curve F-d fanno registrare degli andamenti quasi uguali tra loro in accordo con quanto ci si aspettava; essi presentano invece una differenza sostanziale per quanto riguarda il numero di cicli necessari per il collasso: 15 per il test BCC6-B contro gli 11 del test BCC6-BB. Di ciò è necessario tenerne conto soprattutto quando si voglia costruire un modello di giunto. I fenomeni che intervengono a regolare il comportamento sperimentale di collegamenti trave-colonna sono molteplici; un qualsiasi modello di giunto per quanto raffinato possa essere non sarà mai in grado di cogliere aspetti che presentano come caratteristica fondamentale una forte aleatorietà.

Le deformazioni taglianti dei pannelli nodali per i due test risultano paragonabili.

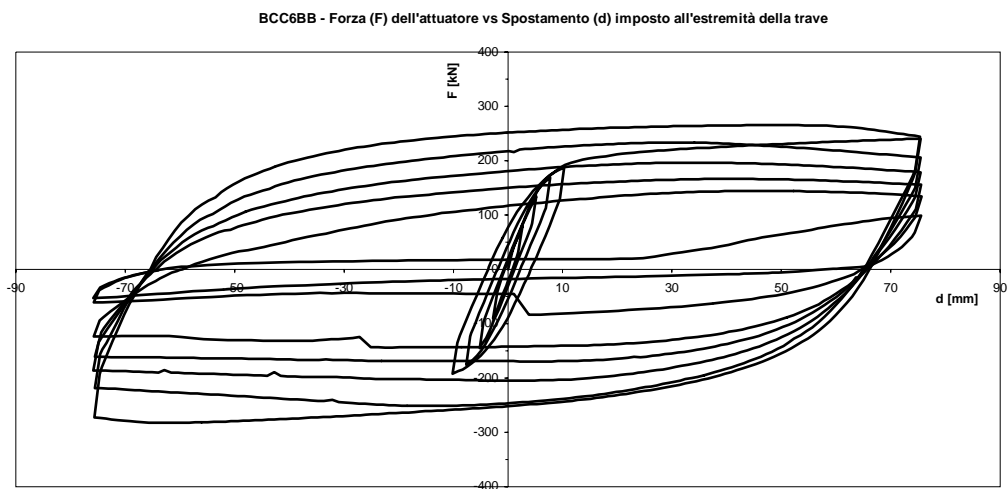


Figura 4-74: Curva forza – spostamento ($F-d$) per il provino BCC6-BB.

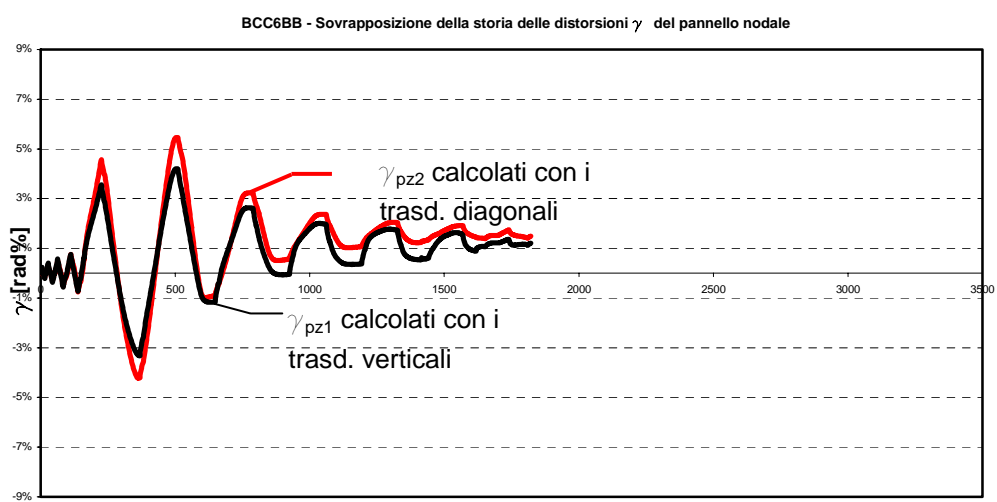


Figura 4-75: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC6-BB.



Figura 4-76: *Provino BCC6-BB.*

4.4.4.3. Test BCC8-E

Il campione è stato sottoposto alla stessa legge di spostamento del BCC8-B.

Il numero totale di trasduttori impiegati è stato 20 e la loro posizione può essere dedotta dalla Figura 4-51. Dopo i primi quattro cicli in regime elastico si è passati all'applicazione dello spostamento di 37,5mm (Tabella 4-5).

La curva F-d del collegamento in esame è riportata in Figura 4-78, mentre in Figura 4-79 è riportata la storia della deformazione del pannello, calcolata secondo i due modi precedentemente descritti. Attraverso la sovrapposizione dei due diagrammi è possibile valutare la differenza tra i due valori. In Figura 4-79 è riportata una foto del campione, nella quale è visibile il tipo di rottura.

Il confronto tra i risultati del test BCC8-B ed il BCC8-E denotano un comportamento simile dei due campioni: le curve F-d fanno registrare degli andamenti quasi uguali tra loro in accordo con quanto ci si aspettava; essi presentano anche un numero di cicli plastici necessari per il collasso simile: 16 per il test BCC8-B e 15 per il test BCC8-E.

Anche la modalità di rottura risulta simile, essa è rappresentata da una fessura nella flangia della trave sviluppatasi in prossimità della saldatura, inoltre si è formata anche la cerniera plastica nella trave.

Le deformazioni taglienti dei pannelli nodali per i due test risultano paragonabili.

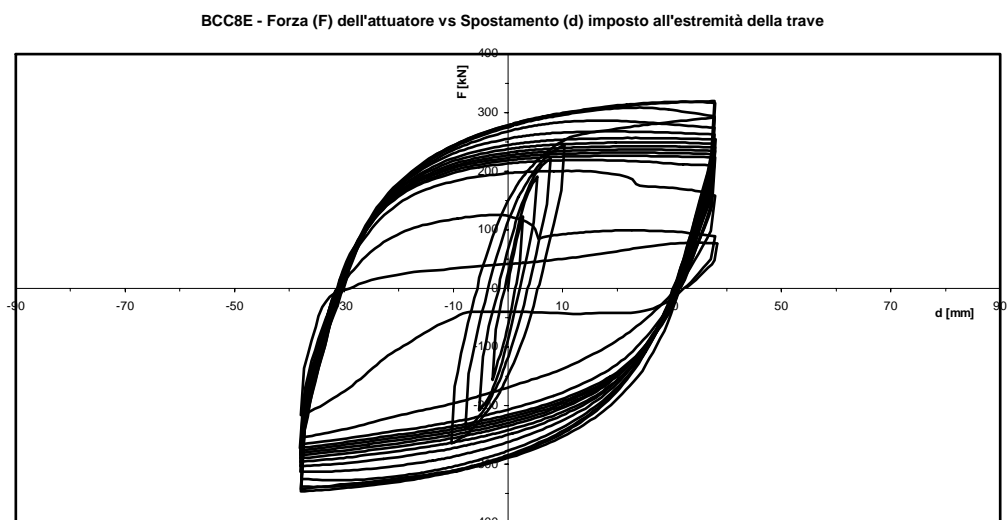


Figura 4-77: Curva forza – spostamento (F - d) per il provino BCC8-E.

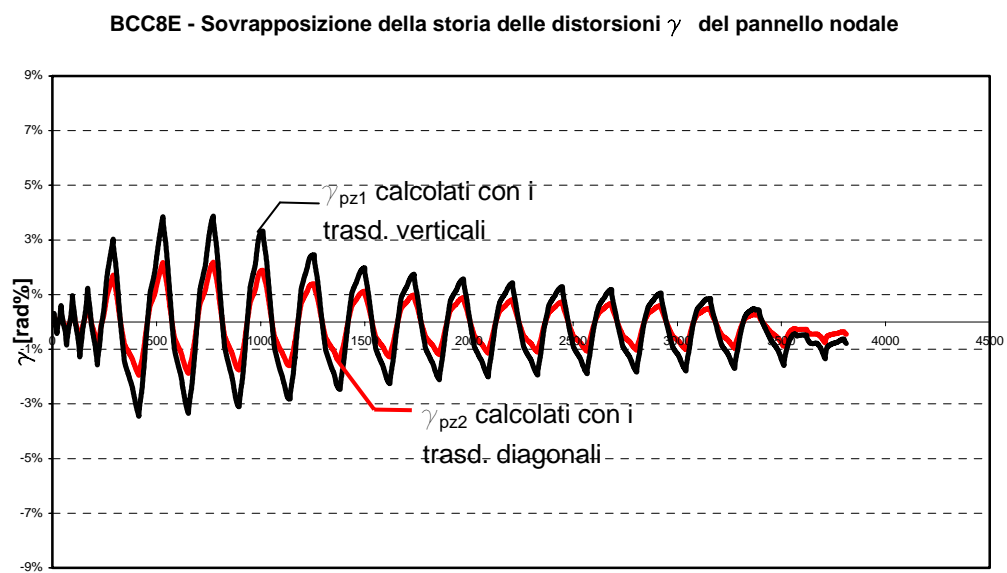


Figura 4-78: Sovrapposizione delle storie deformative del pannello nodale del provino BCC8-E.



Figura 4-79: *Provino BCC8-E.*

4.5. INTERPRETAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI

I risultati ottenuti dalle prove sperimentali sono stati elaborati ed interpretati al fine di fornire una chiave di lettura per il comportamento di questa tipologia di collegamenti trave-colonna saldati, sottoposte a diverse storie di carico cicliche e monotone.

4.5.1. Comportamento ciclico e modalità di collasso dei campioni

4.5.1.1. Campione BCC5

Nelle Figure 4-80a e 4-80b vengono riportati i diagrammi ciclici momento in asse colonna-rotazione totale ($M-d/h$) relativo al campione BCC5, mentre in Figura 4-80c e 4-80d vengono riportati i diagrammi ciclici taglio nel pannello-distorsione del pannello ($T-\gamma$). Con questi ultimi diagrammi è possibile valutare anche il comportamento ciclico del singolo pannello nodale.

Attraverso l'interpretazione di questi diagrammi è possibile dedurre il comportamento ciclico del campione BCC5. Le curve d'isteresi (e quindi il comportamento ciclico del campione) sono caratterizzate da una grande regolarità e stabilità fino alla rottura, senza mostrare un degrado della resistenza e rigidezza con l'aumentare dei numeri di cicli. L'ultimo ciclo di ciascun test del campione BCC5 ha presentato un'improvvisa e brusca riduzione della resistenza determinando il collasso fisico del campione. Il collasso accadeva sempre in modo fragile (rottura improvvisa generata da una brusca ed inaspettata caduta di resistenza e rigidezza), a seguito di fratture poste nelle vicinanze della saldatura, le quali si estendevano nella flangia della trave per poi propagarsi nell'anima. Questa modalità di collasso è dovuta alle significative distorsioni del pannello nodale le quali generano un'elevata concentrazioni di tensioni e deformazioni in prossimità della saldatura (local kinks).

In tutti i test si sono registrate elevate distorsioni del PZ ma senza eccessive deformazioni plastiche nella trave. In Figura 4-13 viene mostrato il provino BCC5-A a termine della prova. Questo tipo di collasso è quello tipicamente osservato in tutti i test del campione BCC5. Tale collasso è caratterizzato da un'elevata distorsione

del PZ, da una rottura di tipo fragile con fessure localizzate in vicinanza delle saldature trave-colonna e senza la formazione della cerniera plastica nella trave. Il comportamento ciclico e la modalità di collasso di questo campione è tipico di un collegamento con pannello nodale debole, per tanto le previsioni iniziali risultano esatte.

Nella Tabella 4-6 è riportato un quadro sintetico del numero di cicli plastici a rottura e delle modalità di collasso del campione.

Sigla prova	N° cicli plastici	MODALITA' DI ROTTURA
BCC5-A	16	Fessura su flangia trave a pochi millimetri dalla saldatura, diffusasi verso l'anima della trave.
BCC5-B	5	Frattura su flangia trave in corrispondenza della saldatura.
BCC5-C	18	Fessura su flangia trave in prossimità della saldatura, estesa anche all'anima della trave.
BCC5-D	22	Lesione sulla flangia della trave.
BCC5-E	Mon	La prova è stata interrotta prima della rottura del campione; ciò al fine di non compromettere il set di prova per le grandi deformazioni in gioco.
BCC5-BB	4	Fessura sulla flangia della trave in prossimità della saldatura, estesa anche nell'anima della trave.

Tabella 4-6: Descrizione della modalità di rottura dei provini BCC5.

La prova BCC5-C (così come per gli altri campioni BCC6 e BCC8), condotta imponendo uno spostamento ciclico di ampiezza crescente secondo le modalità descritte dalle raccomandazioni ECCS (1986), consente una valutazione della capacità rotazionale e flessionale del collegamento sotto carichi ciclici, mentre la prova monotona BCC5-E consente di determinare le capacità di deformazione e di resistenza sotto carichi monotoni.

4.5.1.2. Campione BCC8

Nelle Figure 4-81a e 4-81b vengono riportati i diagrammi ciclici momento in asse colonna–rotazione totale ($M-d/h$) relativo al campione BCC8, mentre in Figura 4-81c e 4-81d vengono riportati i diagrammi ciclici taglio nel pannello–distorsione del pannello ($T-\gamma$) con i quali è possibile valutare anche il comportamento ciclico del singolo pannello nodale.

In tutti i test (tranne C) il collegamento ha mostrato un comportamento stabile, infatti non si sono verificati dei repentini degni di resistenza e rigidità; solo nel ciclo precedente la rottura sono state osservate perdite di resistenza e rigidità più marcate.

Le curve d'isteresi ottenute dalle prove cicliche di questo campione (escluso il test C) mostrano una graduale riduzione del momento di picco, già dal secondo ciclo in poi dove solitamente si registra il massimo valore del momento applicato. Questo deterioramento progressivo della resistenza flessionale del collegamento è relativo all'imbozzamento delle flange della trave quando queste sono sollecitate all'azione ciclica di compressione e alla conseguente diffusione dell'instabilità in una zona più ampia delle flange della trave interessando anche l'anima. In tutti i test si sono formate delle cerniere plastiche ben evidenti. In tutti i test del campione BCC8 il contributo del pannello nodale alla deformazione del collegamento non è stato elevato e la deformazione plastica ha interessato principalmente la trave.

Attraverso l'osservazione del numero di cicli plastici, serviti per portare a rottura i campioni, il provino A (con $\Delta=\pm 50\text{mm}$) ha compiuto un numero di cicli plastici così come ci si aspettava mostrando un comportamento molto stabile. Il collasso finale si è verificato per effetto di una frattura della flangia della trave nella zona d'imbozzamento a circa 10-15cm dalla saldatura.

Per la prova B ($\Delta=\pm 37,5\text{mm}$) non vi sono particolari osservazioni, si può solo notare che con una sollecitazione minore aumenta il numero di cicli necessari a portare a rottura il provino la quale avveniva per la formazione di una frattura nella trave iniziata lungo o in prossimità della linea di saldatura.

Analizzando più in dettaglio la C ($\Delta = \pm 75\text{mm}$) si nota che il provino ha avuto un comportamento piuttosto instabile con una rottura che differisce dalle rotture ottenute nelle altre prove, infatti si è notato che la flangia sinistra della trave ha avuto un imbozzamento multiplo e la rottura del provino è avvenuta per tranciamento della flangia e dell'anima della trave, mentre nelle altre prove questo tipo di rottura è accompagnato anche da un distacco tra la flangia e l'anima della trave, inoltre la rottura è molto vicina alla saldatura e ciò significa che la saldatura ha influenzato notevolmente la prova. Questo comportamento per il provino C, è stato causato dalla saldatura, infatti all'atto della realizzazione della stessa l'elettrodo troppo caldo può aver toccato la flangia della trave creando una zona di concentrazione di tensioni, si capisce, pertanto, che le saldature sono particolari tecnologici molto delicati da realizzare e che necessitano di manodopera specializzata e di un continuo controllo della qualità della saldatura stessa. Osservando la prova D (ECCS, 1986) si nota un comportamento del provino molto stabile, infatti sia il numero di cicli, sia l'ampiezza dell'ultimo spostamento, $+70\text{mm}$, a cui si attinge la rottura si possono ritenere risultati pienamente soddisfacenti. La rottura è avvenuta per effetto di una frattura della flangia della trave nella zona d'imbozzamento a circa 10-15cm dalla saldatura.

In tutti i test del campione BCC8 si sono osservate la formazione di cerniere plastiche nella trave dando origine così ad un elevato comportamento duttile del campione. Anche per questo campione le previsioni del comportamento di un collegamento con pannello nodale forte sono state verificate. Nella Tabella 4-7 è riportato un quadro sintetico del numero dei cicli plastici a rottura e delle modalità di collasso del campione.

Sigla prova	N° cicli plastici	MODALITA' DI ROTTURA
BCC8-A	12	Cerniera plastica. Fessura nella flangia della trave nella zona d'imbozzamento, a 10cm dalla faccia della colonna, frattura completa della flangia e anima della trave.
BCC8-B	16	Cerniera plastica. Fessura nella flangia della trave lungo la linea di saldatura.
BCC8-C	2	Imbozzamento multiplo della flangia della trave. Fessura nella flangia della trave in prossimità della saldatura, propagatasi nell'anima della trave.
BCC8-D	18	Cerniera plastica. Fessura nella flangia della trave nella zona d'imbozzamento.
BCC8-E	15	Cerniera plastica. Fessura nella flangia della trave sviluppata in prossimità della saldatura.

Tabella 4-7: *Descrizione della modalità di rottura dei provini BCC8.*

4.5.1.3. Campione BCC6

Nelle Figure 4-82a e 4-82b vengono riportati i diagrammi ciclici momento in asse colonna-rotazione totale ($M-d/h$) relativo al campione BCC6, mentre in Figura 4-82c e 4-82d vengono riportati i diagrammi ciclici taglio nel pannello-distorsione del pannello ($T-\gamma$) con i quali è possibile valutare anche il comportamento ciclico del singolo pannello nodale.

In tutto il programma di prova, sono state osservate due tipologie differenti del comportamento ciclico per il campione BCC6. Per i test C e D il comportamento del campione è vicino a quello osservato per il BCC5, con la quasi assenza di deterioramento delle proprietà meccaniche fino all'ultimo ciclo, durante il quale accadeva bruscamente il collasso. Per gli altri test A, B e BB si è osservata una graduale riduzione del momento di picco col crescere del numero dei cicli, determinando così un progressivo deterioramento della resistenza flessionale del collegamento. In questo caso, in corrispondenza del primo ciclo plastico si verificava l'imbozzamento delle flange della trave con la conseguente riduzione della capacità flessionale della trave. Man mano che la zona d'imbozzamento si estendeva e si propagava fino all'anima della colonna, nella trave si formava una cerniera plastica. Nel test C e D l'imbozzamento nelle flange della trave era meno significativo, e anche se si registrarono alcune plasticizzazioni della trave, queste non furono così evidenti da determinare una ben definita cerniera plastica come per i test A, B e BB.

In tutti i test il contributo delle deformazioni del pannello nodale non fu significativo come nel campione BCC5. Comunque al termine del test A, B e BB permangono distorsioni del PZ, rispettivamente pari a 2%rad, 3,5%rad e 1%rad.

Il collasso del campione per i test A e B è stato caratterizzato da una frattura della flangia della trave nella zona d'imbozzamento a circa 10-15cm della sezione di saldature. Mentre per il test BB il collasso è stato causato da una frattura nella flangia della trave lungo la linea di saldatura. Anche per i test C e D, una fessura formatasi nella flangia della trave, nelle vicinanze della saldatura e propagatasi attraverso la flangia e l'anima della trave, determina il collasso del campione.

In definitiva il campione BCC6 è fortemente influenzato dalla particolare condizione di carico dalla quale dipende il comportamento ciclico e le modalità di collasso del campione. Questo è dovuto dalla sua resistenza intermedia tra quelle del campione BCC5 e BCC8.

Nella Tabella 4-8 è riportato un quadro sintetico del numero di cicli plastici a rottura e delle modalità di collasso del campione.

Sigla prova	N° cicli plastici	MODALITA' DI ROTTURA
BCC6-A	15	Cerniera plastica. Fessura nella flangia trave a circa 15cm dalla linea di saldatura.
BCC6-B	11	Cerniera plastica. Fessura nella flangia trave a circa 10cm dalla linea di saldatura.
BCC6-C	16	Cerniera plastica meno evidente. Fessura nella flangia trave al di sopra della linea di saldatura.
BCC6-D	19	Cerniera plastica meno evidente. Fessura nella flangia della trave in prossimità della saldatura
BCC6-E	Mon	La prova è stata interrotta prima della rottura del campione; ciò al fine di non compromettere il set di prova per le grandi deformazioni in gioco.
BCC6-BB	7	Cerniera plastica. Fessura nella flangia trave al di sopra della linea di saldatura.

Tabella 4-8: *Descrizione della modalità di rottura dei provini BCC6.*

4.5.2. L'effetto del pannello nodale sulle prestazioni dei campioni

Si ricorda che i tre campioni differiscono tra loro per la sola sezione della colonna. Questo implica, inevitabilmente, un differente pannello nodale tra i tre campioni. Infatti il pannello nodale del campione BCC5 è stato classificato come debole, quello del campione BCC6 come intermedio, mentre quello del campione BCC8 come forte.

4.5.2.1. Capacità rotazionale dei campioni

In Figura 4-83 sono confrontate le rotazioni espresse dai tre campioni relativi al test ciclico con ampiezza crescente (BCC5-C, BCC6-C, BCC8-D). Infatti questa prova ciclica, secondo le raccomandazioni dell'ECCS (1986), consente una valutazione della capacità rotazionale e della resistenza flessionale del collegamento sotto carichi ciclici (con l'ampiezza crescente dei cicli crescono, ciclo per ciclo, anche le rotazioni e le azioni flessionali del collegamento, mentre per i test con cicli ad ampiezza costante le rotazioni e le azioni flessionali, tra un ciclo e il successivo, sono quasi sempre le stesse sottoponendo il campione ad una prova per fatica).

Nel grafico di Figura 4-83 è riportato, per ogni campione, una colonna che rappresenta la rotazione totale (elastica+plastica) globalmente espressa dal sottoassemblaggio trave-colonna, $(d/h)_{tot}$; una colonna che rappresenta la rotazione plastica globalmente espressa dal sottoassemblaggio trave-colonna $(d/h)_{pl}$, calcolata nel modo precedentemente descritto; una colonna relativa alla rotazione plastica della trave, calcolata per differenza tra la rotazione totale della sezione di base della trave (ottenuta grazie all'ausilio dei trasduttori posti nell'estremità di questa sezione) e quella elastica; a questa differenza bisognerà poi sottrarre la rotazione elastica della colonna $(d/h)_{c, elast}$; la rotazione plastica della colonna che era sempre localizzata nel PZ per cui pari a Φ_{PZ} (calcolata attraverso i trasduttori) e la rotazione rigida dovuta allo slittamento delle piastre di estremità; una colonna relativa al pannello nodale. Dalla figura si deduce che la capacità rotazionale totale $(d/H)_{tot}$ del campione BCC5 è pari a 6,4%rad, a 5,3%rad per il campione BCC6 e a 4,6%rad per il campione BCC8. Ricordiamo che quest'angolo è quello relativo allo spostamento orizzontale

d'interpiano del sottoassemblaggio. Confrontando questi valori con quelli relativi alla capacità di spostamento d'interpiano richieste per le strutture sismo resistenti intelaiate nel SAC (1999) pari al 0.04rad (riportato con una linea orizzontale tratteggiata nel grafico), le prestazioni di questi tre campioni possono essere giudicate soddisfacenti. Comunque, a queste rotazioni totali piuttosto grandi, si contappogono limitate rotazioni plastiche nella trave, rispettivamente 0,57%rad, 1,75%rad e 2,42%rad. Ciò conferma il fatto che grandi rotazioni possono essere consentite grazie alla deformazione del pannello nodale. Inoltre dalla figura si nota che quanto più è debole il pannello tanto più la rotazione totale del collegamento aumenta e tanto più aumenta la rotazione del pannello rispetto a quella plastica della trave.

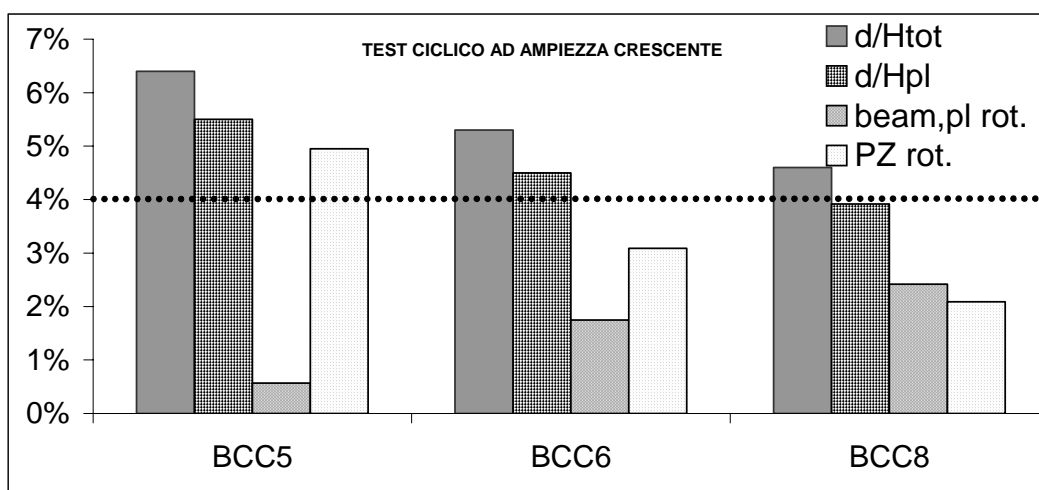


Figura 4-83: Capacità rotazionali dei tre campioni.

Il contributo della deformazione del pannello alla rotazione totale dei campioni, è stato fornito in tutto il programma di prova, in particolare per i campioni aventi la sezione della colonna più piccola (pannello debole BCC5).

In particolare è risultato notevole (in media pari all'80% della rotazione totale imposta) per i campioni aventi la sezione della colonna più piccola (BCC5 a pannello debole); meno significativo (in media pari al 65% della rotazione totale imposta) per i campioni con la sezione della colonna intermedia (BCC6 a pannello intermedio); minore (40–50% della rotazione totale imposta) per i provini caratterizzati da una sezione della colonna maggiore (BCC8 a pannello forte). Di conseguenza le rotazioni plastiche della trave sono risultate minori della rotazione del PZ per

il campione BCC5, confrontabili per il campione BCC6 e maggiori per quello BCC8.

In conclusione il pannello nodale può contribuire notevolmente alla capacità rotazionale del collegamento, la quale è un indice di duttilità del collegamento stesso. Inoltre sono state confermate le previsioni iniziali circa gli effetti del pannello nodale sulla capacità rotazionale del collegamento.

La capacità rotazionale totale di tutti i campioni supera quella richiesta (4% rad).

4.5.2.2. Effetti del pannello sul comportamento ciclico e sulle modalità di collasso.

Il campione BCC5, anche se è in grado di esprimere elevati livelli di deformazione plastica, ha mostrato un collasso improvviso in tutte le prove, con curve d'isteresi praticamente sovrapposte e senza deterioramento della resistenza flessionale fino all'ultimo ciclo, dove accadeva una brusca caduta di resistenza dovuta alla formazione di una frattura sviluppatasi in prossimità delle saldature. Al contrario, il campione BCC8 ha esibito un tipico comportamento duttile, con formazione di una ben definita cerniera plastica nella trave già dal primo ciclo plastico (5° ciclo) ed una lenta riduzione del momento flettente di picco con l'aumentare del numero dei cicli fino al collasso.

Questi risultati confermano le maggiori scoperte riportate da alcuni studiosi, i quali, sia attraverso i risultati ottenuti da analisi agli elementi finiti o prove sperimentali, hanno dimostrato che sebbene i collegamenti saldati trave-colonna con pannello debole possono ridurre sostanzialmente la richiesta di rotazioni plastiche della trave e contribuiscono efficacemente alla duttilità globale del collegamento, lo stato tensionale che sorge in corrispondenza di elevati livelli di rotazione, aumenta la possibilità che il collegamento possa subire un collasso di tipo fragile.

Il campione BCC6 ha mostrato un comportamento a volte simile al BCC5 (per i test C e D), e a volte a quello BCC8 (per i test A, B e BB), ciò dipende dalla storia di carico applicata.

Tali risultati sperimentali confermano il comportamento dei collegamenti con pannello forte, debole e intermedio, precedentemente discusso. Inoltre i risultati ottenuti dalla sperimentazione indicano che per il campione BCC5, indipendentemente dalla storia di carico applicata, la modalità di collasso è di tipo fragile, dovuta al ruolo dominante esercitato dal PZ nelle rotazioni plastiche del collegamento. La deformazione eccessiva del PZ dà luogo ad elevate richieste della saldatura trave-colonna. Al contrario, per i campioni BCC6 e BCC8 le loro modalità di collasso dipendono dalle storie di carico perché entrambi, trave e PZ (per il BCC6), o principalmente la trave (per il BCC8), contribuiscono alla deformazione plastica del campione. Anche se un collegamento con pannello debole (BCC5) presenta elevate capacità rotazionali e quindi anche dissipative, è da evitare per la sua fragilità al collasso (collasso improvviso) il quale è governato dal collegamento. Un collasso di questo tipo è influenzato anche dalla storia di carico applicata, infatti, riportando tabella 4.9 e in Figura 4-84 il numero di cicli plastici e l'energia totale dissipata per ciascun test, si nota che i campioni caratterizzati da un collasso fragile il loro comportamento, in corrispondenza dei diversi test (A, B, C, D), presentano grosse disomogeneità circa il numero di cicli e dell'energia ciclica al collasso. Mentre per i campioni caratterizzati da un collasso di tipo duttile hanno (tranne per il test d/H = 7,5%rad) un comportamento simile in tutti i test con un decremento graduale dell'energia assorbita fino al collasso. Infatti la formazione della cerniera plastica nella trave riduce lo stato tensionale nella saldatura, così il collasso del campione è ottenuto nel materiale base (cioè nel punto in cui si è formata la cerniera plastica), per cui il deterioramento è rigorosamente riferito alle proprietà meccaniche della trave. Al contrario, quando la deformazione plastica del campione non è avvenuta principalmente nella trave (la cerniera plastica non è evidente), le saldature tra la trave e la colonna sono soggette ad elevati stati tensionali e a grosse deformazioni plastiche, così il collasso finale del campione avviene per una frattura improvvisa verificatasi nelle saldature, le quali, come materiale, presentano notevoli incertezze rispetto al materiale di base della trave.

	BCC5		BCC6		BCC8	
(d/h) _{tot}	E _{tot} [kNm]	N° cicli plastici	E _{tot} [kNm]	N° cicli plastici	E _{tot} [kNm]	N° cicli plastici
±5%	410	16	390	15	448	12
±7,5%	217	5	39	11	133	2
Ampiezza crescente	306	18	255	15	424	18
±3,75%	403	23	403	18	423	16

Tabella 4-9: Confronto fra i parametri prestazionali ciclici dei campioni.

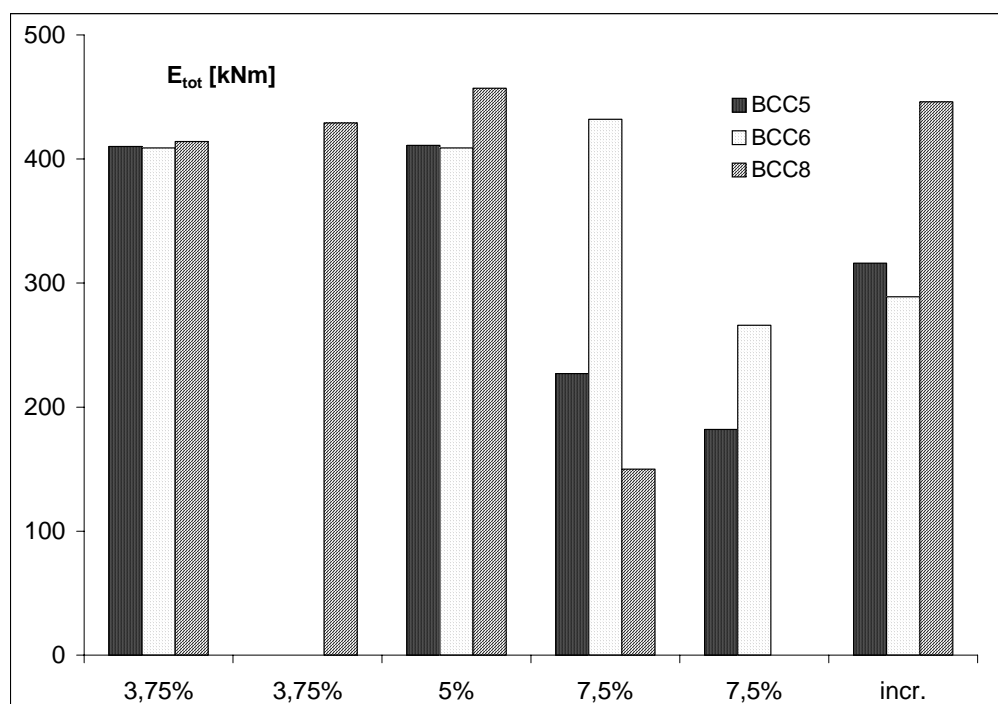


Figura 4-84: Confronto fra i parametri prestazionali ciclici dei campioni.

4.5.2.3. Il meccanismo di dissipazione dei campioni

Il meccanismo di dissipazione da preferire è quello rappresentato da due meccanismi di snervamento, uno relativo al pannello nodale e l'altro relativo alla trave attraverso la formazione della cerniera plastica. Però al fine di evitare la rottura fragile in corrispondenza delle saldature, bisogna limitare (o controllare) la deformazione tagliante del pannello.

Dalla disamina dei diagrammi ciclici Taglio-distorsione ($T-\gamma$) del pannello e Momento-rotazione ($M-\Phi$) della sezione b_{ph} della trave dove ci si attende la formazione della cerniera plastica e dalle storie di deformazione del pannello e della sezione b_{ph} della trave, è possibile dedurre due tipi di meccanismi di dissipazione:

1° meccanismo: in tutti i campioni che presentavano la cerniera plastica, il meccanismo era governato inizialmente sia dalla trave che dal pannello. Formatasi la cerniera plastica nella trave, il pannello non contribuiva più alla dissipazione, il quale presentava una limitata deformazione. Ciò sta a dimostrare che la formazione della cerniera plastica riduce la richiesta di deformazione del pannello e quindi anche lo stato tensionale nella saldatura, così il collasso del campione è di tipo duttile in quanto è ottenuto nel materiale base, per cui il deterioramento è riferito alle proprietà meccaniche della trave. Tale osservazione deriva dalla disamina delle Figure 4-85a e b, nelle quali si vede che inizialmente, sotto l'azione ciclica ad ampiezza costante, la deformazione del pannello e della trave risultano simmetriche rispetto all'asse delle ascisse. Però quando si è formata la cerniera plastica, le deformazioni del pannello risultano limitate al punto da non riuscire ad invertire il proprio segno, in quanto la rotazione del collegamento sta avvenendo prevalentemente nella cerniera plastica, che rappresenta, in tale istante, l'unico meccanismo di snervamento. In questo meccanismo la trave funge da fusibile per l'intero collegamento proteggendo così la zona nodale da eventuali rotture fragili. C'è da notare che quando si è formata la cerniera plastica, l'imbozzamento delle flange della trave comportava la fuoriuscita dei trasduttori (posti in questa zona) dalle loro piastrine d'appoggio. Per questo, a volte, venivano tolti per evitare che potessero danneggiarsi. Questo giustifica l'andamento della storia di deformazione della sezione b_{ph} , dove però, l'inversione del segno è percepibile.

2° meccanismo: sfrutta il solo meccanismo di snervamento del pannello il quale si è verificato in tutti quei campioni che non presentavano la cerniera plastica e il loro collasso avveniva per la rottura fragile in prossimità della saldatura. Infatti rispetto al meccanismo precedente, si verifica l'inversione del segno della deformazione del pannello fino al collasso a dimostrazione che il meccanismo di dissipazione è governato dal solo snervamento del pannello, il quale deformandosi eccessivamente, induce ad una rottura di tipo fragile delle saldature.

In conclusione, i campioni BCC8 (escluso il BCC8-C) si comportano secondo il 1° meccanismo, mentre i campioni BCC5 si comportano secondo il 2° meccanismo, i campioni BCC6, come al solito, presentano un comportamento intermedio in base alla storia di carico applicata.

	$M_{p,PZ}/M_{b,pl}$
BCC5	0,62
BCC6	0,9
BCC8	1,24

I campioni BCC8, usufruendo di due meccanismi di snervamento, non a caso, risultano i più dissipativi, infatti per ogni test (escluso quello C) l'energia totale dissipata risulta superiore a quella degli altri campioni. Pertanto, da questa campagna sperimentale, è emerso che il miglior comportamento è stato esplicato dai campioni BCC8 i quali sono gli unici ad avere il rapporto di resistenza nominale $M_{p,PZ}/M_{b,pl}$ maggiore di 1, dove $M_{y,PZ}$ e $M_{b,pl}$ sono rispettivamente il momento plastico del pannello nodale e quello della trave:

Da questi risultati emerge la seguente indicazione progettuale :

affinché si possa usufruire dei meccanismi di dissipazione sia del pannello che della trave con il controllo della deformazione del pannello al fine di individuare un comportamento stabile e duttile del collegamento, bisogna garantire che il rapporto M_{pPZ}/M_{pb} sia maggiore di 1. Tale indicazione è stata riscontrata in molte prove sperimentali condotte sia in America che in Europa. Ovviamente per poter determinare un campo di esistenza, all'interno del quale possa variare tale rapporto di resistenza, sono necessarie ulteriori prove sperimentali.

4.6. CONFRONTO TRA I RISULTATI SPERIMENTALI E QUELLI TEORICI DI KRAWINKLER, FIELDING E WANG

In questo paragrafo si riportano i confronti fra i modelli di Krawinkler, Fielding e Wang studiati nel secondo capitolo e le risposte dei campioni soggetti ai carichi monotoni (BCC5-E, BCC6-E e BCC8-MON).

Nella Figura 4-86 vengono riportati i diagrammi trilineari di Krawinkler e Wang più quello bilineare di Fielding. A questi diagrammi sono stati sovrapposti quelli relativi al comportamento monotono di ciascun campione.

Tra i tre, il modello di Krawinkler è quello che più si avvicina ai dati sperimentali. Gli altri due sottostimano la reale resistenza e rigidezza del campione. Questa sottostima, per il modello di Fielding è attribuibile al fatto che tale modello non considera l'incrudimento del pannello, mentre per il modello di Wang individua un'area tagliante effettiva più piccola rispetto agli altri modelli.

Il modello di Krawinkler stima abbastanza bene il comportamento del pannello per i campioni BCC5 e BCC6 (pannello medio/debole), mentre sembra non funzionare per il campione BCC8, il cui pannello risulta più forte dei campioni precedenti. Per tanto il modello di Krawinkler va bene per nodi con pannello debole dove il comportamento del nodo è governato principalmente dal pannello nodale e la sua deformata rispetta le ipotesi del modello che considera che i lati del pannello rimangono diritti anche nella configurazione deformata del pannello stesso, viceversa per i nodi con pannello forte dove il comportamento del nodo è governato principalmente dalla trave. C'è da dire, però, che per il campione BCC8, il modello stima bene le rigidezze ma non le resistenze le quali sono sottostimate di circa 100 kN. Tra l'altro la differenza di 100MPa in meno della tensione di snervamento reale dell'anima della colonna del campione BCC8 rispetto agli altri campioni, induce a fare delle considerazioni circa l'aleatorietà dei risultati sperimentali. Quindi sarebbe opportuno prevedere ulteriori indagini per poter effettuare una stima più attendibile.

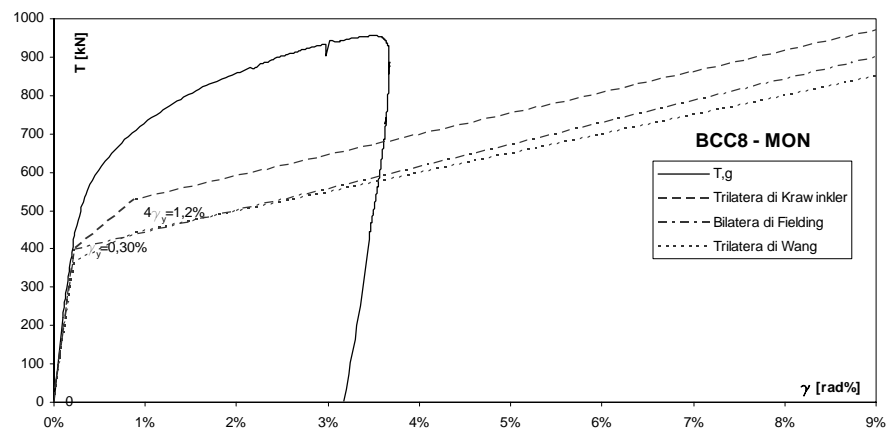
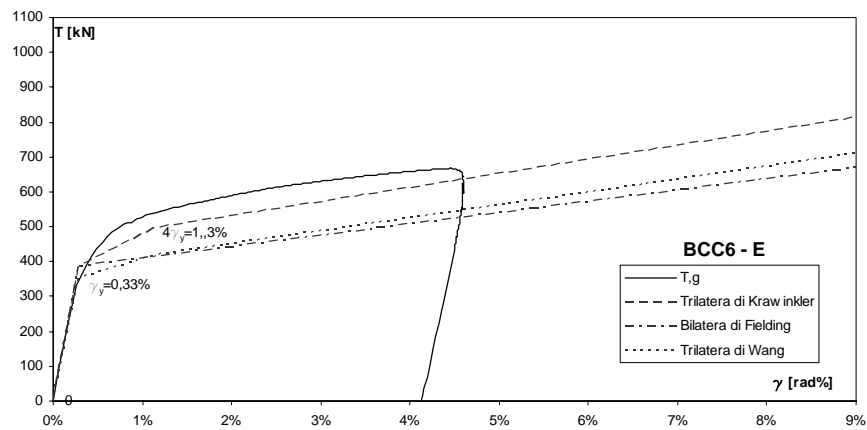
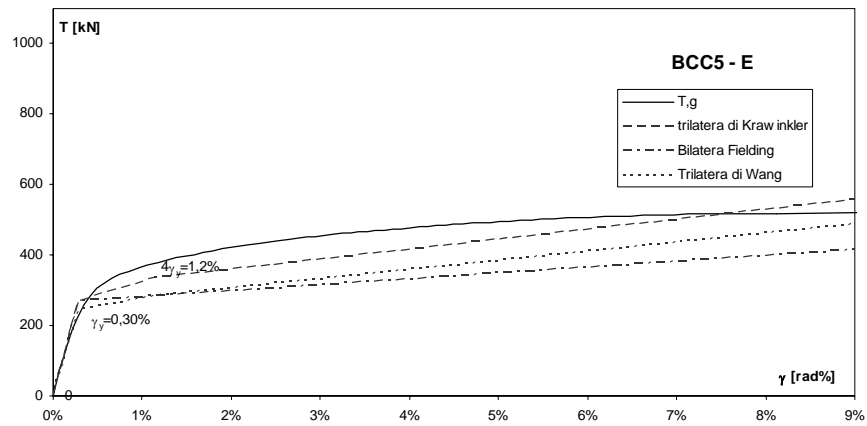


Figura 4-86: Confronto fra i risultati sperimentali e i modelli meccanici di Karwinkler, Fielding e Wang.

CONCLUSIONI

Sulla scorta delle conoscenze acquisite durante lo studio di tale argomento, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- in presenza del pannello nodale in una struttura metallica intelaiata cambia il concetto classico di gerarchia delle resistenze. Infatti, fermo restando l'idea di volere le colonne forti, è possibile avere un pannello più forte, più debole o intermedio (rispetto la trave);
- l'esame delle normative tecniche ha evidenziato che nei Paesi europei è esclusa la possibilità di far snervare il pannello, che quindi deve essere forte. In America, invece, c'è stata una evoluzione nel corso degli anni, nel senso che si è passati da un pannello forte a quello debole. Oggi, tuttavia, tali codici statunitensi sono orientati ad ottenere un pannello intermedio;
- dall'esame dell'instabilità a taglio delle lastre non irrigidite è emerso che i profilati a I dei sagomari europei hanno dimensioni geometriche tali che non dovrebbero dar luogo a problemi d'instabilità, sia in campo elastico che in campo plastico. Tuttavia a tali risultati sono pervenuto utilizzando una teoria basata su studi e prove sperimentali fatti su pannelli d'anima delle travi inflesse soggette a carichi statici, mentre il pannello nodale, per effetto dell'azione sismica, è soggetto a carichi ciclici e grosse deformazioni plastiche, per cui occorre un maggiore approfondimento del problema sia dal punto di vista teorico che sperimentale;
- le prove sperimentali hanno evidenziato che il comportamento del nodo è governato dall'elemento più debole indipendentemente dalla storia di carico. Se invece trave e PZ hanno resistenze confrontabili, il comportamento alla particolare storia di carico applicata;
- tutti i test hanno mostrato un buon comportamento globale. Un grosso contributo a tali prestazioni è stato fornito dall'elemento pannello, che

si è plasticizzato in tutti tre i casi. Ciò nonostante se il PZ è debole, il nodo mostra una modalità di rottura indesiderata (perchè improvvisa) per l'eccessiva deformazione del pannello. Viceversa, nel campione con PZ forte, si è avuto una modalità di rottura migliore, con una buona capacità dissipativa e rotazionale;

- alla luce di tali risultati, è emerso che la soluzione ottimale è avere un certo snervamento del pannello per ridurre l'impegno plastico delle travi. La sua deformazione deve però essere contenuta per evitare rotture fragili del nodo. Ciò può farsi limitando opportunamente il rapporto tra la resistenza della trave e quella del pannello. Osservando le resistenze

relative nominali dei campioni testati $\left(\frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} \right)_{BCC5} = 1.72,$

$\left(\frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} \right)_{BCC6} = 1.22$ e $\left(\frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} \right)_{BCC8} = 0.91$ è possibile orientarsi verso

valori inferiori all'unità. Occorre però individuare anche un limite inferiore per evitare di avere un pannello troppo forte che quindi non si snerva. A tal fine, Roeder C. W. (2002), ha indicato la seguente condizione:

$$0.6 < \frac{M_{b,pl}}{M_{y,PZ}} < 0.9$$

Essa, però è stata trovata sulla base di esperienze condotte su collegamenti tipici americani e considera un valore della resistenza del PZ ($M_{y,PZ}$), valutata con il modello di Krawinkler, che è circa il 20% più bassa della resistenza con considerata dai codici normativi europei.

Occorrono quindi ulteriori studi per individuare suddetti limiti;

- nel corso delle prove, i provini con pannello forte (BCC8), hanno evidenziato che la condizione di progetto imposta dalle normative europee per avere un pannello forte, non è sufficiente a garantire la permanenza del pannello in campo elastico. Occorre quindi incrementare la sollecitazione da taglio (valutata considerando la somma dei momenti plastici

delle travi) mediante un coefficiente che tenga conto della reale resistenza e dell'incrudimento delle travi.

BIBLIOGRAFIA

AISC, 1988, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute of Steel Construction.

AISC, 1997, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute of Steel Construction.

AISC, 2002, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute of Steel Construction.

Attiogbe E. e Morris G., 1991, *Moment-Rotation functions for steel connections*, Journal of Structural Engineering, vol. 117, n° 6, June 1991, 1703÷1718.

Ballio G. e Mazzolani F. M., 1987, *Strutture in acciaio*, Ed. Hoepli, cap. 1 e 9.

Ballio G. e Youquan C., 1993, *The assessment of the resistance of shear panel in beam to column connections*, C.T.A., Viareggio 24÷27 October 1993, 133÷143.

Bleich F., 1952, *Buckling Strength of Metal Structures*, New York: Mc Graw Hill.

Bryan G. H., 1891, *On the stability of plane plate under thrusts in its own plane, with applications to the “buckling” of the sides of a ship*, Proc. London Math. Society, vol. 22, 54-67.

Bruneau M., Uang C. M. e Whittaker A., 1998, *Ductile design of steel*, Ed. Mc Graw Hill, cap. 8.

CAN, 1989, *Steel structures for buildings-limit state design*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada.

CEN, 1992-a, *Eurocodice3, Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici*, CEN/TC250, Febbraio 1994.

CEN, 1992-b, *Eurocodice3, Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici*, CEN/TC250, Giugno 1994.

CEN, 1997, *Eurocode3, Part. 1.1: Joints in building frames (annex J)*, Final draft, CEN/TC250/SC3-PT9, January 1997.

CEN, 2002, *Eurocode3 Design of steel structures, Part. 1.8: Design of joints*, CEN/TC250/SC3, April 2002.

Ciutina A. L. e Dubina D., 2003, *Influence of column web stiffening on the seismic behaviour of beam-to-column joints*, Stessa 2003, Ed. Mazzolani, 269÷275.

CNR-GNDT, 1984, *Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche*, Dicembre 1986.

Cofie N. G. e Krawinkler H., 1985, *Uniaxial cyclic stress-strain behaviour of structural steel*, Journal Engineering Mechanics, ASCE 1985, vol. 111(9), 1105-1120.

Dafalias Y. F., 1975, *On cyclic and anisotropic plasticity: (I) A general model including material behaviour under stress reversals. (II) Anisotropic hardening for initially orthotropic materials*, PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

Dubas P. e Gehri E, 1986, *Behaviour and Design of Steel Plated Structures*, ECCS, Publication n° 44, January 1986.

ECCS, 1986, *Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads*, Publication n° 45, Rotterdam, the Netherlands.

ECCS, 1988, *European Recommended for Steel Structures in Seismic Zones*.

El-Tawil S., 2000, *Panel zone yielding in steel moment connections*, Engineering Journal, Third Quarter, 120÷131.

El-Tawil S., Mikesell T, Vidarsson E., e Kunnath S. K., 1998, *Panel zone yielding in FR welded-bolted connections*, Elsevier Science Ltd, Paper reference T199-6.

El-Tawil S., Mikesell T. e Kunnath S. K., 2000, *Effect of local details and yield ratio on behavior of FR steel connections*, Journal of Structural Engineering, vol. 126, n° 1, January 2000, 79÷87.

El-Tawil S., Vidarsson E., Mikesell T. e Kunnath S. K., 1999, *Inelastic behavior and design of steel panel zones*, Journal of Structural Engineering, vol. 125, n° 2, February 1999, 183÷193.

Eurocode 8, 2000, *Eurocode8, Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Draft n° 1, CEN/TC250/SC8-N269, May 2000.

Eurocode 8, 2002-a, *Eurocode8, Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Draft n° 5, CEN/TC250/SC8-N317, May 2002.

Eurocode 8, 2002-b, *Eurocode8, Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Draft n° 6, CEN/TC250/SC8-N335 Preliminary, November 2002.

Eurocode 8, 2003-a, *Eurocode8, Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Draft n° 6, CEN/TC250/SC8-N335, January 2003.

Eurocode 8, 2003-b, *Eurocode8, Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Final Draft prEN 1998-1, December 2003.

Eurocodice 8, 1995, *Eurocodice 8, Parte 1.3: Norme generali e criteri specifici per materiali ed elementi*, Febbraio 1995.

Faella C., Piluso V. e Rizzano V., 2000, *Modellazione e calcolo di collegamenti saldati semirigidi*, Costruzioni Metalliche, LII(2000), n° 3, 49÷69.

FEMA 267, 1997, *Interim Guidelines Advisor N°1: Supplement to FEMA 267*, Program to Reduce Earthquake Hazards of Steel Moment Frame Structures, Federal

Emergency Management Agency, Report n° FEMA 267/SAC-96-03, SAC Joint Venture, Sacramento, California.

FEMA 350, 2000, *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*, Federal Emergency Management Agency, Report n° FEMA 350, Washington D. C., June 2000.

Fielding D. J. e Chen W. F., 1973, *Steel frame analysis and connection shear deformation*, Journal of the Structural Division, vol. 99, n° ST1, Proc. Paper 9481, January 1973, 1÷18.

Fielding D. J., 1994, *Frame response considering plastic panel hinges*, Engineering Journal, First Quarter, 31÷37.

Graham J. D., Sherbuorne A. N° e Khabbaz R. N°, 1959, *Welded Interior Beam-to Column connections*, American Institute of Steel Construction°

ICBO, 1997, *Uniform Building Code*, International conference of building officials, Whittier, California.

Ivanyi M. e Skaloud M., 1992, *Stability problems of steel structures*, CISM Courses and Lectures n° 32, Springer Verlag Wien, New York, cap. 3.

Kim K. D. e Engelhardt M. D., 2002, *Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames*, Journal of Constructional Steel Research 58, 605÷635.

Krawinkler H., 1995, *System Behavior of Structural Steel Frames Subjected to Earthquake Ground Motion*, Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame System Behavior, Background Reports SAC 95-09, cap 6, 1÷42.

Krawinkler H., Bertero V., Popov E. P., 1975, *Shear Behavior of Steel Frame Joints*, Journal of the Structural Division, vol. 101, n° ST11, November 1975, 2317÷2336.

Landolfo R. e Mazzolani F. M., 1990, *The Consequences of Design Criteria on Seismic Behaviour of Steel Frames*, 9° European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, September 1990.

Landolfo R., Mazzolani F. M. e Perneti M., 1989, *L'Influenza dei Criteri di Dimensionamento sul Comportamento Sismico dei Telai in Acciaio*, IV Congresso Nazionale, L'Ingegneria Sismica in Italia, Milano, Ottobre 1989.

Liew J. Y. R. e Chen W. F., 1995, *Analysis and design of steel frames considering panel zone joint deformations*, Journal of Structural Engineering, vol. 121, n° 10, October 1995, 1531÷1539.

Lin K. C., Tsai H.C., Kong S.L. e Hsieh S. H., 2000, *Effect of panel zone deformations on cyclic performance of welded moment connections*, XII World Conference on Earthquake Engineering, Nuova Zelanda, Documento n° 1252, 1÷8.

Mazzolani F. M. e Piluso V., 1996, *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*, Ed. E & FN SPON, cap. 2 e 6.

Mele E., Calado L. e De Luca A., 1999, *Experimental investigation on European welded connection: effect of Panel Zone Design*, XVII Congresso C.T.A., vol. I, 3÷7 October 1999, 149÷158.

Mele M., 1973, *Dimensionamento delle nervature di irrigidimento d'anima nelle travi d'acciai*, Costruzioni Metalliche 1973, 258-270, 315-332.

Nakashima M. e Sawaizumi Y., 2000, *Column-to-beam strength ratio required for ensuring beam-collapse mechanism responses of steel frames*, Proc. of the 12° World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

OPCM, 2003, *Normativa sismica-Edifici: Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*, Bozza aggiornata al 25/03/2003.

Osman A., Ghobarah A. e Korol M. R., 1995, *Implications of design philosophies for seismic response of steel moment frames*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 24, 127÷143.

Ostapenko A. e Chern C., 1971, *Ultimate strength of longitudinal stiffened plate girder under combined loads*, IABSE Colloquium London, Reports of the Working Commissions, vol. 11, 301-313.

Piluso V., 1997, *Appunti del Corso di "Teoria e Progetto delle Strutture in Acciaio"*, Prima bozza, 8/12/1997, Dipartimento di Ingegneria Civile, Salerno.

Popov E. P., Bertero V. e Chandramouli S., 1975, *Hysteretic Behaviour of Steel Columns*, Earthquake Engineering Research Center Report UBC/EERC-75-11, University of California, Berkeley.

Rockey K. C. E Skaloud M., 1971, *The ultimate load behaviour of plate loaded in shear*, Report of the Working Commissions, vol. 11, 1-19.

Rode H. H., 1916, *Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen*, Eisenbau, 210-218.

Roeder C. W., 2002, *General issue influencing connection performance*, Journal of Structural Engineering, vol. 128, n° 4, April 2002, 402÷428.

SAC, 1999, *Seismic Design Criteria for New Moment-Resisting Steel Frame Construction*, January, 1999.

Scheer J., Pasternak . e Schween T., 1991, *Structural Behaviour of Stiffened Knee Joints with Thin Webs*, Journal of Structural Engineering, vol. 117, n° 9, September 1991, 2600÷2619.

Schneider S. P., Roeder C. W e Carpenter J. E., 1992, *Seismic Behaviour of Moment-Resisting Steel Frames: Experimental Study*, ASCE Structural Journal, vol. 119, n° 6, 1885-1902.

Skaloud M. e Zörnerova M., 1972, *Post-buckled behaviour of webs in shear*, Transactions of the Czechoslovak Academy of Sciences, Series "Technical Sciences", n° 3.

Tsai K. C. e Popov E. P., 1990, *Seismic panel zones design effect on elastic story drift in steel frames*, Journal of Structural Engineering, vol. 116, n° 12, December 1990, 3285÷3301.