

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE**

**DICAM**

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

**TESI DI LAUREA**

in

**CALCOLO AUTOMATICO DELLE STRUTTURE M**

**Analisi di sistemi di collegamento “overlap” per arcarecci a Z  
in acciaio formati a freddo**

**CANDIDATO**

Romina Broccoli

**RELATORE:**

Chiar.mo Prof.  
Francesco Ubertini

**CORRELATORI:**

Dott. Ing. Rosario Miletta  
Dott. Ing. Stefano de Miranda

Anno Accademico 2010/11

---

Sessione III



## INDICE

<b>Introduzione.....</b>	<b>1</b>
<b>1 Aspetti generali: elementi cold-formed.....</b>	<b>5</b>
<b>1.1 Cenni storici.....</b>	<b>5</b>
<b>1.2 Elementi cold-formed.....</b>	<b>6</b>
1.2.1 Vantaggi e limitazioni nell'impiego di membrature in acciaio formato a freddo.....	14
1.2.2 Effetti del cold-forming.....	17
1.2.3 Caratteristiche del comportamento di elementi cold-formed.....	23
1.2.3.1 Fenomeni di instabilità.....	24
<b>1.3 Roof system.....</b>	<b>31</b>
1.3.1 L'arcareccio.....	32
1.3.1.1 Overlapping system.....	35

1.3.2	Sistemi di stabilizzazione.....	37
1.3.3	Lamiera grecata.....	40
1.3.4	Collegamenti bullonati.....	40
1.3.5	Tipologie di tetto.....	42
<b>2</b>	<b>Indagini sperimentali sulle connessioni overlap fra profili a Z in acciaio formati a freddo.....</b>	<b>45</b>
2.1	Obiettivi della ricerca.....	45
2.2	Configurazione delle prove.....	47
2.3	Programma delle prove.....	48
2.4	Risultati delle prove.....	52
2.4.1	Coefficienti della resistenza a flessione $\gamma_{\max}$ $\gamma_{\text{res}}$ .....	60
2.4.2	Rapporti di rigidezza flessionale $\alpha_i$ $\alpha_f$ .....	63
2.5	Conclusioni.....	68
	Appendice - Rigidezza flessionale delle connessioni overlap .....	69
<b>3</b>	<b>Indagine numerica sulle connessioni overlap fra profili a Z formati a freddo.....</b>	<b>71</b>

<b>3.1</b>	<b>Introduzione.....</b>	<b>71</b>
<b>3.2</b>	<b>Obiettivi.....</b>	<b>72</b>
<b>3.3</b>	<b>Configurazione della connessione overlap.....</b>	<b>73</b>
<b>3.4</b>	<b>Il modello FEM per profili a “Z” con “overlap”.....</b>	<b>74</b>
3.4.1	Caratteristiche generali.....	74
3.4.2	Costruzione del modello.....	77
3.4.3	Analisi statica non lineare.....	87
<b>3.5</b>	<b>Presentazione dei modelli in Straus7.....</b>	<b>87</b>
3.5.1	ZB030R.....	88
3.5.2	ZB090R.....	90
3.5.3	Zcon.....	92
<b>4</b>	<b>Confronto dei risultati fra le prove sperimentali e i modelli FEM.....</b>	<b>94</b>
<b>4.1</b>	<b>Risultati numerici dei modelli agli elementi finiti.....</b>	<b>94</b>
<b>4.2</b>	<b>ZB030R.....</b>	<b>95</b>
<b>4.3</b>	<b>ZB090R.....</b>	<b>100</b>
<b>4.4</b>	<b>Zcon.....</b>	<b>105</b>

<b>4.5</b>	<b>Analisi dei risultati.....</b>	<b>108</b>
<b>4.6</b>	<b>Conclusioni.....</b>	<b>114</b>
<b>5</b>	<b>Sviluppo di nuove regole per la progettazione di arcarecci a Z con overlap.....</b>	<b>116</b>
<b>5.1</b>	<b>Introduzione.....</b>	<b>116</b>
<b>5.2</b>	<b>Attuali norme di progettazione.....</b>	<b>117</b>
5.2.1	Proprietà lorde ed effettive delle sezioni trasversali.....	117
5.2.2	Parametri della sezione lorda.....	118
5.2.3	Parametri della sezione efficace.....	120
5.2.4	Campo di applicazione: i metodi.....	120
5.2.5	Arcarecci semi continui con sistema overlap o sleeve.....	122
<b>5.3</b>	<b>Obiettivi.....</b>	<b>123</b>
<b>5.4</b>	<b>Risultati delle indagini sperimentali.....</b>	<b>123</b>
<b>5.5</b>	<b>Distribuzione delle forze interne nelle connessioni sovrapposte....</b>	<b>126</b>
<b>5.6</b>	<b>Progetto nei confronti di momento e taglio combinati.....</b>	<b>129</b>
<b>5.7</b>	<b>Rigidezza flessionale effettiva dei collegamenti sovrapposti.....</b>	<b>134</b>

5.8	Conclusioni.....	136
	<b>Bibliografia.....</b>	<b>138</b>
	<b>Ringraziamenti.....</b>	<b>141</b>





## Introduzione

I profili formati a freddo costituiscono una soluzione frequente per la realizzazione di strutture secondarie in edifici commerciali ed industriali grazie alla loro efficienza strutturale e alla facilità di esecuzione.

Insieme al pannello di copertura, formano un sistema strutturale, definito *sistema tetto* o *roof system*, che, a fronte dell'apparente semplicità di funzionamento, ha un comportamento strutturale complesso. La progettazione dell'arcareccio richiede la valutazione della sua interazione con il pannello di copertura. I carichi esterni vengono trasmessi all'arcareccio tramite il pannello, il quale fornisce anche un contributo stabilizzante all'arcareccio stesso. I profili impiegati per la realizzazione di queste strutture richiedono verifiche accurate e complesse in quanto, essendo profili in classe 4, sono soggetti a fenomeni di instabilità locale, globale e distorsionale, spesso in interazione fra loro.

Le sezioni più comuni per i profili impiegati come arcarecci sono a "C" e a "Z" con altezze comprese fra 100 e i 350 mm e spessori fra 1,2 e 3,0 mm. Per quanto riguarda i materiali utilizzati, l'acciaio impiegato è caratterizzato generalmente da una tensione a snervamento compresa fra i 280 e i 350 N/mm<sup>2</sup> ma, recentemente, si sono raggiunti anche i 450 N/mm<sup>2</sup> in alcuni sistemi di arcarecci dove è stata migliorata la capacità di carico portante.

Attualmente, esistono quattro modalità di realizzazione degli arcarecci caratterizzati da diversi gradi di continuità:

- a campata unica;
- a campata doppia;
- a più campate con sistema *sleeve*;
- a più campate con sistema *overlap*.

I sistemi di arcarecci a più campate, realizzati con sezioni a Z in acciaio formate a freddo con *overlap*, ossia con sovrapposizione di profili, costituiscono la soluzione progettuale più comune. La diffusione di questo sistema costruttivo è dovuta al fatto che il costo di trasporto è ridotto anche grazie alla possibilità di disporli uno sull'altro con facilità, l'elevata efficienza strutturale che garantisce anche un notevole livello di continuità fra gli elementi. È necessario notare che le performance strutturali di questi sistemi di arcarecci, dipendono da molti fattori come la qualità dell'acciaio, la geometria della sezione e la lunghezza del profilo, la modalità di vincolamento, sia offerta dalla sua interazione con il pannello di copertura sia per la presenza di elementi di controventamento come anche la connessione con la trave principale.

Fino ad oggi, sono stati condotti studi limitati riguardo al comportamento strutturale dei profili a Z collegati attraverso *overlap*. In molti casi, le norme vigenti forniscono formule che permettono la progettazione degli arcarecci in via semplificata, dove è incorporato il contributo della resistenza offerto dalla presenza del pannello di copertura durante la determinazione della capacità portante dell'arcareccio (EC3 parte 1-3). Spesso però è stato trascurato il comportamento strutturale degli arcarecci con *overlap* in corrispondenza degli appoggi interni, dove usualmente si considera che la resistenza a flessione e la rigidità flessionale siano pari alla somma delle caratteristiche dei due profili che formano il collegamento. Questo approccio però non solo non consente di stimare in modo corretto le caratteristiche di resistenza degli arcarecci con *overlap* ma anche la distribuzione delle sollecitazioni di taglio e momento fra i due profili che compongono la struttura. A questo proposito vengono riportati gli esiti di una indagine sperimentale condotta da H.C. Ho e K.F. Chung [1] sugli arcarecci a Z a più campate con *overlap* di cui in seguito sono stati realizzati i modelli FEM per confrontarne i risultati e avere una visione d'insieme del problema.

La tesi si articola in sei capitoli:

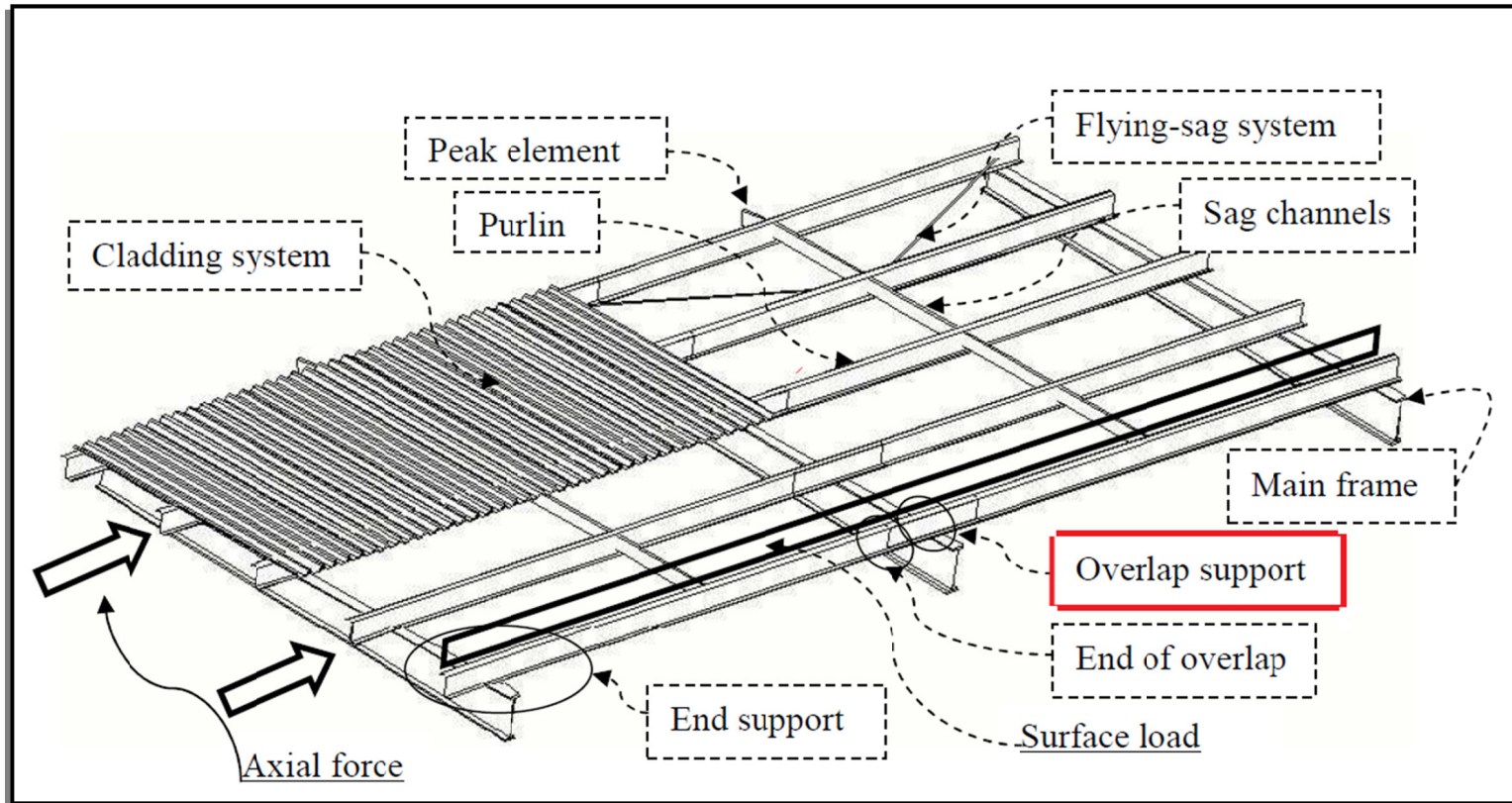
Nel *Capitolo 1* si descrivono i profili cold formed, le diverse tipologie di sistema tetto e le sue componenti principali descrivendo alcuni sistemi utilizzati nella pratica corrente. In particolare si pone l'attenzione sugli arcarecci a più campate con sistemi overlap.

Il *Capitolo 2* riporta i dettagli di uno studio sperimentale riguardante i sistemi di arcarecci con overlap e i relativi risultati.

Nel *Capitolo 3* si mostrano i passaggi per la realizzazione di un modello FEM di arcarecci con overlap attraverso il programma Straus7.

Nel *Capitolo 4* vengono paragonati i risultati dell'indagine sperimentale con quelli ottenuti tramite la modellazione numerica.

Infine, il *Capitolo 5* richiama brevemente l'approccio dell'Eurocodice 3 parte 1-3 alla progettazione di arcarecci. Inoltre sono riportate una serie di disposizioni complementari da affiancare all'Eurocodice 3-1-3 alla luce di test sperimentali e della modellazione FEM degli arcarecci con overlap. Lo scopo è quello di aumentare il livello conoscitivo in questo settore e promuoverlo maggiormente nel campo dell'edilizia, proponendo regole più semplici ma al contempo efficaci ai fini della progettazione.



Tipico roof system in acciaio formato a freddo con membrature in parete sottile

# 1 Aspetti generali: elementi cold-formed

## 1.1 Cenni storici

I progressi dell'ingegneria strutturale fra il ventesimo e l'inizio del ventunesimo secolo tendono senza dubbio verso l'uso di elementi sempre più leggeri, fra i quali svolgono un ruolo importante, i profili metallici in parete sottile formati a freddo. L'evoluzione della tecnologia di produzione, insieme a una maggiore resistenza dei materiali, nonché la disponibilità di codici di condotta per la progettazione, rappresentano alcuni dei fattori più importanti nello sviluppo di tale tipologia strutturale.

L'impiego di questi prodotti fu introdotto in Nord America oltre 100 anni fa. L'uso di questi elementi nella costruzione di edifici e altri tipi di strutture, infatti ebbe inizio negli Stati Uniti e nel Regno Unito a partire dal 1850 circa. L'utilizzo era puramente sperimentale all'epoca e limitato a poche e semplici strutture. Durante la Corsa all'Oro in California nel 1849, Peter Naylor, che si occupava di coperture residenziali nella città di New York, divenne noto con le "sue" *abitazioni trasportabili in ferro* per la California. L'idea stava nel realizzare piccole abitazioni provvisorie di circa 6 x 4,5 m costruite con elementi in ferro dotati d'intagli e scanalature in modo che potessero scorrere fra loro o comporsi secondo le esigenze. In questo modo era possibile costruire case in meno di un giorno, risparmiando sui costi del legno con un materiale ignifugo e sicuramente con sistemazioni più comode delle tende. Naylor costruiva coperture metalliche perciò senza dubbio i componenti di queste "case in ferro" in verità erano in acciaio formato a freddo. Fino al 1920-1930 l'impiego dell'acciaio formato a freddo come materiale da costruzione era molto limitato, in quanto non esistevano ancora norme progettuali e informazioni sull'utilizzo di questo materiale. *L'American Iron and Steel Institute* (AISI), fondata nel 1855 con il nome

*American Iron Association*, vide la necessità di studiare disposizioni progettuali *ad hoc* per l'impiego dell'acciaio formato a freddo nelle costruzioni. Nel febbraio del 1939 una commissione dell'AISI per le norme sulle costruzioni diede inizio a un progetto di ricerca, in collaborazione con la Cornell University, per approfondire la conoscenza di questo materiale e quindi sviluppare una specifica normativa. George Winter, noto come il "padre dell'acciaio formato a freddo", contribuì alle ricerche della Cornell University e nel 1946, i risultati di questi studi vennero utilizzati per pubblicare la prima edizione della normativa AISI sugli elementi in acciaio "cold-formed" (*Specification for the Design of the Light Gage Steel Structural Members*). L'applicabilità di queste norme era limitata a lamiere o lastre di acciaio con spessori minori a 4,5 mm e considerava l'utilizzo di acciai con tensioni di snervamento compresi tra 172 MPa e 227 MPa. In confronto con le attuali norme in materia, i dati a disposizione erano molto limitati ma era un inizio. Ricercatori e progettisti oggi hanno a disposizione precisi modelli e standard prestazionali da seguire che permettono di compiere passi in avanti nella conoscenza di questo materiale e performance sempre più elevate. Nonostante ciò, in questo settore ci sono ancora molti progressi da fare, al momento, infatti, ci sono poche informazioni sulle unioni saldate fra vari componenti e riguardo elementi con ali o anima dotate di fori [2].

## 1.2 Elementi cold-formed

Nel campo dei profilati di acciaio, si distinguono due categorie:

- gli *hot-rolled* (laminati a caldo);
- i *cold-formed* (formati a freddo).

Gli argomenti che verranno trattati in seguito riguarderanno gli elementi formati a freddo.

*Cold forming* è il termine usato per descrivere la realizzazione di prodotti formando il materiale a freddo, a partire da lastre o lamiere di spessore uniforme. Esistono una grande varietà di metodologie per produrre elementi a freddo ma nel caso di sezioni strutturali, i principali metodi utilizzati sono la *piegatura (folding)*, la *pressa piegatrice (press-braking)* e la *laminazione a freddo (cold rolling)*.

Folding:

è il processo più semplice, con cui vengono prodotti elementi a geometria elementare e di piccole dimensioni a partire da una lamiera. Questo processo ha un'applicazione molto limitata.

Press-braking:

con questo metodo si può produrre una maggiore varietà di geometrie. La sezione si ottiene da una striscia che viene compressa fra stampi con forma prestabilita per formare la sezione del profilo. Ha come vantaggio una semplice configurazione iniziale ma, questo processo ha dei limiti sulla geometria dei profili che possono essere prodotti e, soprattutto, sulle lunghezze realizzabili dei profili.

Il processo più utilizzato per la formatura a freddo dei profili e impiegato per produzioni in grandi quantità, è quello della *laminazione a freddo* o *cold rolling*, Figura 1-1 e 1-2. Consiste nella lavorazione per deformazione plastica di un nastro di lamiera che viene piegato a freddo in passaggi successivi attraverso una serie di rulli accoppiati, posti in movimento in direzioni opposte. Questo tipo di lavorazione permette un certo livello di economia e permette di produrre grandi quantità delle stesse sezioni in poco tempo. Si stabilisce la lunghezza del profilo

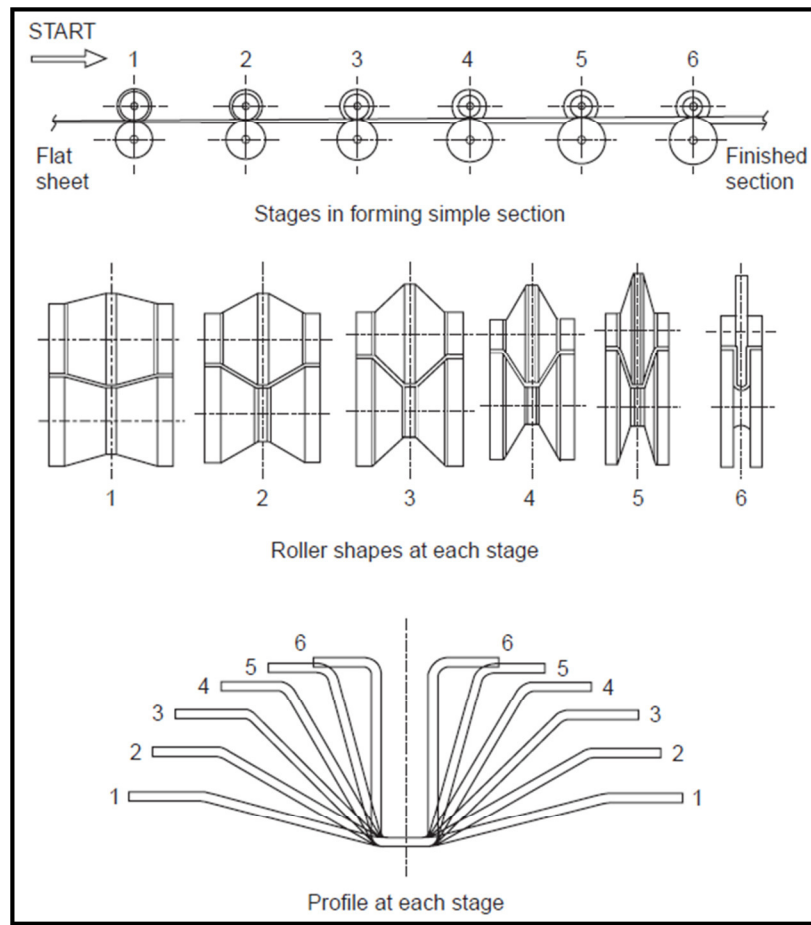


Figura 1-1 Le fasi o *stages* della laminazione a freddo di una sezione semplice

che, dopo la laminazione, viene accuratamente tagliato. Il numero di rulli nella macchina dipende dalla complessità della forma della sezione da produrre e dallo spessore della lamiera da lavorare. Le sezioni sono laminate a velocità variabile da circa 10 m al minuto fino a circa 100 m al minuto, a seconda della complessità del profilo, del materiale in lavorazione e le attrezzature utilizzate. La lunghezza complessiva del macchinario per la profilatura può essere maggiore di 30 m. L'acciaio utilizzato è spesso prezincolato o preverniciato per eliminare la corrosione e per ragioni estetiche. Prima o dopo la profilatura possono essere eseguiti i fori per i bulloni di collegamento ed eventuali intagli lungo il profilato. I collegamenti bullonati realizzati con viti autoperforanti o autofilettanti sono molto comuni in



questo settore, mentre le saldature vengono usate raramente a causa degli spessori ridotti di questi profili e anche per la presenza di rivestimenti zincati.

Le tipologie di sezioni disponibili sono rappresentate in Figura 1-3.



Figura 1-2 Macchina per cold-rolling

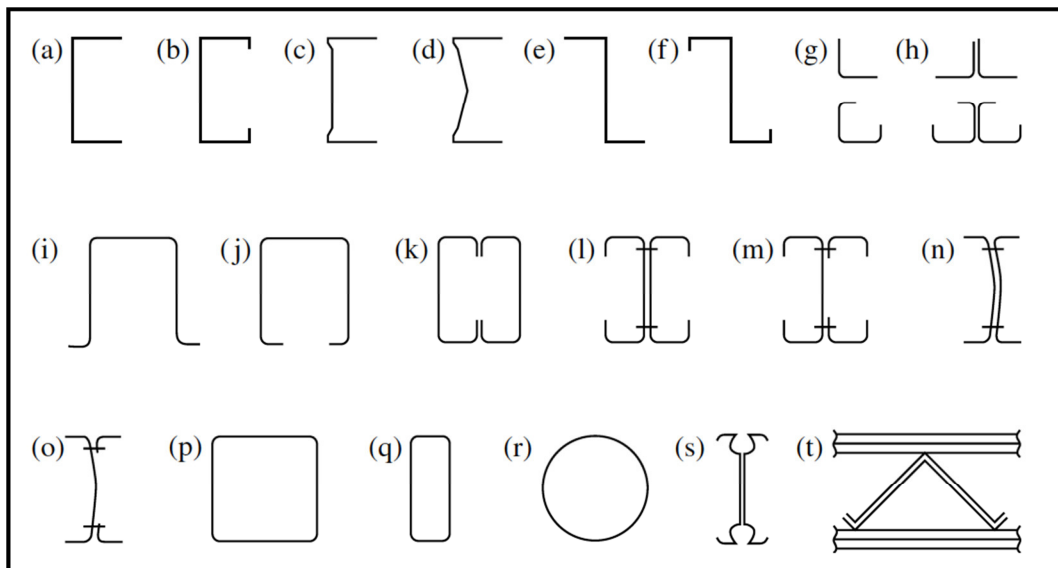


Figura 1-3 Prodotti della laminazione a freddo

I prodotti cold-formed possono essere classificati in tre principali tipologie:

- profili;
- lastre;
- pannelli sandwich.

I *profili* in acciaio formati a freddo con sezioni a C o Z vengono spesso utilizzati nel campo delle costruzioni per la flessibilità di utilizzo. È possibile realizzare inoltre, numerose varianti di queste forme di base, Figura 1-5, tra cui sezioni con ali singole o doppie e sezioni con rinforzi interni. Per le caratteristiche di funzionalità, sono adatte a numerose applicazioni, come:

- la costruzione di capriate, dove le sezioni a C con rinforzi nelle ali (lipped C) sono utilizzate come elementi strutturali, corrente superiore ed inferiore, e diagonali;
- per arcarecci di copertura e di parete;
- per formare elementi strutturali, come travi e colonne, nelle costruzioni a uno o due piani.

In generale, i profili formati a freddo a C o Z vengono spesso utilizzati nell'edilizia. Le sezioni hanno altezza compresa tra 100÷350 mm e il range di spessore di impiego va dai 1 mm agli 8 mm. Per evitare la corrosione del profilo viene eseguita la zincatura dei nastri di acciaio (attraverso immersione a caldo, elettroliticamente o con verniciatura), formando uno strato di 0,04 mm compreso nello spessore del profilo, prima che vengano laminati. Gli acciai che oggi sono a

disposizione sul mercato per questo tipo di utilizzo sono del tipo G280 o G350 che garantiscono un una tensione di snervamento minima pari a 280 e 350 N/mm<sup>2</sup> rispettivamente. Negli ultimi anni vengono utilizzati acciai con resistenze ancora maggiori fino a 550 N/mm<sup>2</sup>.

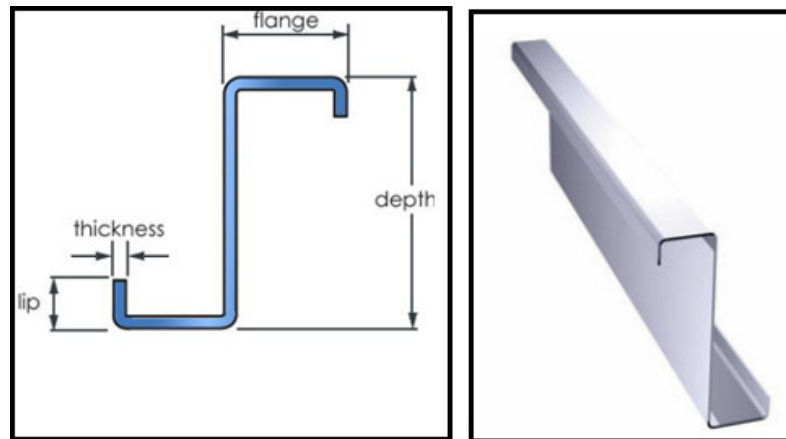


Figura 1-4 Definizione della sezione a Z e sviluppo longitudinale

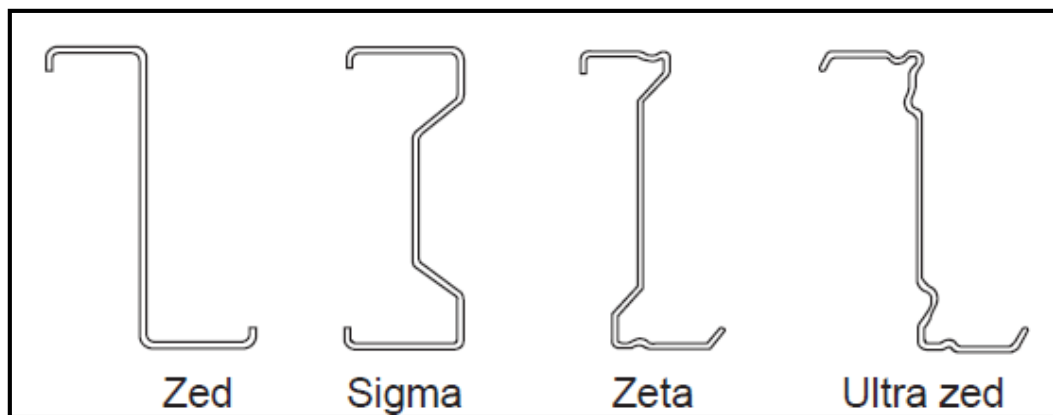


Figura 1-5 Varianti di sezione

Le *lastre*, Figura 1-6, sono invece elementi piani di esiguo spessore che assorbono il carico applicato sotto forma di sollecitazioni membranali. Lo spessore di tali elementi va dai 0.5 mm ai 2 mm.

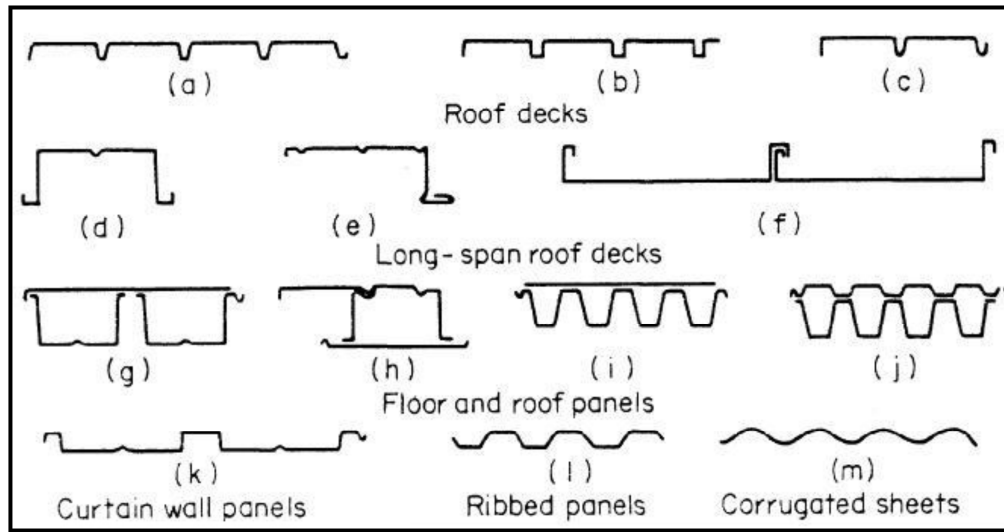


Figura 1-6 Sezioni tipiche di lastre

Generalmente sono usate con funzione di rivestimento e di orizzontamento, nel caso di coperture leggere oppure con funzione collaborante, per realizzare solai praticabili - con soletta in calcestruzzo, eventualmente armata con una rete.

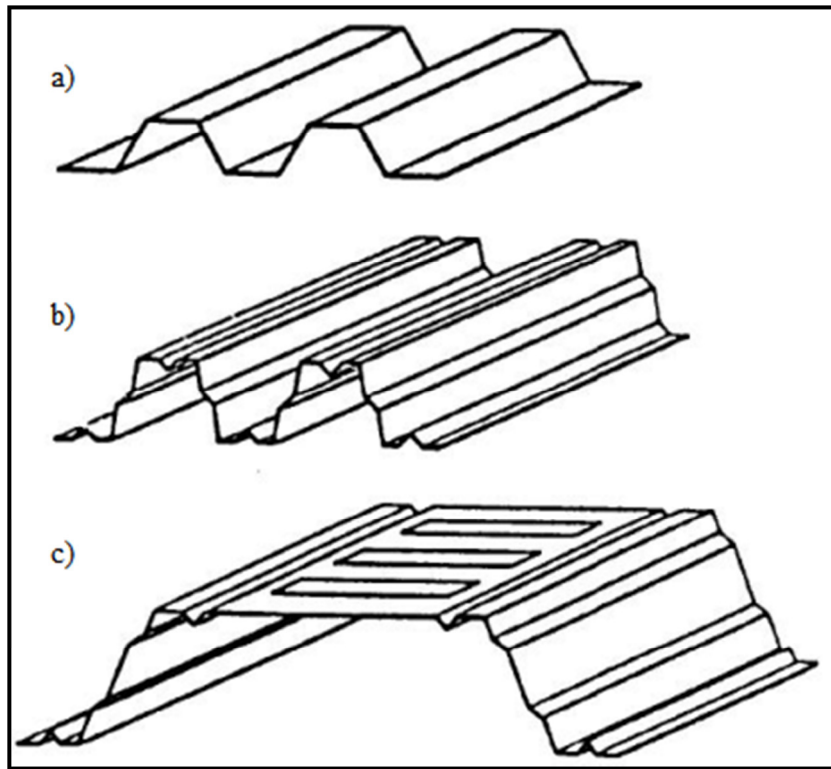


Figura 1-7 Lastre per vari tipi di impieghi

Di questi elementi è possibile farne un'ulteriore distinzione, Figura 1-7:

- a) pannelli con profilo trapezoidale senza irrigidimenti, che permette di superare luci non superiori ai 3 m;
- b) conserva la sezione a trapezio, ma dotata di piegature nella direzione longitudinale possiede una più elevata rigidità, che ne consente l'impiego per luci fino ai 6-7 m;
- c) ha sezione costituita da un unico grande trapezio, risultando molto rigida sia in direzione trasversale che longitudinale, è impiegata per luci libere superiori ai 12 m.

Infine i *pannelli sandwich* sono invece particolarmente utilizzati nella realizzazione di coperture, per la loro capacità di isolamento termico e contemporanea funzione di protezione dagli agenti atmosferici. Questi prodotti costituiti da una strato interno di schiuma rigida poliuretanic, su entrambi i lati protetto da fogli di lamiera, Figura 1-8, sono caratterizzati da una rapida messa in opera, che ottimizza i tempi di costruzione dell'edificio.

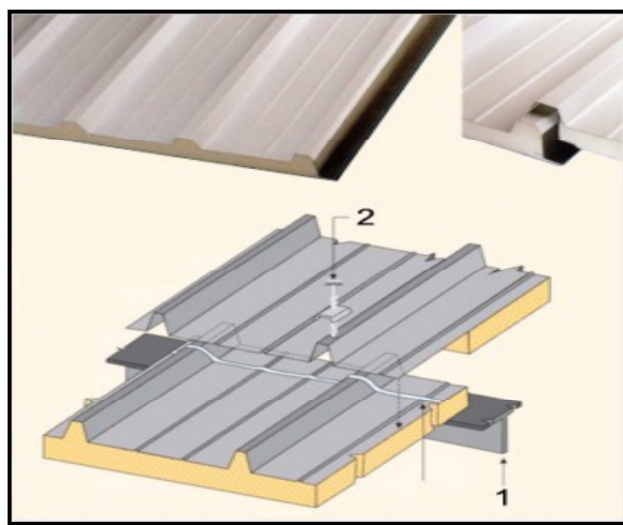


Figura 1-8 Pannelli sandwich

### 1.2.1 Vantaggi e limitazioni nell'impiego di membrature in acciaio formato a freddo

Il crescente utilizzo di prodotti in acciaio formati a freddo, trova le sue ragioni sia nelle caratteristiche peculiari dei sistemi costruttivi adottati, che consentono di raggiungere un elevato rapporto costi/benefici, rendendoli molto competitivi rispetto ai sistemi più tradizionali. Infatti, rispetto ad altri materiali da costruzione tradizionali, come legno e cemento ma anche in confronto ai profilati ottenuti da laminazione a caldo, si fanno notare le seguenti qualità:

- *Leggerezza.* Gli elementi formati a freddo riducono sensibilmente il peso totale dell'edificio che può pesare anche 10 volte di meno rispetto ad un edificio realizzato con un sistema costruttivo tradizionale. Tale peculiarità, unita al fatto che le sezioni spesso hanno forme che consentono di disporle una sull'altra, facilita la movimentazione degli elementi costruttivi in cantiere ed il loro trasporto. La conseguenza più importante in zona sismica è, senza dubbio, la riduzione delle azioni sismiche agenti sulla struttura.
- *Resistenza e rigidità elevate.* Il rendimento strutturale che è possibile ottenere dai profili formati a freddo è uno dei più elevati rapporti resistenza/peso, nell'ambito dei materiali utilizzati correntemente nella realizzazione di edifici.
- *Qualità.* La produzione industriale dei profili consente di ottenere una qualità più elevata ed uniforme rispetto agli elementi strutturali tradizionali.
- *Flessibilità di progettazione:* la formatura a freddo offre un'ampia possibilità di scelta in termini di forma e dimensioni della sezione trasversale che, quando necessario, può essere definita sulla base delle esigenze progettuali.

- *Costruzione a secco*: ad eccezione delle fondazioni, la realizzazione di edifici con strutture basate sull'utilizzo di membrature formate a freddo avviene a secco. Ciò permette di superare le limitazioni associate all'utilizzo di malte e conglomerati gettati in opera, tempi di maturazione dei getti, non necessitano di cassetta, dipendenza dalle condizioni ambientali, diminuendo i tempi di costruzione.
- *Semplificazione nell'installazione degli impianti*: i profili formati a freddo possono essere facilmente perforati per facilitare la realizzazione degli impianti che vengono installati all'interno delle intercapedini che si creano fra strutture metalliche e rivestimenti.
- I profili sono generalmente formati a freddo a partire da lamiera in acciaio zincate a caldo consentendo di ottenere la necessaria protezione contro la corrosione. Ciò, insieme alla stabilità dimensionale di tali elementi ed alla loro resistenza agli attacchi da parte di organismi biologici, quali funghi, insetti e termiti consente un'elevata durabilità. In particolare, quest'ultimo aspetto spiega in parte l'incremento della diffusione di abitazioni aventi ossatura portante in acciaio come valida alternativa alle più tradizionali costruzioni in legno nei paesi come le Hawaii e l'Australia, in cui è maggiormente sentito il problema della protezione contro l'attacco delle termiti.
- le membrature formate a freddo sono facilmente *riciclabili*.  
A titolo di esempio, l'acciaio necessario per costruire un'abitazione avente una superficie di circa 200 m<sup>2</sup>, può essere ottenuto partendo dai rottami di circa sei automobili.

Inoltre, si hanno i seguenti vantaggi:

- dettagli costruttivi più precisi,
- si evitano i fenomeni di ritiro e fessurazione a temperatura ambiente,
- materiale non infiammabile.

La combinazione dei suddetti vantaggi può portare a forti riduzioni dei costi nella realizzazione del progetto.

Ai numerosi vantaggi connessi con l'utilizzo dei sistemi formati a freddo si accompagnano anche alcune limitazioni:

- la principale è sicuramente l'elevata *conducibilità termica* dell'acciaio che, nel caso in cui si utilizzino comuni profili formati a freddo, produce un modesto isolamento. Di conseguenza, per contenere le dispersioni termiche è necessario utilizzare materiali termicamente isolanti. Quando però i materiali isolanti vengono opportunamente utilizzati, si può giungere a costruzioni "stratificate" che presentano elevate prestazioni in termini di isolamento termico ed acustico con spessori che possono risultare molto contenuti.

A titolo di esempio, una parete perimetrale stratificata può raggiungere un altissimo livello di isolamento termoacustico con uno spessore complessivo di soli 10/15 cm.

- comportamento al fuoco: nonostante uno dei vantaggi delle strutture in acciaio sia la caratteristica di essere ignifuga, il comportamento al fuoco rimane comunque un problema per queste tipologie costruttive. Infatti, se per le strutture in acciaio laminato a caldo la temperatura critica varia tra 450 e 700 °C (in dipendenza della tipologia strutturale e del livello dei



carichi agenti), per i sistemi formati a freddo spesso si adotta una temperatura critica pari a 350 °C. Va però evidenziato che, nelle costruzioni con laminati a freddo la necessaria resistenza al fuoco viene raggiunta attraverso sistemi di protezione quali rivestimenti spruzzati, rivestimenti con elementi protettivi prefabbricati o vernici intumescenti, che vengono solitamente posti in opera esclusivamente per assolvere a questa funzione e rappresentano quindi un costo aggiuntivo.

### 1.2.2 Effetti del cold-forming

I profili di acciaio formati a freddo sono materiali da costruzione economici, ottenuti dalla piegatura di lamiere, fogli o piatti di acciaio.

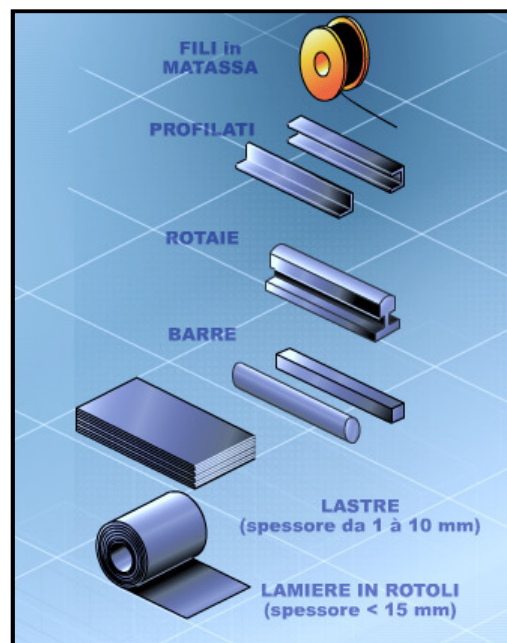


Figura 1-9 Prodotti in acciaio

Il processo produttivo si sviluppa nei seguenti passaggi: l'acciaio liquido proveniente dall'altoforno, affinato, viene messo in forma allo stato solido mediante "colata continua" e trasformato in semilavorati siderurgici assottigliati per laminazione a caldo. Questi poi vengono tagliati nei formati di lastre, barre o rotoli, secondo le esigenze, Figura 1-9. Dopo la fabbricazione, i prodotti in acciaio subiscono spesso delle trasformazioni a freddo combinate con trattamenti a caldo. Per esempio, i nastri di acciaio subiscono una laminazione a freddo che permette di ottenere prodotti da 0,1 a 3 mm di spessore, Figura 1-10. Successivamente, si procede con la zincatura o altri processi di lavorazione secondo necessità. I profili, dopo la laminazione a freddo, vengono ricotti per aumentare la duttilità del materiale (processo di *annealing* che consente l'eliminazione degli effetti della lavorazione a freddo attraverso trattamenti termici).

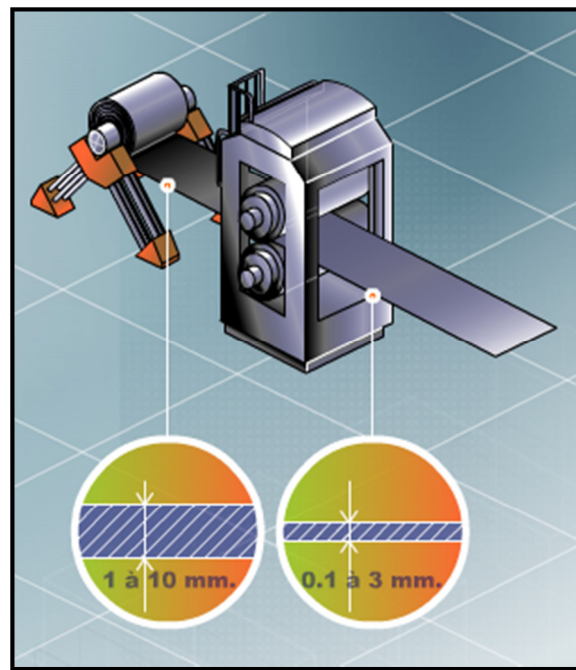


Figura 1-10 Lavorazione a freddo

Il processo di cold-forming della sezione provoca un incremento di resistenza a snervamento dell'acciaio, dovuto alla deformazione a basse temperature del

metallo e un aumento di resistenza dovuto alla formazione di dislocazioni (fenomeno dell'*incrudimento* o *strain-hardening*). Le dislocazioni fanno aumentare la resistenza del materiale immagazzinando parte dell'energia sotto forma di *tensioni residue*. Gli effetti di questo tipo di trattamento comportano, Figura 1-11:

- l'incremento della resistenza a trazione;
- l'incremento della resistenza a snervamento;
- la diminuzione della duttilità;
- la diminuzione della conduttività elettrica;
- la diminuzione della resistenza all'attacco della corrosione.

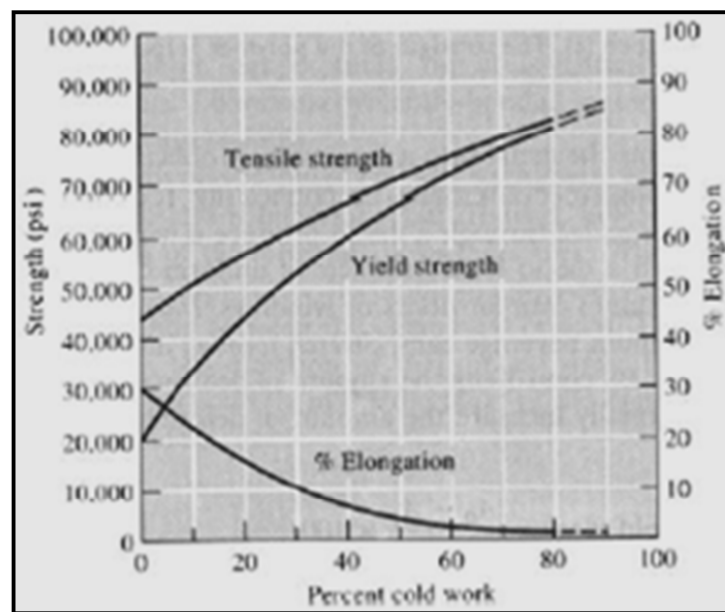


Figura 1-11 Effetti del cold-forming

L'aumento percentuale della resistenza a trazione è molto più limitato rispetto all'aumento del limite di snervamento. Poiché il materiale, negli angoli di una sezione, è lavorato a freddo rispetto alle restanti parti che rimangono piane, le proprietà meccaniche sono diverse fra i vari punti della sezione trasversale. La Figura 1-12 illustra le variazioni delle proprietà meccaniche rispetto a quelle del materiale “padre” in punti specifici di una sezione a C testati da Karren e Winter.

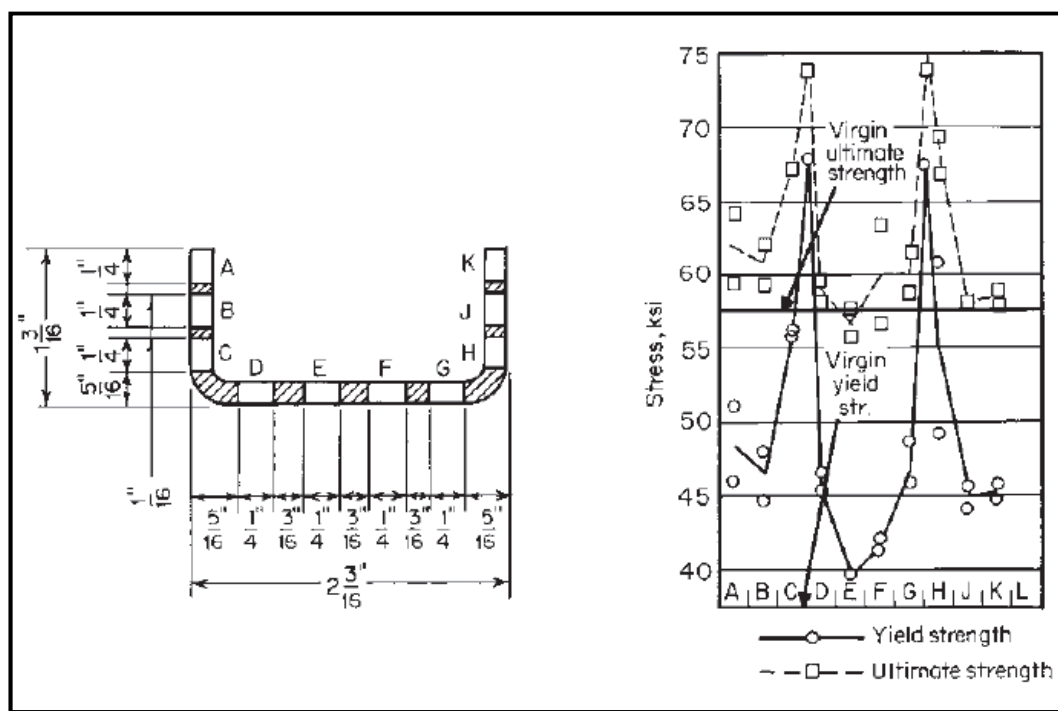


Figura 1-12 Effetti della lavorazione a freddo sulle proprietà meccaniche di una sezione a C

Per questo motivo, l'instabilità o lo snervamento inizia sempre nella porzione piatta del profilo, a causa della minore tensione a snervamento del materiale. Qualsiasi ulteriore carico applicato alla sezione si propaga negli angoli.

L'influenza del cold working sui cambiamenti delle proprietà meccaniche sono causati principalmente dall' *incrudimento*, strain-hardening, e dallo *strain-aging*

(cambiamento delle proprietà meccaniche di un metallo dovuto all'invecchiamento indotto dalla deformazione plastica), come illustrato in Figura 1-13. La curva A rappresenta la curva sforzo-deformazione del materiale vergine. La curva B è dovuto allo scarico nel range di incrudimento, la curva C rappresenta il ramo di immediato ricarico, e la curva D è la curva sforzo-deformazione successiva al ricarico dopo l'effetto del strain-aging. È interessante notare che entrambe le curve C e D superano il limite di snervamento del materiale vergine e che la duttilità diminuisce dopo lo strain-hardening, e lo strain-aging.

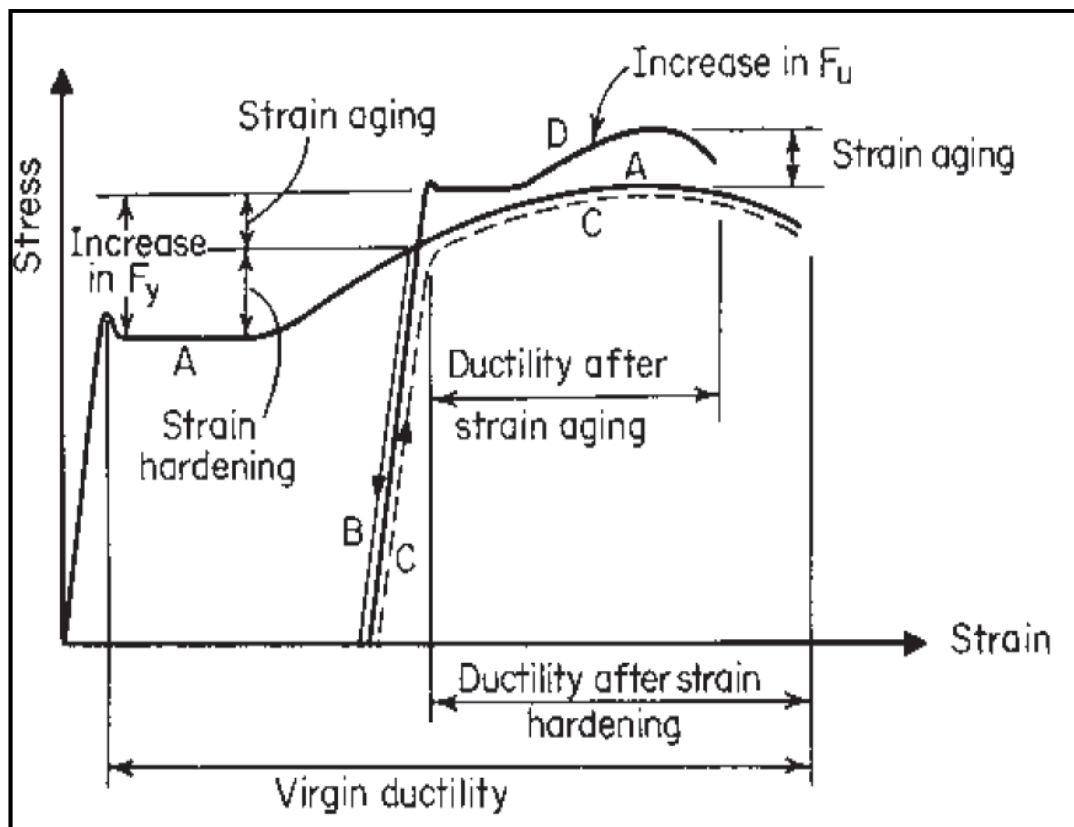


Figura 1-13 Effetto del strain-hardening e strain aging sulla curva tensione-deformazione dell'acciaio dopo la lavorazione a freddo

In aggiunta agli effetti appena descritti, i cambiamenti delle proprietà meccaniche prodotti dalla lavorazione a freddo sono causate anche dall'effetto *Bauschinger*.

L'effetto Bauschinger si riferisce al fatto che la tensione di snervamento a compressione dell'acciaio portato a snervamento a trazione è inferiore a quella del materiale originale cioè  $\sigma_{sc}' < \sigma_{sc} < \sigma_y$ , come mostrato in Figura 1-14. L'effetto Bauschinger inverso produce  $\sigma_{st}' < \sigma_{st} < \sigma_y$ .

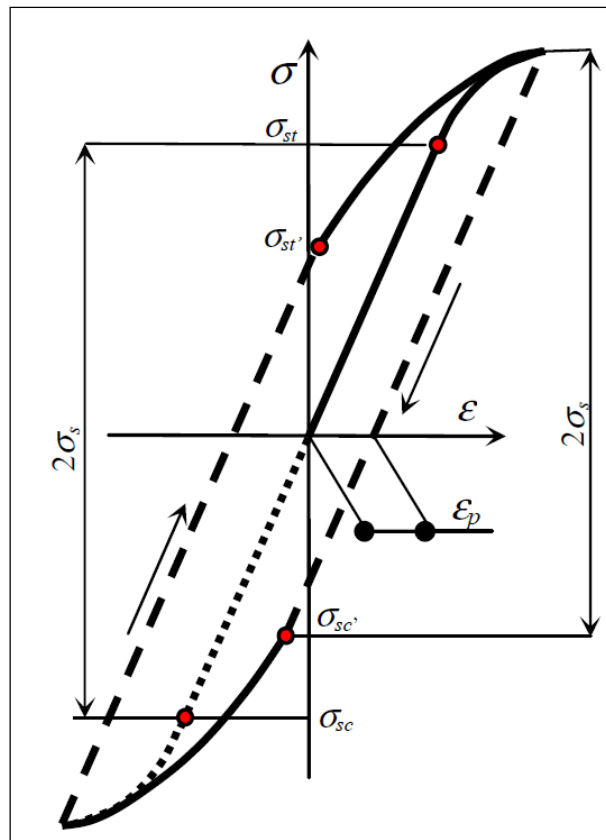


Figura 1-14 Effetto Bauschinger

In definitiva, si può affermare che, gli effetti della lavorazione a freddo sulle proprietà meccaniche degli angoli di solito dipendono da:

1. il tipo di acciaio;
2. il tipo di sollecitazione (compressione o tensione);

3. la direzione di applicazione del carico rispetto alla direzione in cui viene eseguito il cold-forming (trasversale o longitudinale);
4. il rapporto  $F_u / F_y$ ;
5. il rapporto fra raggio interno/spessore ( $R / t$ );
6. la quantità di lavoro freddo.

### 1.2.3 Caratteristiche del comportamento di elementi cold-formed

Particolarmente rilevanti per le sezioni sottili formate a freddo, sono le seguenti caratteristiche:

- bassa rigidità torsionale, in funzione del fatto che questa è proporzionale al cubo dello spessore e che in molti casi, peggiori a causa della scelta di sezioni aperte e prive di assi di simmetria;
- ridotta resistenza al rifollamento nei collegamenti bullonati, che portando problemi alla progettazione dei giunti, può risultare condizionante nel dimensionamento delle membrature;
- pericolo della corrosione, però facilmente superabile con opportuni trattamenti della superficie come la zincatura;
- fenomeni di instabilità, che risultano essere, senza dubbio, l'aspetto più delicato del problema e che verranno analizzati nel paragrafo successivo.

### 1.2.3.1 Fenomeni di instabilità

La maggior parte delle membrature in acciaio formate a freddo sono profili in parete sottile, molto snelli e con sezione trasversale aperta. Gli spessori degli elementi sono normalmente piccoli rispetto alla loro altezza, quindi molto suscettibili a fenomeni di instabilità quali:

- Locale;
- Distorsionale;
- Globale.

Si fa riferimento ai soli fenomeni riguardanti gli elementi cold-formed con sezione a Z, che saranno l'oggetto di studio dei capitoli successivi, Figura 1-15 e 1-16.

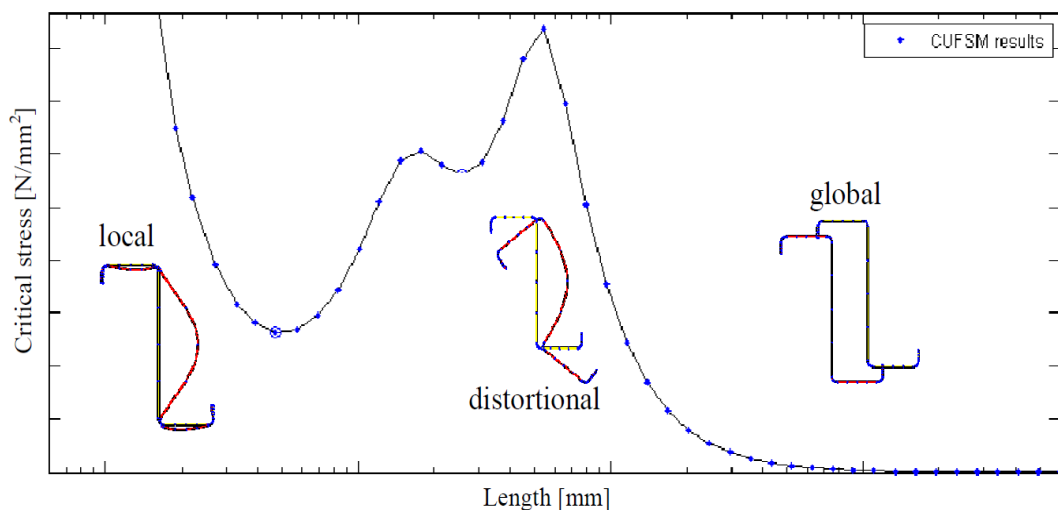


Figura 1-15 Classificazione dei fenomeni di instabilità



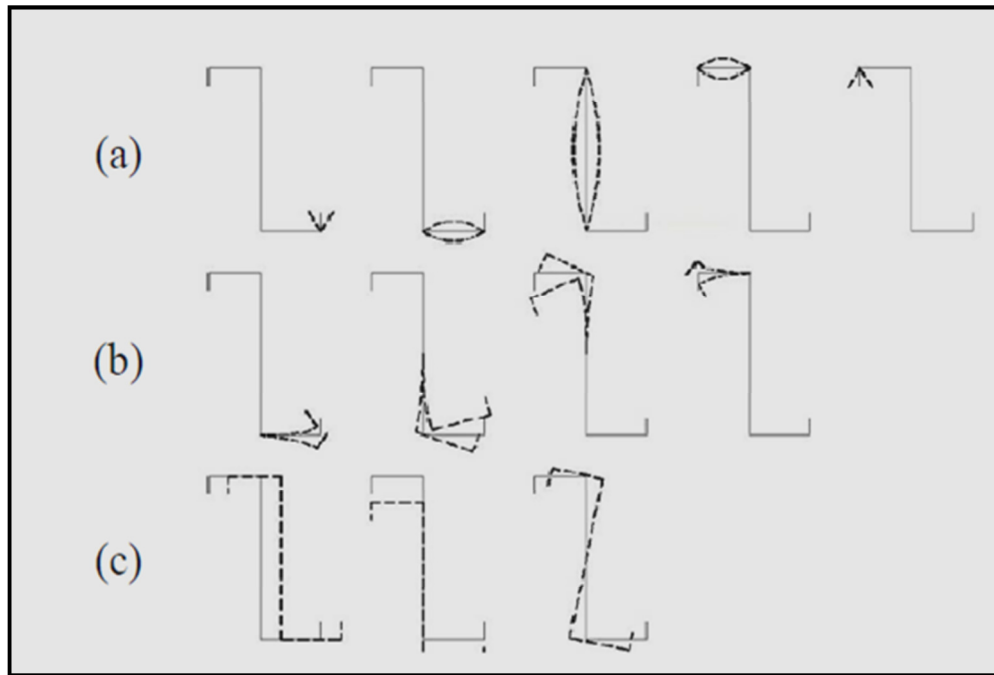


Figura 1-16 Definizione dell'instabilità (a) locale, (b) distorsionale, (c) globale

### *Instabilità locale*

I tipici fenomeni di instabilità che possono essere riscontrati nei profili formati a freddo, Figura 1-17, sono quelli da instabilità locale che possono avvenire anche prima dello snervamento della sezione.

Tuttavia, l'insorgere dell'instabilità locale in un elemento non significa necessariamente che la sua capacità di carico massima sia stata raggiunta. Se tale elemento è irrigidito da altri elementi ai suoi bordi, possiede una resistenza ancora più grande, chiamata "*resistenza di postbuckling*". L'instabilità locale è prevista per sezioni formate a freddo e spesso garantisce una maggiore economicità di una sezione più pesante che non si incurvi a livello locale.

Per avere questa resistenza necessaria nel postbuckling, la sezione deve essere sostenuta lungo i suoi bordi o "irrigidita". Questi elementi di irrigidimento sono realizzati nei profili cold formed piegando la lamiera. Alcune possibilità di irrigidimento delle sezioni a Z sono riportate in Figura 1-4.



**Figura 1-17 Instabilità locale - web crushing**

Questi profili, in genere, hanno rapporti altezza/spessore molto elevati e tendono a deformarsi elasticamente in condizione di bassa sollecitazione di compressione. Tuttavia, i bordi irrigiditi rimangono stabili e la parte della lamiera in prossimità degli angoli, è ancora "efficace" nel resistere un ulteriore carico di compressione. Per determinare la larghezza della piastra ancora efficace si utilizza il metodo "effective width" – larghezza efficace-. Le formule per il calcolo dell' "effective width", Figura 1-18, sono state sviluppate da George Winter alla Cornell University negli anni 1940 e pubblicate nella prima normativa riguardante i profili

formati a freddo nel 1946 e rimasta invariata fino al 1986.

I fenomeni di instabilità locale si manifestano con instabilizzazione di una flangia, dell'anima o del lip della sezione. Un altro fenomeno locale è quello del "web crushing" che si verifica nella zona dove viene introdotto il carico, per provini di piccole dimensioni, o in prossimità della zona vincolata per provini di dimensioni maggiori.

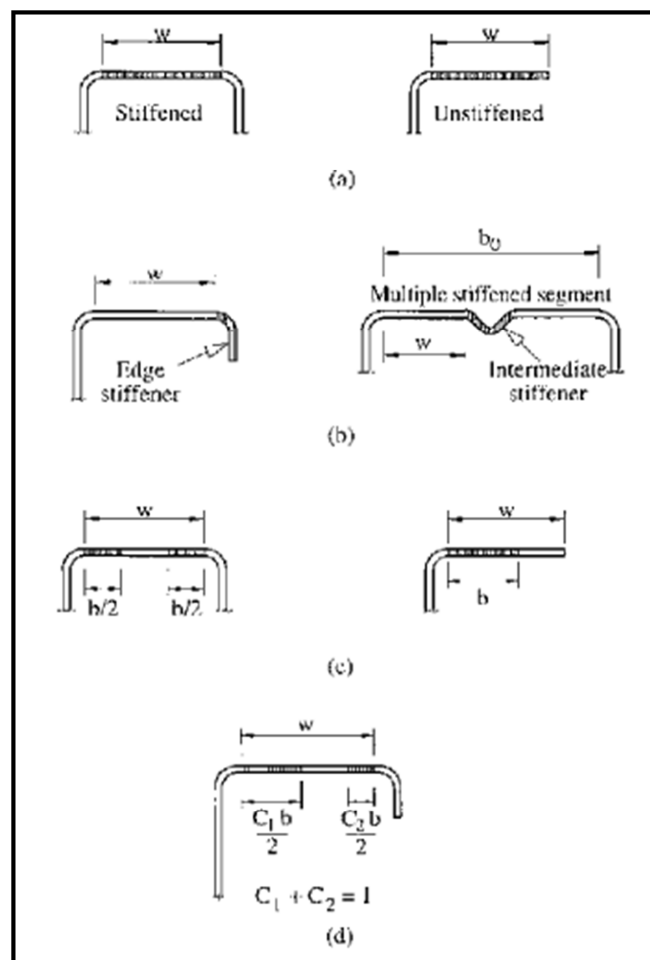
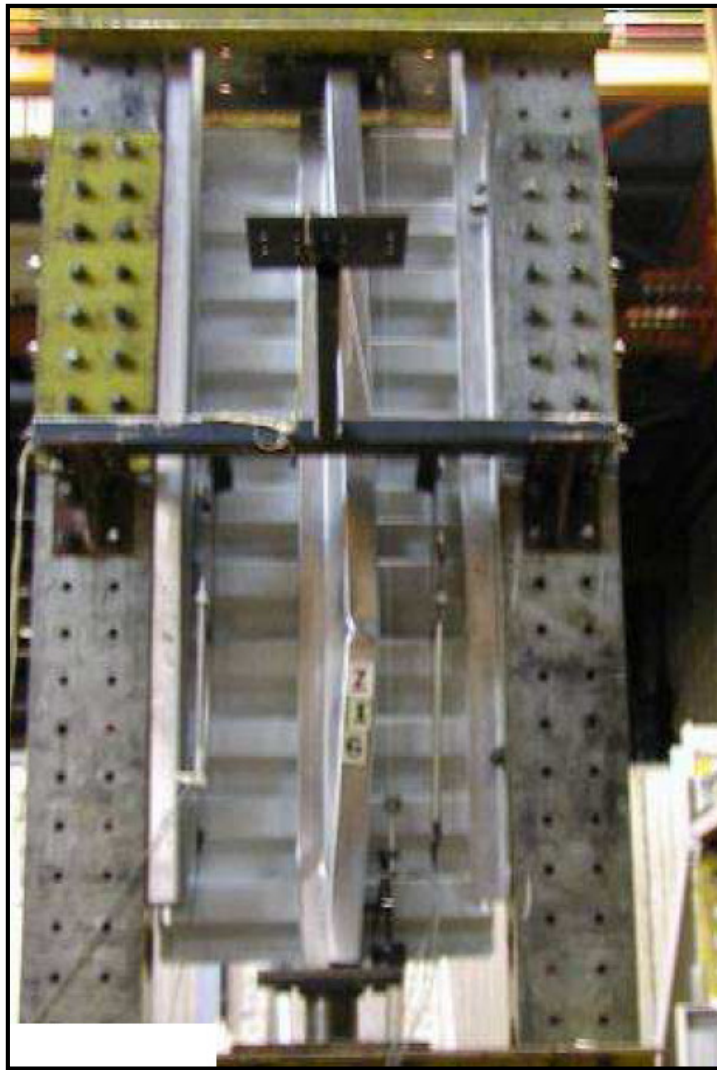


Figura 1-18 Elemento compresso: (a) elementi compressi; (b) porzioni irrigidite; (c) effective widths; (d) effective width per un elemento parzialmente irrigidito

*Instabilità distorsionale*

Le sezioni che sono vincolate in modo tale da evitare il buckling laterale o flessor-torsionale possono essere soggette ad un fenomeno comunemente noto come *instabilità distorsionale*, Figura 1-19.



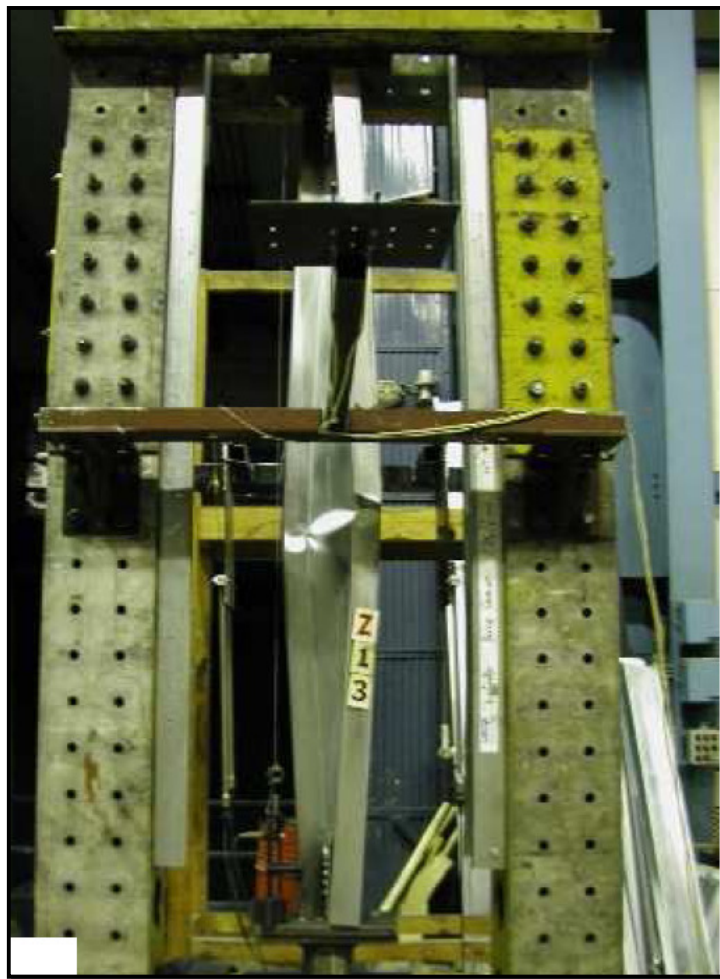
**Figura 1-19 Instabilità distorsionale**

Questa modalità può verificarsi per membrature soggette sia a flessione che a compressione. Può essere definita come un tipo di instabilità “locale” dove la

configurazione è caratterizzata dall'insorgere, in contemporanea, della deformazione a flessione dell'anima e lo spostamento laterale delle flange. Questo comporta deformazioni nel piano della sezione con flessione delle parti piane (plate bending) e spostamento dei bordi comuni fra i plate (fold-line motion), Figura 1-21.

### *Instabilità globale*

Quando l'elemento si deforma senza che si verifichi deformabilità della sezione trasversale, si parla di *instabilità globale*, Figura 1-20.



**Figura 1-20 Instabilità globale**

A tale proposito, si possono distinguere tre fenomeni:

- un modo flessionale, in cui si verifica un traslazione della sezione, per cui l'asse dell'asta sbanda trasversalmente nel piano di minor rigidezza flessionale;
- un modo torsionale, tale per cui si ha pura rotazione della sezione e l'asse dell'elemento si mantiene rettilineo;
- un modo flesso-torsionale, in cui si verifica una roto-traslazione della sezione, cioè l'asta si torce, ma simultaneamente il suo asse sbanda trasversalmente, senza però ulteriori deformazioni per la sezione trasversale.

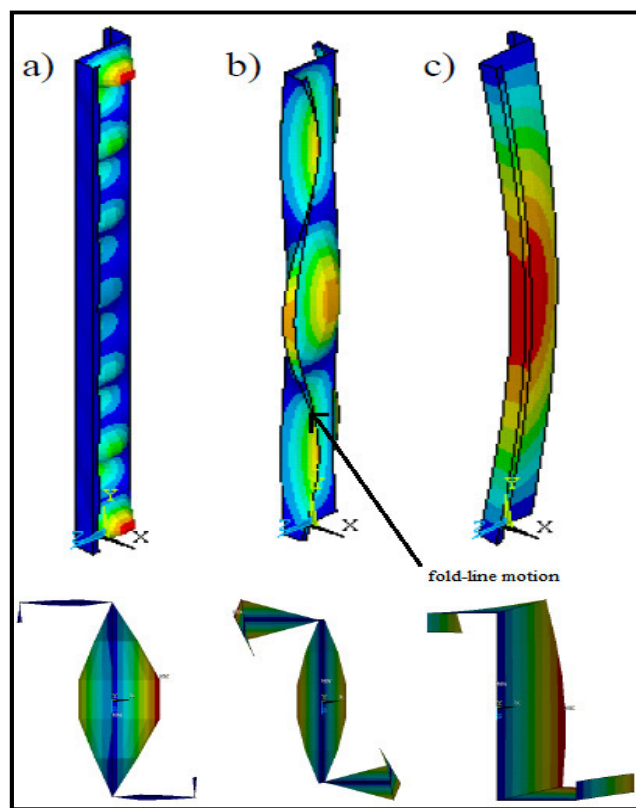


Figura 1-21 ModelloFEM – Instabilità: a) locale, b) distorsionale, c) globale

### 1.3 Roof system

In generale, un *sistema tetto*, in lett. *roof system*, può essere pensato quale che sia la sua tipologia e le sue caratteristiche strutturali, come un sistema principale, costituito da tre componenti base [10]:

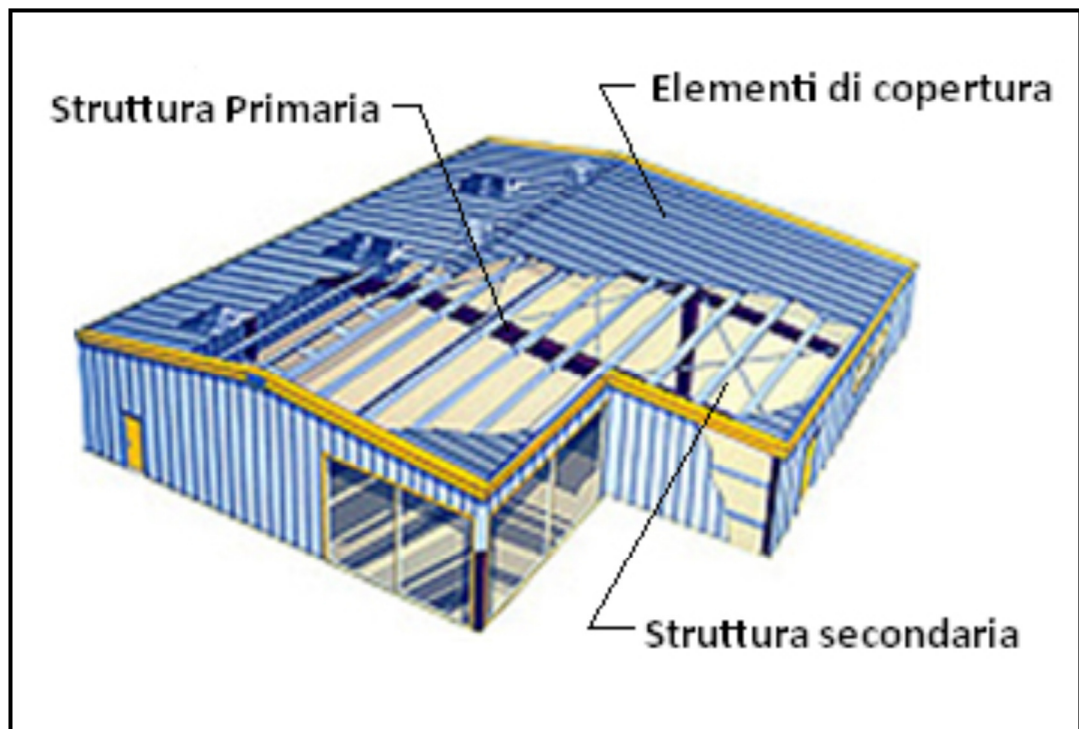


Figura 1-22 Componenti del *roof system*

- una struttura primaria, rappresentata da un sistema di travi principali, collegate direttamente a pilastri o colonne, in modo da scaricare i carichi verticali in fondazione ;
- una struttura secondaria, costituita dagli arcarecci, i quali sono solidarizzati alla struttura principale;

- elementi di copertura, per i quali sono molto spesso utilizzati pannelli, tra i quali si distinguono lastre e pannelli di tipo sandwich, come in precedenza descritto.

In particolare, quindi, verranno di seguito descritti quelli che sono gli elementi strutturali e i particolari costruttivi che hanno rilevanza nella progettazione di coperture leggere realizzate con elementi cold formed. Si soffermerà l'attenzione sugli elementi di copertura, sulla sottostruttura a cui questi sono collegati e sui collegamenti di tipo *overlap* fra i profili degli arcarecci.

### 1.3.1 L'arcareccio

L'arcareccio è l'elemento sul quale viene appoggiato il pannello di lamiera, quindi il suo ruolo strutturale è quello di trasferire alla struttura primaria, i carichi tipo vento e neve che la copertura gli trasmette.

I profili maggiormente utilizzati per la realizzazione di arcarecci sono quelli a "Z" e a "C". Tali tipologie di sezione, caratterizzate dall'esiguo spessore presentano una ridotta rigidità torsionale. Quindi nel caso di un profilo a "C", che presenta il centro di taglio non coincidente con il baricentro geometrico, o di un profilo a "Z", per il quale gli assi principali di inerzia risultano essere ruotati rispetto all'asse dell'anima del profilo, Figura 1-23, soggetti a un carico verticale, si genereranno non solo deformazioni flessionali, ma queste risulteranno accoppiate a deformazioni di tipo torsionale. Tutto ciò, quindi comporta la possibilità che il comportamento di tali profili, sia caratterizzato da fenomeni di instabilità globale, locale e distorsionale. Da un punto di vista progettuale quindi verranno dimensionati e predisposti dei dispositivi, che nel loro complesso costituiscono un sistema di stabilizzazione, con l'obiettivo di limitare al minimo tali fenomeni. Questi sistemi verranno di seguito descritti, per tipologia e campo di applicazione nelle diverse tipologie di tetto.



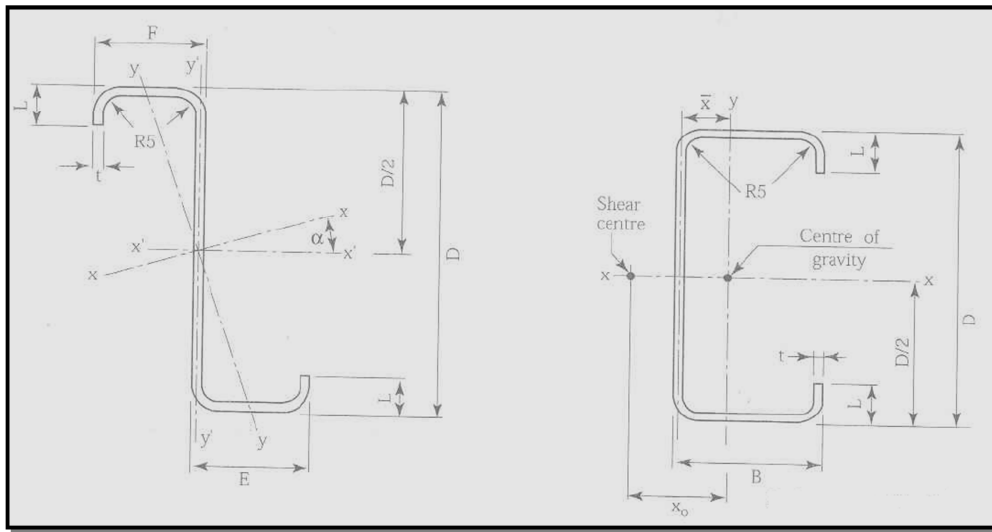


Figura 1-23 Sezioni di profili a Z e C

Per quanto concerne le tecniche di connessione, necessarie a garantire continuità all'arcareccio, ne esistono di diverse. Attualmente, le più utilizzate sono quattro, caratterizzate da diversi gradi di continuità:

- a campata unica;
- a campata doppia;
- a più campate con sistema *sleeve*;
- a più campate con sistema *overlap*.

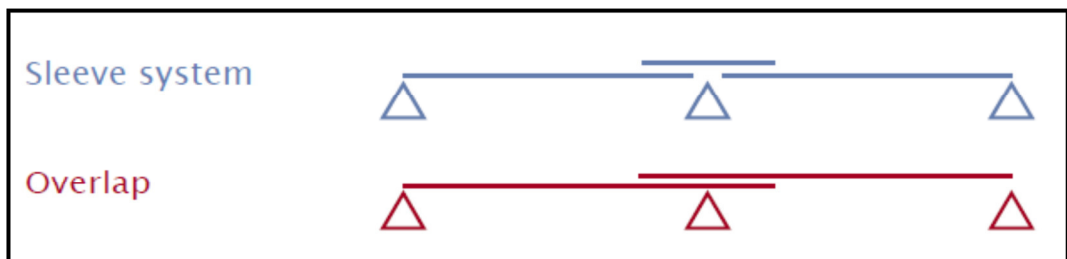


Figura 1-24 Schema statico: sistemi *sleeve* e *overlap*

Si considerano i collegamenti fra arcarecci con sezione a Z.

Per quanto riguarda la tipologia *sleeve*, Figura 1-25, le sezioni hanno flange di diversa larghezza. La connessione fra arcarecci viene realizzata con una parte di Z sovrapposta agli arcarecci, che devono essere uniti e collegati sopra la trave principale, e imbullonata attraverso le anime dei profili. In questo caso, gli arcarecci sono orientati nella stessa direzione verticale, ma la parte che viene sovrapposta viene invertita per meglio aderire ai profili da collegare [11].

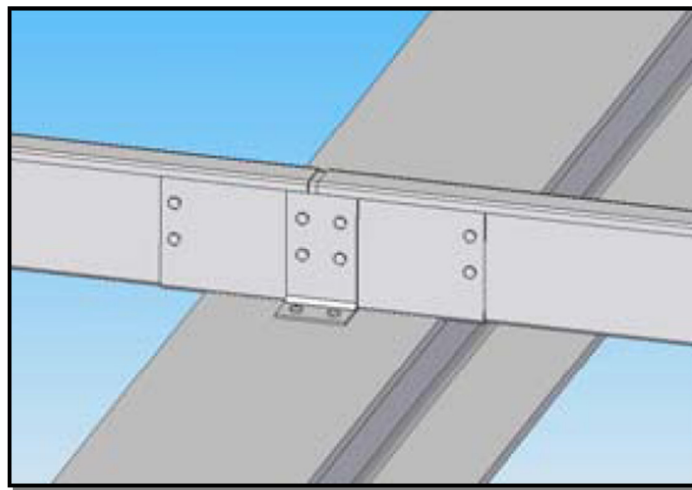


Figura 1-25 Sleeve system

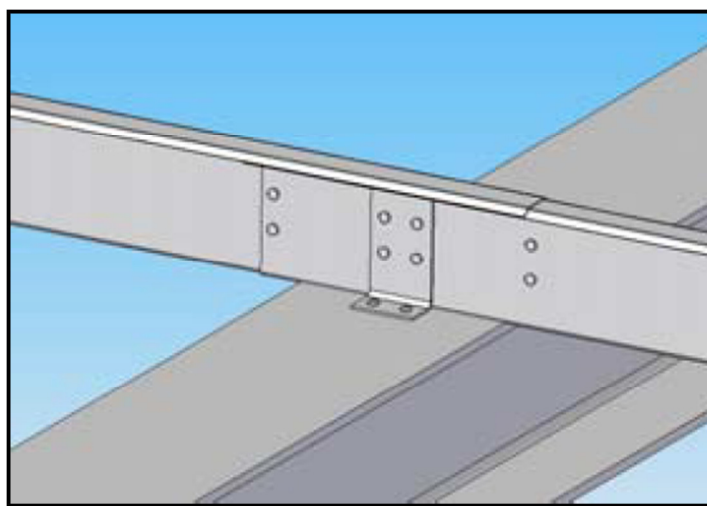


Figura 1-26 Overlapping system

Nel caso di sezioni a Z, la tipologia di collegamento fra arcarecci più utilizzata è, senz'altro, l'*overlapping system*, Figura 1-26, che sarà poi quella trattata in seguito. Questo sistema è composto, come dice la parola stessa, dalla *sovrapposizione* dei due profili, imbullonati fra loro in corrispondenza dell'anima e costituisce un ottimo sistema per sfruttare le caratteristiche della geometria del profilo per resistere alle sollecitazioni di taglio e momento combinato che spesso agisce sugli arcarecci.

### 1.3.1.1 Overlapping system

I profili in acciaio formati a freddo vengono frequentemente utilizzati nei sistemi di copertura moderni, specialmente in edifici metallici, a causa loro elevata efficienza strutturale e facilità di costruzione. Il sistema overlap per la connessione degli arcarecci a Z è uno dei più diffusi nella pratica progettuale, in quanto, costituisce un ottimo compromesso per unire due arcarecci adiacenti, inoltre garantisce efficienza strutturale e bassi costi di trasporto e movimentazione. Detto questo, è necessario sottolineare che le prestazioni strutturali di tali sistemi di arcarecci dipendono da molti fattori, [1] e [12], come:

- il tipo di acciaio utilizzato;
- la forma della sezione e le sue dimensioni geometriche;
- la modalità di connessione con il pannello di copertura;
- la modalità di connessione con la trave;
- la presenza o meno di elementi di rinforzo.

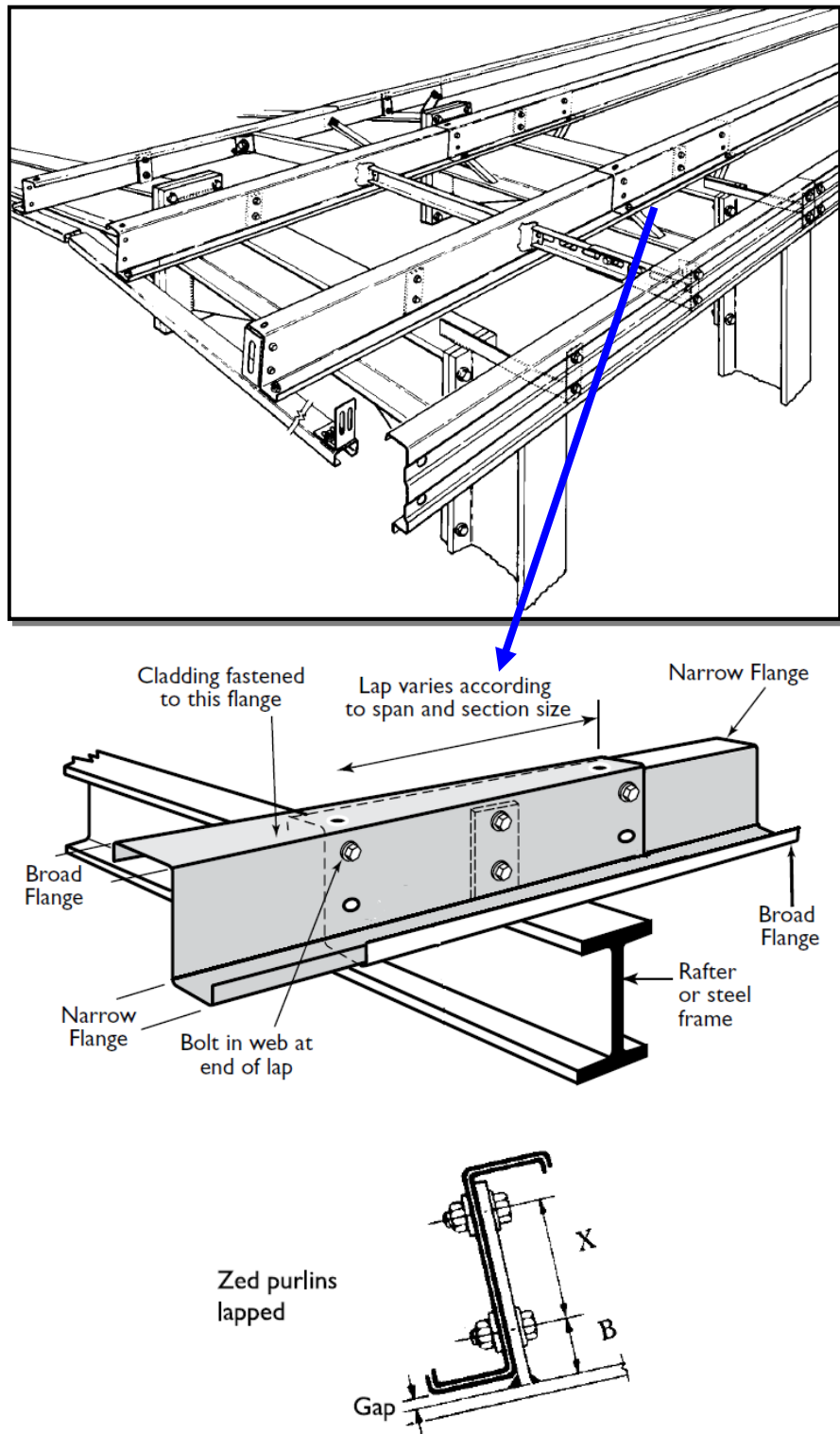


Figura 1-27 Dettagli sul collegamento overlap: telaio, zoom sulla zona di overlap e sezione.

Ma soprattutto, da fattori determinanti come:

- lunghezza di sovrapposizione (lap length,  $L_p$ );
- rapporto fra la lunghezza di sovrapposizione e l'altezza della sezione ( $2L_p/D$ ).

Inoltre è da considerare anche che, sono presenti improvvisi cambiamenti nelle proprietà sezionali sia all'interno che alla fine della zona sovrapposta, comportamento complicato anche dalla connessione bullonata fra i profili. Quindi, il comportamento strutturale di tali connessioni dipende fortemente dalla configurazione di collegamento, Figura 1-27, che risulta difficile da determinare per via teorica ma importante poiché può incidere in modo significativo sulla capacità portante della struttura.

### 1.3.2 Sistemi di stabilizzazione

Esistono diverse tipologie di sistemi stabilizzanti. Una di queste è un sistema definito *sag-channel*, Figura 1-28, costituito da un elemento con profilo a "U" molto largo, che viene installato a distanza regolare tra gli arcarecci.

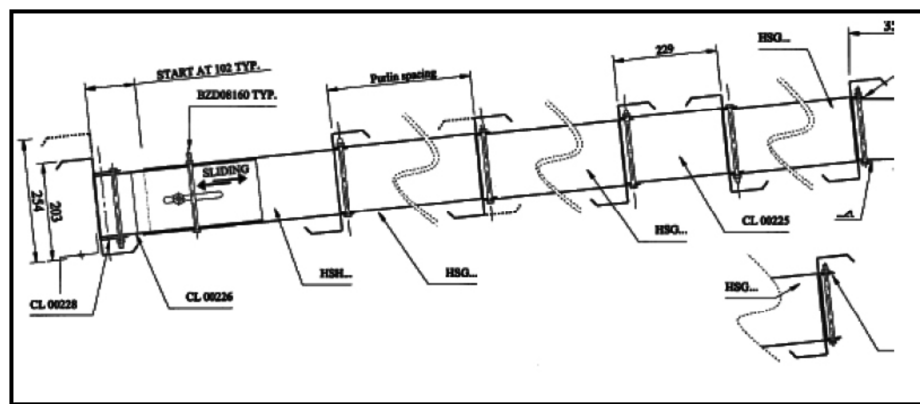


Figura 1-28 Disposizione *sag-channel*

Tale elemento è continuo, lungo tutta la lunghezza della copertura e può anche collegare le falde nel colmo del tetto. Generalmente è usato per la tipologia di tetto *Floating Roof* - tipo 2- e *Single Skin Bridge* - tipo 4 -, e in casi particolari per le altre tipologie di tetto.

Il sistema chiamato *distance holder* - fig. 1.29 -, elemento con sezione a Z con anima alta e ali molto corte, è usato per connettere coppie di arcarecci, ed è quindi un sistema non continuo. Il fissaggio avviene mediante bulloni nelle ali della sezione a Z. La connessione a 2 a 2 tra gli arcarecci permette una stabilizzazione mutua degli arcarecci stessi, nei confronti della rotazione.

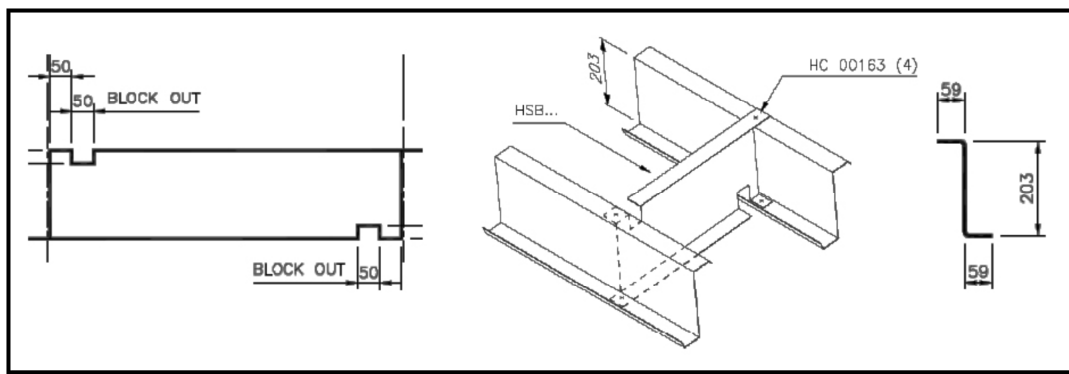


Figura 1-29 Disposizione *distance holder*: singolo elemento e principio di funzionamento

Per le tipologie di tetto, *Screwed Down Roof* - tipo 1- e *Double Skin Roof* - tipo 3-, una variante a questi sistemi è rappresentata da un sistema stabilizzante con sospensioni, costituito da piccole barre, dette *sag-bar* che vengono installate diagonalmente dall'ala superiore di un arcareccio all'ala inferiore dell'arcareccio vicino, Figura 1-30. Il fissaggio è realizzato mediante la penetrazione della *sag-bar* nell'anima dell'arcareccio stesso.

La distribuzione di *sag channels*, *distance holders* o *sag-bar* in campata è governata da uno schema che dipende dall'interasse dei telai.

Un altro dispositivo, che consente di stabilizzare gli arcarecci è definito *cleat* di cui ne è rappresentato un esempio in Figura 1-31. Tale dispositivo, consente una connessione puntuale tra la struttura primaria e il sistema di arcarecci.

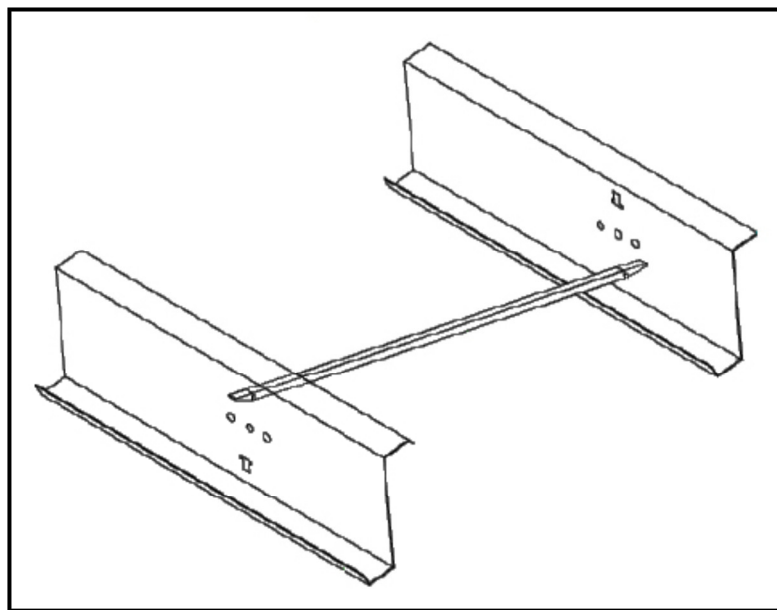


Figura 1-30 Illustrazione *sag-bar*

In corrispondenza di tali dispositivi, si possono realizzare delle bullonature tra l'ala inferiore dell'arcareccio e la trave principale, in modo da realizzare un ritegno torsionale allo svergolamento, maggiormente rigido.

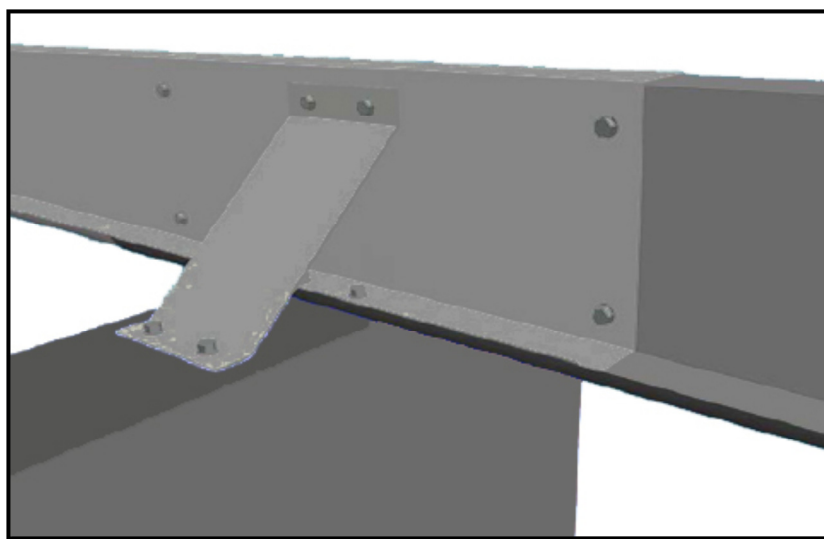


Figura 1-31 Sistema *cleat*

### 1.3.3 Lamiera grecata

La lamiera grecata, Figura 1-32, è l'elemento su cui sono applicati i carichi. In virtù della forma della sua sezione, che presenta numerose piegature, ha una buona capacità portante nonostante l'esiguo spessore. Ne esistono dei più diversificati profili, e la scelta progettuale è funzione della luce che queste ricoprono.

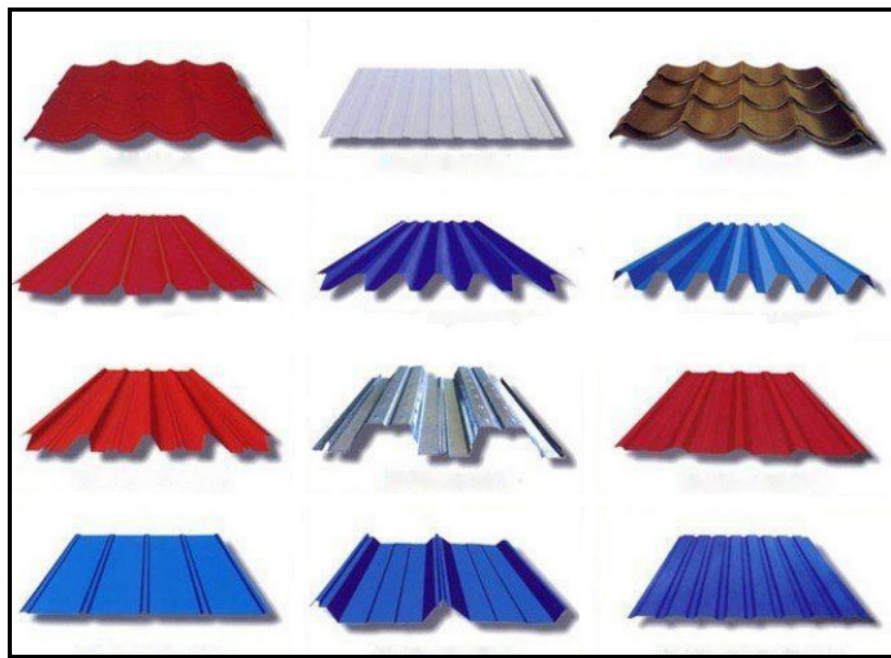


Figura 1-32 Alcune tipologie di lamiere grecate presenti sul mercato

### 1.3.4 Collegamenti bullonati

Le connessioni in strutture di questo tipo e non solo, influenzando in modo significativo le performance strutturali e funzionali della struttura, giocano un ruolo chiave in fase di progettazione dell'edificio.

Considerando le metodologie classiche per la realizzazione delle connessioni, vale



a dire bullonatura e saldatura , in strutture realizzate con elementi cold formed, solo la prima consente di ottenere risultati qualitativamente accettabili.

La bullonatura è stata ed è la metodologia più impiegata, affiancata in questi ultimi anni da un sistema relativamente nuovo, chiamato clinching, in cui non vengono usati dispositivi di fissaggio esterni, ma uno strumento apposito, che deforma localmente i due elementi in modo che questi si sostengano vicendevolmente.

Per quanto riguarda le tipologie di viti e bulloni, ne esistono una diversificata gamma, classificate anche in relazione alle diverse superfici e dai diversi elementi da solidarizzare, Figura 1-33.

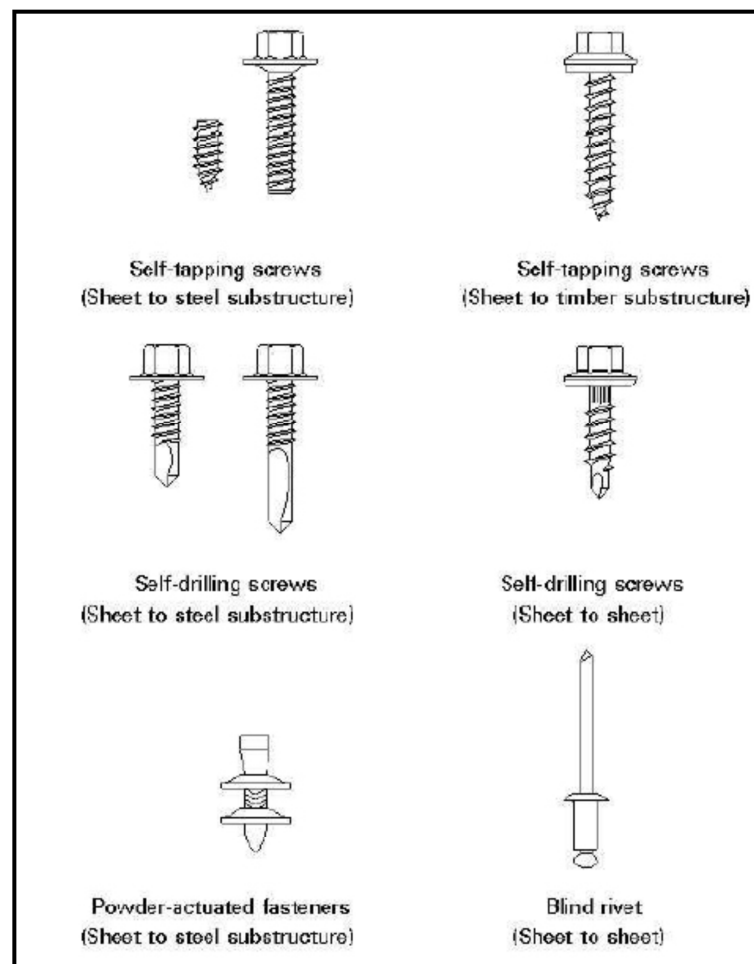


Figura 1-33 Tipologie di bulloni e relative applicazioni

### 1.3.5 Tipologie di tetto

Nella tecnica progettuale corrente, in relazione al tipo di fissaggio e alla concezione strutturale, i sistemi tetto, in lett. roof system, possono essere classificati principalmente in quattro tipologie:

- TIPO 1: *Screwed Down Roof*, in cui il pannello di copertura è direttamente collegato con la sottostruttura, Figura 1-34.

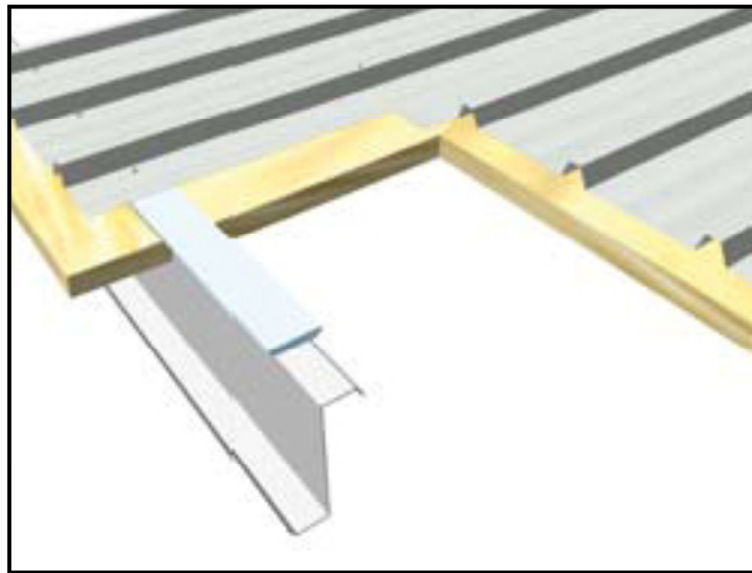


Figura 1-34 Roof system - TIPO 1: *Screwed Down Roof*

- TIPO 2: *Floating Roof*, sistema in cui vengono aggiunti degli elementi chiamati in letteratura *clips*, i quali rendendo possibile il "galleggiamento" del pannello tetto, rispetto alla sottostruttura che lo sostiene, consentendo dilatazioni termiche, senza generare incrementi di tensioni. Molto spesso nell'intercapedine tra pannello e arcareccio viene predisposto un sistema di isolamento termico, Figura 1-35.

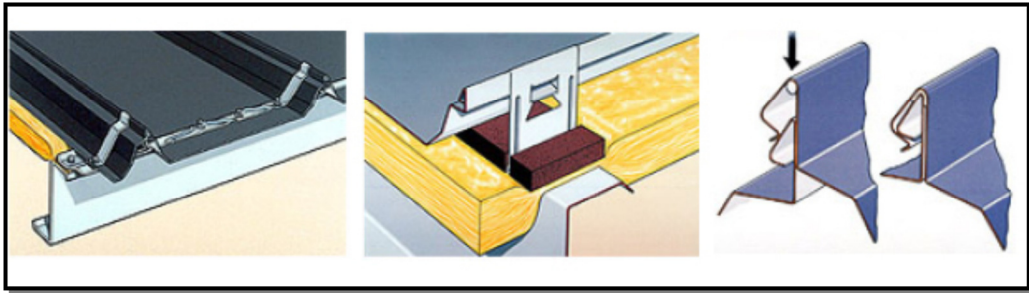


Figura 1-35 Roof System - TIPO 2: *Floating Roof*

- TIPO 3: Double Skin Roof, questo tipo di copertura consiste nella sovrapposizione di due lamiere trapezoidali. La lamiera inferiore è collegata direttamente all'arcareccio come nel *roof type 1*, la lamiera superiore, invece, può prevedere un sistema che permetta lo scorrimento, tipo *floating roof*. Tra le due lamiere viene installato un elemento costituito da una graffa ad omega, la quale si aggrappa su una barra con sezione a C. Tra gli strati quindi può essere inserito un sistema di isolamento, che migliora le performance termiche della struttura, Figura 1-36.

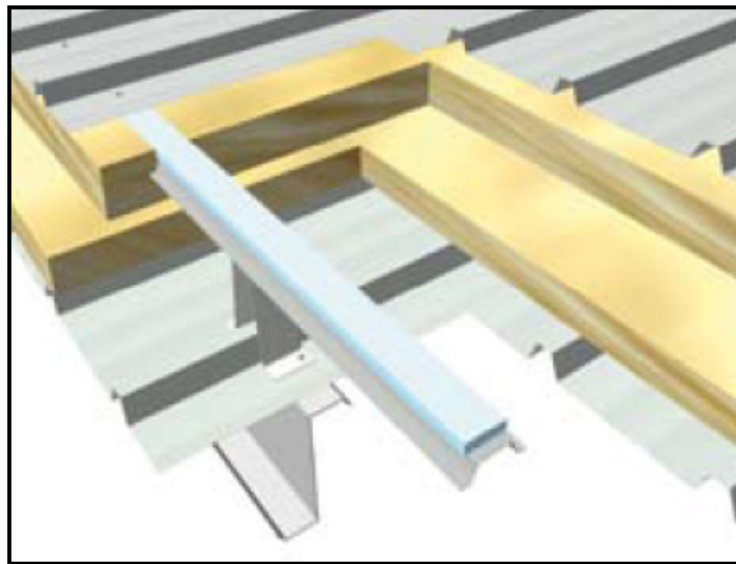


Figura 1-36 Roof system - TIPO 3: Double Skin Roof

- TIPO 4: Single Skin Bridge Roof. Questo tipologia di tetto realizza un maggiore spazio tra pannello di copertura e sottostruttura, rispetto ai sistemi precedenti, consentendo l'installazione di diversi strati isolanti. Per realizzare l'intercapedine, allontanando il pannello dall'arcareccio, viene impiegata una barra, che agganciata da particolari supporti, realizza un *bridge system*, cioè un sistema ponte. L'asta, definita *bridge bar*, e il supporto, *bridge bracket*, non vengono uniti attraverso bullonatura. Il pannello può essere collegato al *bridge bar*, come avviene nelle tipologie 1 e 2 viste precedentemente, Figura 1-37.

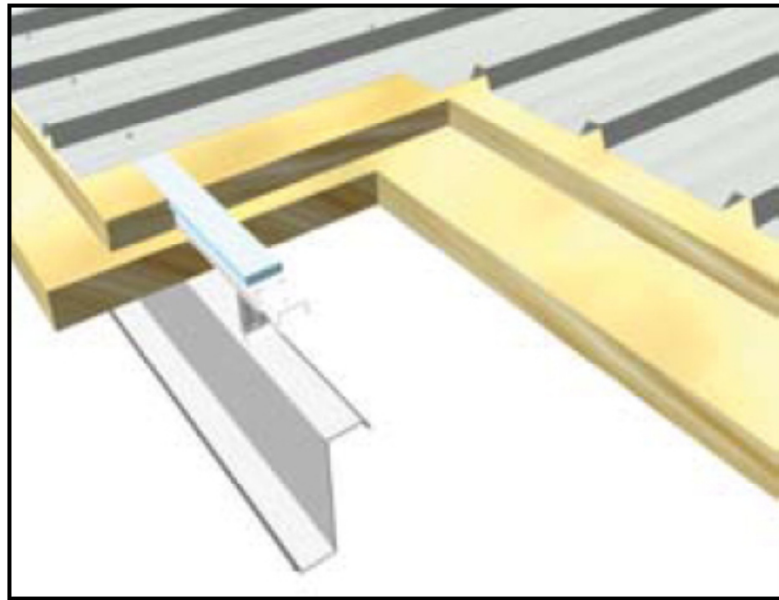


Figura 1-37 Roof System - TIPO 4: Single Skin Bridge Roof

## **2 Indagini sperimentali sulle connessioni overlap fra profili a Z in acciaio formati a freddo**

### **2.1 Obiettivi della ricerca**

In questo capitolo verranno presentati i dettagli di un'indagine sperimentale e teorica sulle prestazioni strutturali delle connessioni overlap condotte da H.C. Ho [1].

Al fine di accrescere la conoscenza di queste strutture, in [1] sono riportati i risultati di una serie di studi sperimentali con lo scopo di valutare il comportamento strutturale dei collegamenti overlap tra profili a "Z" in acciaio formati a freddo. Sono state effettuate un totale di 26 prove di carico a tre punti su profili a Z collegati attraverso connessioni overlap. Gli obiettivi di questi test sono:

- studiare sia la resistenza che le caratteristiche di deformazione delle connessioni bullonate tra profili a Z con overlap;
- quantificare sia il momento resistente che la rigidezza flessionale di connessioni overlap per diverse lunghezze di sovrapposizione, al fine di raggiungere una corretta comprensione e una visione globale del problema che possa permettere la progettazione razionale di sistemi di arcarecci a più campate realizzati con sovrapposizioni di profili.

Va notato che, in generale, invece di effettuare test in scala reale su sistemi di arcarecci a più campate con carichi uniformemente distribuiti è sufficiente, per testare le connessioni overlap, eseguire le prove su provini a lunghezza ridotta,  $L_c$ , soggetti a carichi puntuali come mostrato in Figura 2-1.

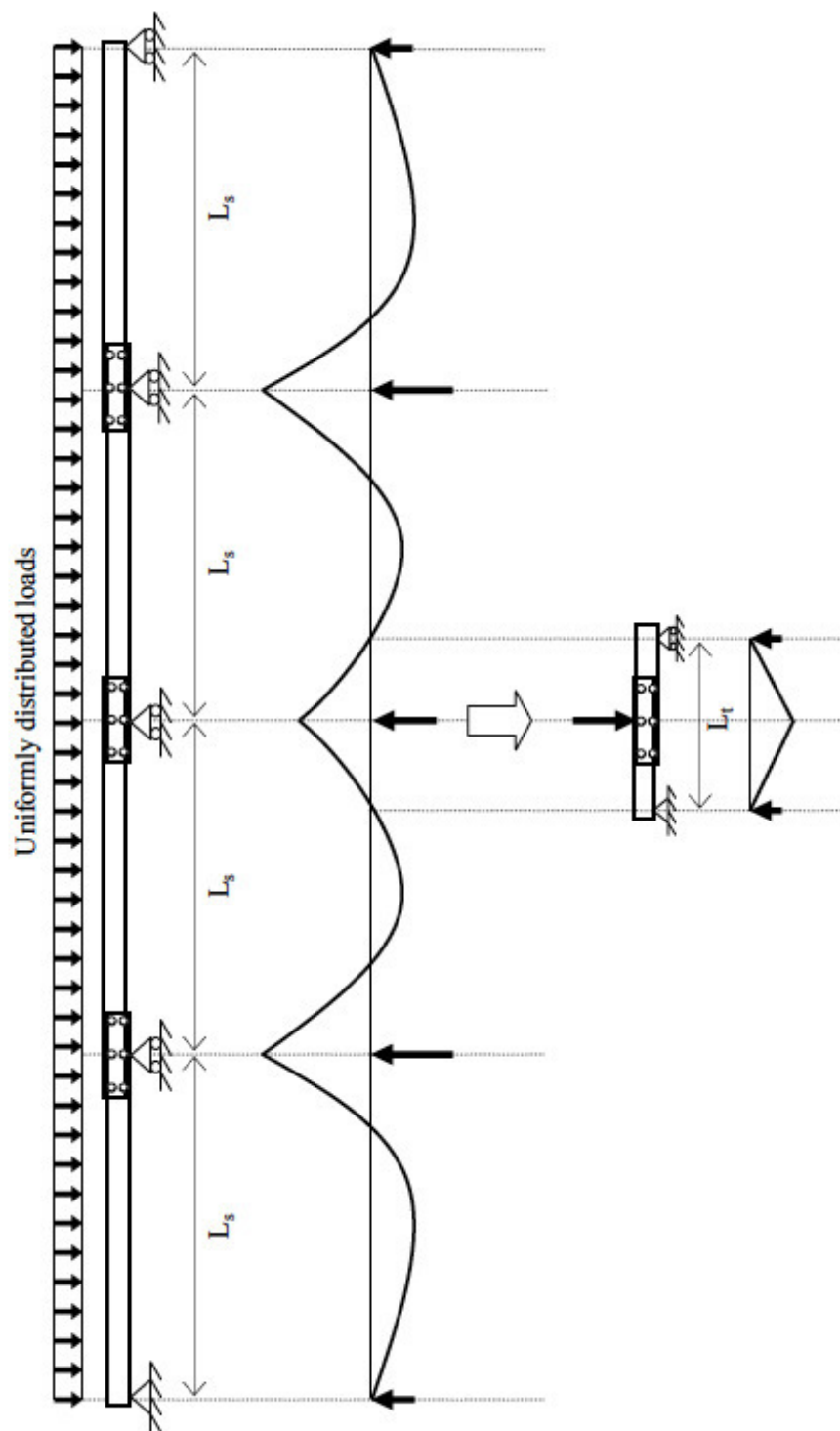


Figura 2-2-1 Sistema di arcarecci a più campate con overlap

## 2.2 Configurazione delle prove

Al fine di realizzare efficaci collegamenti bullonati fra le zone sovrapposte delle sezioni a Z, si propone in [1], considerando la facilità di installazione, quanto segue:

- *Config. W4*

Solo le anime delle sezioni a “Z” sono imbullonate tra loro; queste, a loro volta, sono collegate alle travi attraverso un dispositivo definito *cleat*. Il *cleat* consente di stabilizzare gli arcarecci, fungendo da ritegno torsionale.

Il collegamento viene realizzato con sei bulloni per ottenere una configurazione minima, in cui i quattro bulloni esterni vengono disposti per resistere a flessione mentre i due bulloni interni devono resistere ai carichi laterali, come mostrato nella Figura 2-2 *a,b*.

Le flange della “Z” non sono collegate tra loro ma solo a contatto nella zona di overlap.

In generale, si prevede una resistenza flessionale limitata per i collegamenti overlap con brevi lunghezze di sovrapposizione, a causa della discontinuità dei percorsi di carico lungo le flange delle sezioni collegate. Aumentando le lunghezze di sovrapposizione, avviene un incremento delle resistenze flessionali per il miglioramento del trasferimento del carico attraverso le sezioni collegate.

Al fine di migliorare le prestazioni strutturali di questo tipo di collegamenti, l’Autore propone un’ulteriore disposizione dei bulloni per il collegamento della zona di overlap:

- *Config. W6*

I bulloni hanno la stessa disposizione della *Config. W4* ma quelli esterni diventano sei mentre quelli interni rimangono due.

E' importante conoscere le prestazioni strutturali dei collegamenti "overlap" con diverse lunghezze di sovrapposizione e con differenti collegamenti bullonati, inoltre devono essere quantificate le variazioni dei valori della resistenza a flessione e della rigidezza efficace delle sezioni a "Z" sovrapposte in relazione alle varie lunghezze di "overlap" e disposizione dei bulloni.

### 2.3 Programma delle prove

I test effettuati in [1] consistono in un totale di 6 serie per 26 prove di carico a tre punti. Le prove sono state condotte su due tipologie di profili chiamati Z15016 e Z25025, che differiscono tra loro per altezza e spessore della sezione, sulle quali vengono testate due configurazioni di bulloni, *Config.W4 e W6*, con diverse lunghezze di sovrapposizione e lunghezza dei profili. Il carico di snervamento nominale di entrambe le sezioni a "Z" è di 450 N/mm<sup>2</sup>, designato come G450. Va notato che:

- *Prove delle serie ZA, ZC e ZE con Z15016 G450*: in queste serie, l'altezza  $D$  e lo spessore  $t$  della sezione, sono rispettivamente 150 e 1,6 mm. Sulla base di un tipico rapporto fra luce e altezza della sezione,  $L_s/D$ , pari a 32, la lunghezza della campata nel sistema *multi-span* di arcarecci  $L_s$  è di 4,8 m, e, quindi, la lunghezza complessiva della campata per le prove sulle serie ZA e ZC, è assunta pari a  $L_t=2,4$  m, cioè  $L_t=2(0,25 L_s)$ . Per le prove della serie ZE invece si assume in [1] un rapporto  $L_s/D=48$  e quindi  $L_t=3,6$  m.
- In [1] sono riportati i risultati di 13 prove su collegamenti "overlap" che si differenziano fra loro per la distribuzione dei bulloni, fra *Config.W4 e W6* e le lunghezze di sovrapposizione, che variano da 180 a 900 mm, cioè 1,2D a 6,0D. Tutti i bulloni utilizzati sono di 12 mm di diametro di classe M8.8 (bulloni ad alta resistenza).



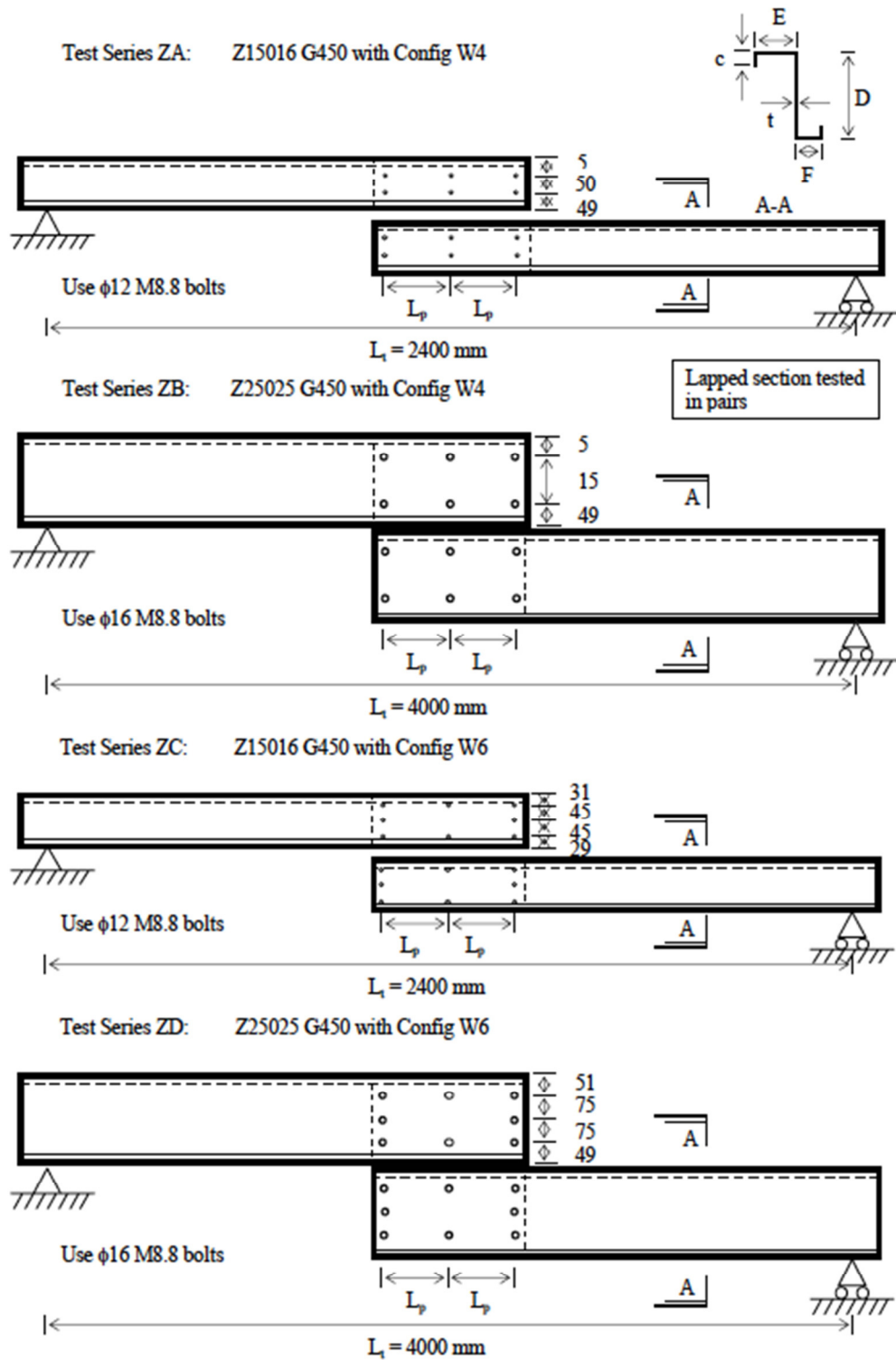


Figura 2-2-a Assetto generale delle prove sui profili con "overlap"

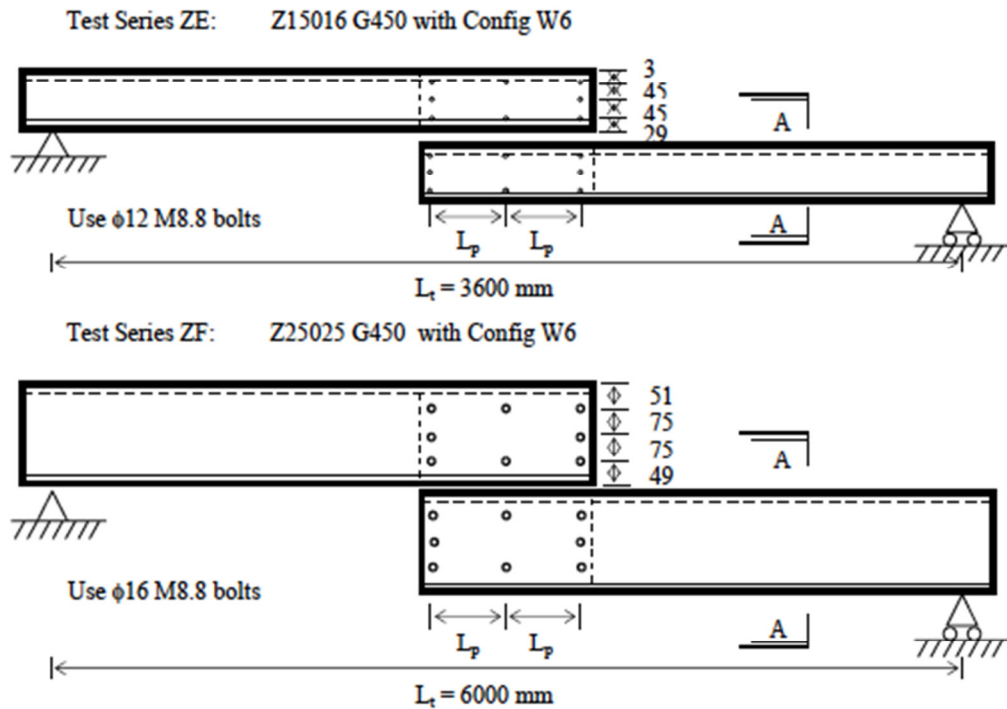


Figura 2-2-b Assetto generale delle prove sui profili con "overlap"

- *Prove delle serie ZA, ZC e ZE con Z25025 G450:* in queste serie, l'altezza  $D$  e lo spessore  $t$  della sezione, sono rispettivamente 250 e 2,5 mm. Sulla base di un tipico rapporto fra luce e altezza della sezione  $L_s/D=32$ , la lunghezza dell'arcareccio a più campate  $L_s$ , è di 8 m, quindi, la lunghezza della campata, per le serie ZB e ZD, è assunta  $L_t=4$  m. Per le prove della serie ZF invece  $L_s/D=48$  e quindi  $L_t=6$  m.

In [1] sono riportati i risultati di 13 prove su collegamenti "overlap" che si differenziano fra loro per la distribuzione dei bulloni tra *Config. W4 e W6*, e le lunghezze di sovrapposizione che variano da 300 a 1500 mm, cioè  $1,2D$  a  $6,0D$ . Tutti i bulloni utilizzati sono di 16 mm di diametro di classe M8.8 (bulloni ad alta resistenza).

I collegamenti bullonati vengono realizzati avvitando il dado del bullone e una volta avvenuto il contatto tra le piastre con un ulteriore avvitamento, effettuato applicando una coppia di serraggio pari a 50 Nm, avviene l'allungamento del gambo con conseguente trazione nel bullone e compressione nelle lamiere collegate; inoltre, per una più rapida installazione, il foro per il bullone viene realizzato con una tolleranza di 2 mm.

Il programma delle prove e i dati geometrici di base delle sezioni sono riassunti nella Tabella 2-1. La Figura 2-3 illustra la configurazione tipica delle prove a 3 punti. I provini sono vincolati tramite appoggi in entrambe le direzioni principali della sezione e non ci sono vincoli torsionali alle sezioni di estremità. Va inoltre notato che tutte le sezioni a Z sono state testate in coppia con interconnessioni ad intervalli regolari per evitare lo sbandamento laterale. Sia i carichi applicati che la freccia in mezzeria sono stati registrati durante il processo di carico. Al fine di raccogliere dati sulle connessioni overlap relativi a grandi deformazioni, il test si considera terminato solo dopo che il valore della freccia in mezzeria supera la metà dell'altezza della sezione.

Allo scopo di confrontare direttamente le prestazioni delle connessioni overlap con le relative sezioni continue, sono state effettuate 6 prove a tre punti su sezioni a Z continue come controllo. Inoltre, per avere a disposizione dati certi sulle caratteristiche del materiale, sono stati sottoposti a prove di trazione parti ricavate da queste sezioni. Tutti questi dati sono riportati nella Tabella 2-1.

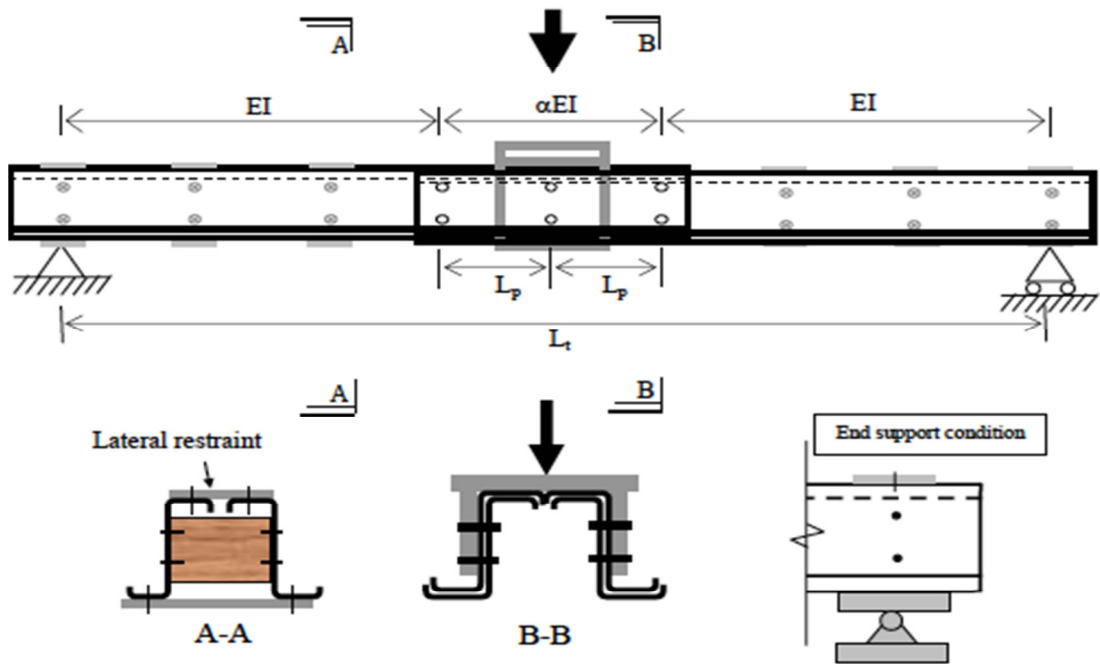


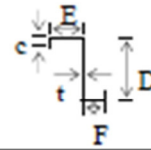
Figura 2-3 Prova a tre punti su connessioni "overlap" (one point load test)

## 2.4 Risultati delle prove

Da tutte le prove eseguite in [1] si evince che la crisi delle sezioni collegate con overlap avviene sempre all'estremità della zona di sovrapposizione, quando agiscono in modo combinato flessione e taglio. Questo problema si verifica in modo improvviso, spesso a partire dall'instabilità a compressione delle flange delle sezioni collegate, come mostrato nella Figura 2-4. Raggiunte grandi deformazioni, si notano gravi distorsioni delle sezioni che si trovano alla fine della sovrapposizione.

Dopo le prove, tutti i collegamenti overlap sono stati esaminati in dettaglio.

Non si evidenzia nessuna distorsione in corrispondenza dei fori dei bulloni nelle connessioni con lunghe sovrapposizioni; per corti overlap, invece, la deformazione si riscontra nell'anima della sezione in corrispondenza dei fori.



Test	Test span $L_t$	Lap length $2L_p$	Section dimensions					Measured yield strength $p_y$	Measured Young's Modulus $E$	
			D	E	F	c	t			
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )	
Z15016 G450	ZA018R	180	151.0	67.4	63.5	16.5	1.71	541	199	
	ZA024R	240	150.8	67.5	63.4	16.5	1.71			
	ZA030R	2400	300	151.0	67.7	63.4	16.6			1.69
	ZA060R	600	150.9	67.6	63.5	16.4	1.70			
	ZA090R	900	150.7	67.5	63.1	16.6	1.69			
	ZAcon	2400	-	150.7	67.4	63.5	16.5			1.69
Z25025 G450	ZB030R	300	250.8	79.4	73.3	21.5	2.52	537	206	
	ZB060R	600	250.4	79.2	73.5	21.6	2.51			
	ZB090R	4000	900	250.7	78.9	73.5	21.6			2.50
	ZB120R	1200	250.9	79.1	73.9	21.5	2.50			
	ZB150R	1500	250.4	78.9	73.3	21.6	2.51			
	ZBcon	4000	-	250.8	79.4	74.1	21.8			2.52
Z15016 G450	ZC018R	180	153.5	69.4	59.3	18.1	1.58	579	205	
	ZC030R	2400	300	153.5	69.0	58.7	17.8			1.56
	ZC060R	600	152.5	67.6	59.9	17.9	1.48			
	ZC090R	900	153.0	67.1	60.7	18.2	1.49			
	ZCcon	2400	-	152.0	69.1	59.4	17.6			1.48
	Z25025 G450	ZD030R	300	250.0	78.8	73.5	19.8			2.51
ZD050R		4000	500	251.5	79.0	72.5	20.0	2.42		
ZD100R		1000	250.0	79.0	73.0	20.2	2.50			
ZD150R		1500	250.0	79.4	73.1	20.5	2.49			
ZDcon		4000	-	251.1	79.2	73.5	19.3	2.50		
Z15016 G450		ZE018R	180	154.0	70.2	60.2	18.2	1.59	547	204
	ZE030R	3600	300	154.0	70.1	60.9	18.0	1.51		
	ZE060R	600	154.0	70.4	60.7	19.2	1.56			
	ZE090R	900	152.0	69.1	57.2	18.2	1.50			
	ZEcon	3600	-	152.5	69.1	59.1	18.2	1.52		
	Z25025 G450	ZF030R	300	252.0	82.4	72.4	20.2	2.45		
ZF050R		6000	500	251.3	79.9	74.9	20.4	2.43		
ZF100R		1000	251.3	80.0	74.0	20.5	2.52			
ZF150R		1500	250.3	80.2	74.2	19.1	2.52			
ZFcon		6000	-	250.9	80.3	73.9	20.1	2.42		

Tabella 2-1 Programma delle prove e dati della sezioni

I carichi massimi applicati e i momenti agenti per grandi deformazioni sulle connessioni in esame sono riportati in Tabella 2-2 per facilitarne il confronto.

Il comportamento strutturale di queste connessioni può essere esaminato in dettaglio attraverso il confronto fra le *curve momento in mezzeria- rotazione di estremità*,  $M_s - \theta_e$ . Queste curve sono state ricavate per tutti i campioni di ogni serie di prove. Per un confronto diretto, sono tracciate sullo stesso grafico, come mostrato in Figura 2-5-a-b-c, insieme a quelli dei campioni di controllo. Un attento esame di queste curve rivela che:

- In generale, l'inclinazione iniziale di queste curve  $M_s - \theta_e$  è direttamente proporzionale alle lunghezze di sovrapposizione delle connessioni, cioè per lunghi overlap si ottengono connessioni rigide e resistenti, mentre per brevi tratti di sovrapposizione si hanno connessioni evidentemente più flessibili.
- Per i collegamenti con corti overlap, l'inclinazione delle curve diminuisce notevolmente prima che vengano raggiunti i carichi massimi applicabili. Questo a causa dalle grandi forze che si concentrano nelle zone dei bulloni, infatti la deformazione per rifolamento delle anime delle due sezioni a contatto diventano evidenti, introducendo una notevole flessibilità nelle connessioni anche sotto carichi applicati relativamente bassi.
- Per le connessioni con *lunghe overlap*, sia l'inclinazione iniziale sia i valori di momento raggiunti risultano più elevati di quelli ottenuti dalle sezioni continue, dimostrando l'*efficacia strutturale* dei collegamenti overlap.
- In tutti i casi, le rotazioni  $\theta_e$  tendono ad aumentare costantemente anche dopo che i carichi massimi applicati sono stati raggiunti. In generale, lo scarico nei collegamenti overlap dopo aver raggiunto il carico massimo produce evidenti distorsioni di sezione. Quindi, queste connessioni non possono sopportare carichi elevati in condizioni di grandi deformazioni.

Test	Lap length $2 L_p$	Failure mode	Measured maximum load	Maximum moment resistance	Residual moment resistance	Moment resistance ratios		Effective flexural rigidity ratios		
			$P_{max}$	$M_{max}$	$M_{res}$	$\gamma_{max}$	$\gamma_{res}$	$\alpha_i$	$\alpha_f$	
	(mm)		(kN)	(kNm)	(kNm)					
Config W4 Z15016 G450	ZA018R	180	27.98	16.78	10.15	0.88	0.53	0.369	0.103	
	ZA024R	240	30.12	18.06	9.39	0.94	0.49	0.500	0.165	
	ZA030R	300	MVe	33.92	20.36	9.77	1.06	0.51	0.729	0.316
	ZA060R	600		45.20	27.12	8.05	1.42	0.42	1.105	0.870
	ZA090R	900		51.00	30.60	15.14	1.60	0.79	1.400	1.212
	ZAcon	-	MV	31.94	19.16	5.56	1.00	0.29	1.000	1.000
Config W4 Z25025 G450	ZB030R	300	51.90	51.90	28.40	0.79	0.43	0.334	0.223	
	ZB060R	600	73.74	73.74	32.36	1.12	0.49	0.757	0.382	
	ZB090R	900	MVe	86.96	86.96	29.06	1.32	0.44	1.130	0.807
	ZB120R	1200		99.02	99.02	33.68	1.49	0.51	1.286	1.097
	ZB150R	1500		95.10	95.10	32.36	1.44	0.49	1.516	1.415
	ZBcon	-	MV	66.04	66.04	20.47	1.00	0.31	1.000	1.000
Config W6 Z15016 G450	ZC018R	180	23.99	14.39	8.25	0.96	0.55	0.378	0.103	
	ZC030R	300	MVe	28.63	17.18	5.82	1.14	0.39	0.664	0.344
	ZC060R	600		34.87	20.92	9.46	1.39	0.63	1.093	0.956
	ZC090R	900		39.99	23.99	7.78	1.59	0.52	1.446	1.410
	ZCcon	-	MV	25.12	15.07	4.93	1.00	0.33	1.000	1.000
	Config W6 Z25025 G450	ZD030R	300	51.67	51.67	33.89	0.89	0.58	0.458	0.237
ZD050R		500	MVe	65.75	65.75	28.79	1.13	0.50	0.983	0.394
ZD100R		1000		76.79	76.79	31.35	1.32	0.54	1.339	1.161
ZD150R		1500		93.91	93.91	39.56	1.62	0.68	1.740	1.633
ZDcon		-	MV	58.06	58.06	15.45	1.00	0.27	1.000	1.000
Config W6 Z15016 G450		ZE018R	180	16.48	14.83	7.83	0.86	0.45	0.408	0.111
	ZE030R	300	MVe	19.51	17.56	8.24	1.02	0.48	0.700	0.236
	ZE060R	600		23.99	21.59	8.87	1.25	0.51	1.173	0.730
	ZE090R	900		22.87	20.58	7.22	1.19	0.42	1.196	1.065
	ZEcon	-	MV	19.19	17.27	4.52	1.00	0.26	1.000	1.000
	Config W6 Z25025 G450	ZF030R	300	34.55	51.83	27.11	0.90	0.47	0.455	0.121
ZF050R		500	MVe	46.23	69.35	33.59	1.20	0.58	0.576	0.359
ZF100R		1000		53.75	80.63	24.36	1.39	0.42	1.215	0.699
ZF150R		1500		58.87	88.31	21.84	1.53	0.38	1.593	1.168
ZFcon		-	MV	38.55	57.83	13.61	1.00	0.24	1.000	1.000

Notes: MVe: Section failure at the end of lap under combined bending and shear  
MV: Section failure at mid-span under combined bending and shear

Tabella 2-2 Risultati delle prove



Connessione overlap con Config. W4

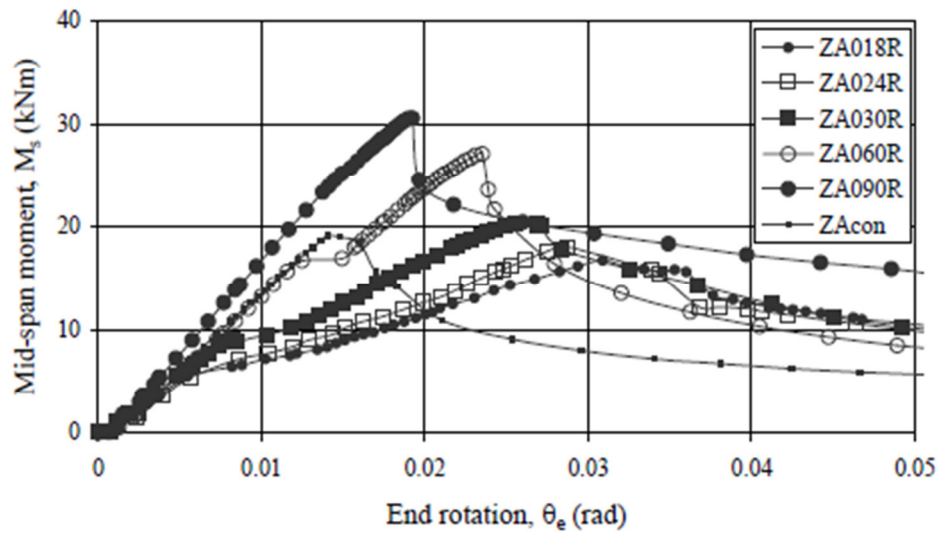


Connessione overlap con Config. W6

**Figura 2-4** Tipica modalità di crisi - Crisi della sezione alla fine della zona di overlap per azione combinata di momento e taglio



Test Series ZA: Z15016 with Config W4 and  $L_t = 2400$  mm



Test Series ZB Z25025 with Config W4 and  $L_t = 4000$  mm

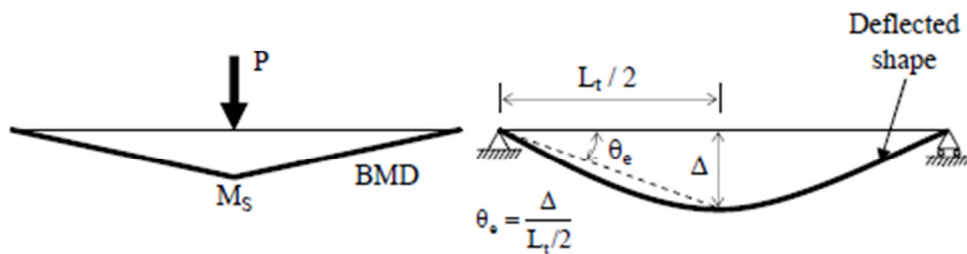
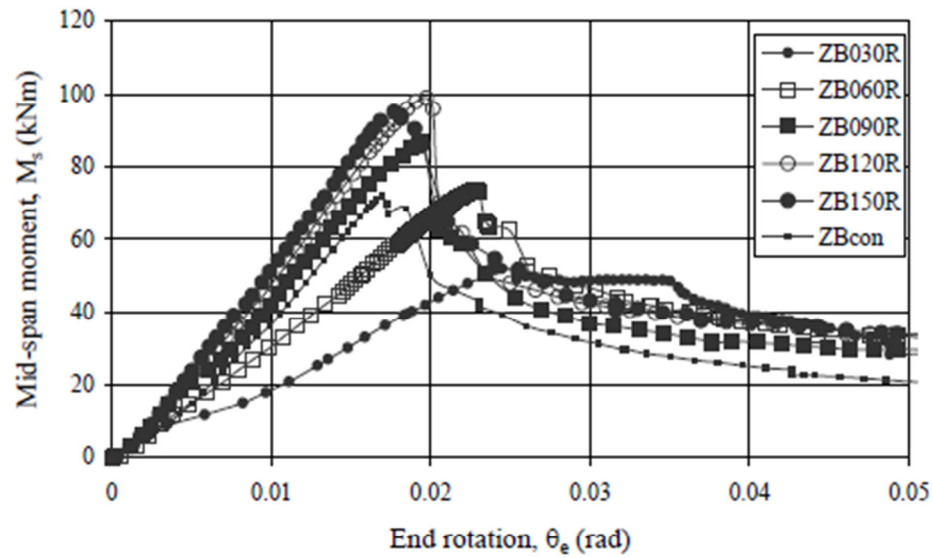
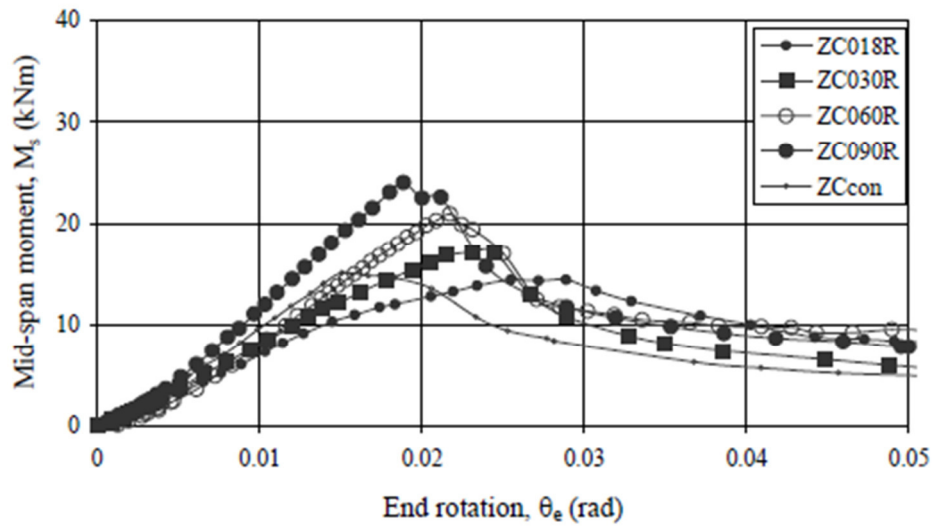


Figura 2-5-a Curve  $M_s-\theta_e$

Test Series ZC Z15016 with Config W6 and  $L_t = 2400$  mm



Test Series ZD Z25025 with Config W6 and  $L_t = 4000$  mm

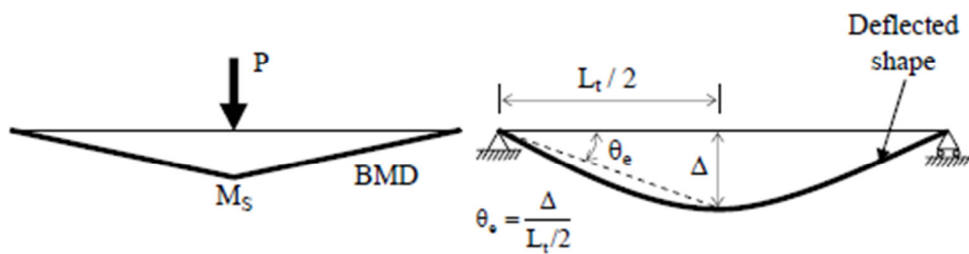
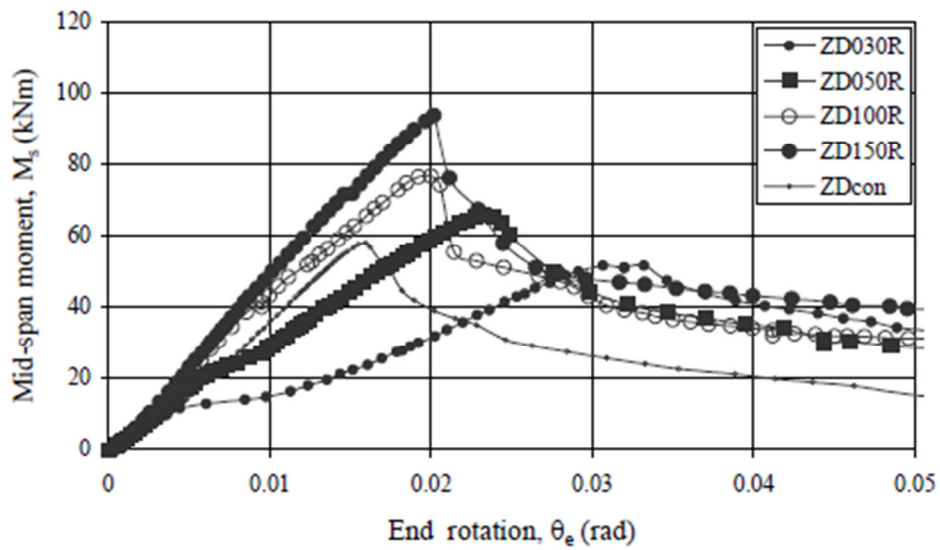
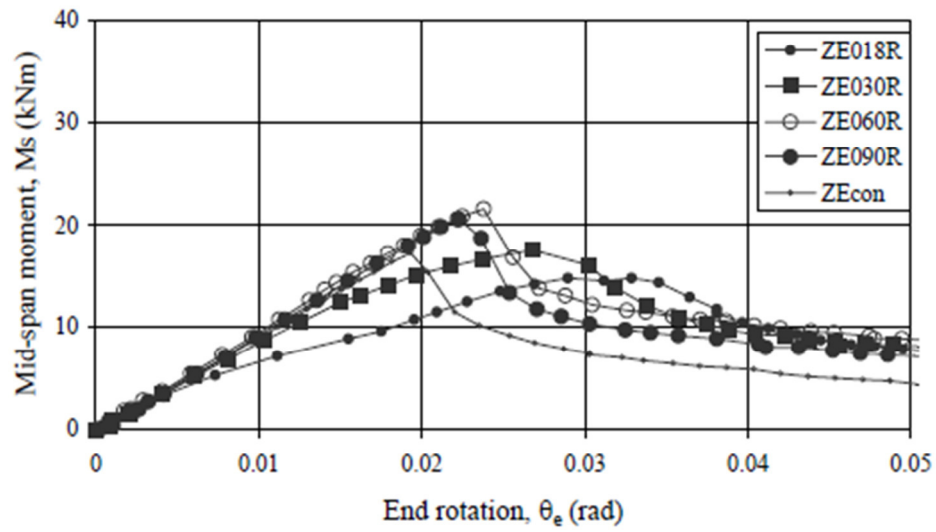


Figura 2-5-b Curve  $M_s-\theta_e$

Test Series ZE Z15016 with Config W6 and  $L_t = 3600$  mm



Test Series ZF Z25025 with Config W6 and  $L_t = 6000$  mm

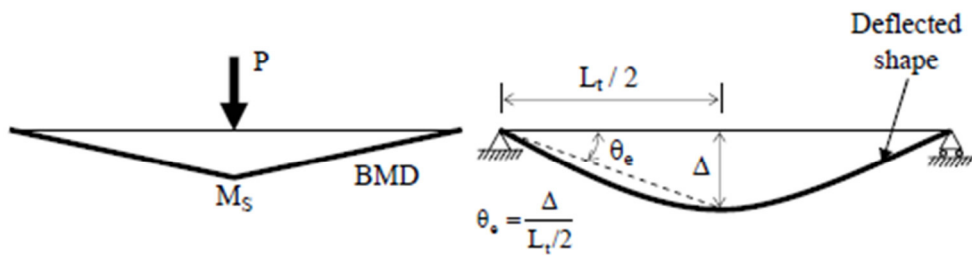
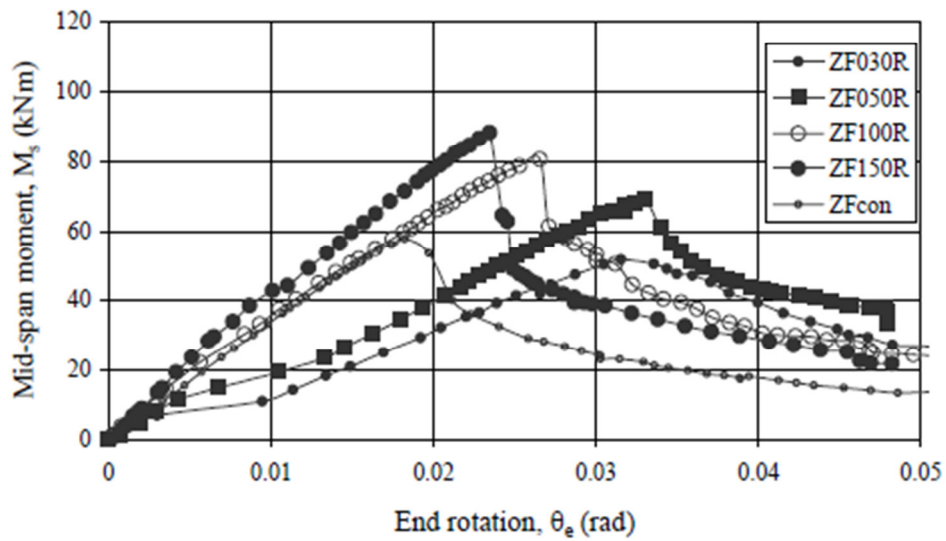


Figura 2-5-c Curve  $M_s-\theta_e$

### 2.4.1 Coefficienti della resistenza a flessione $\gamma_{max}$ $\gamma_{res}$

Al fine di quantificare l'aumento di resistenza di queste connessioni nei confronti della flessione, in [1] vengono definiti i rapporti  $\gamma_{max}$  e  $\gamma_{res}$  come segue:

$$\gamma_{max} = \frac{M_{max}}{M_{con}}$$

$$\gamma_{res} = \frac{M_{res}}{M_{con}}$$

dove:

$M_{max}$  è il massimo valore di momento ottenuto da un test di carico a tre punti sulla connessione overlap;

$M_{res}$  è il momento ultimo (residuo) ottenuto da un test di carico a tre punti sulla connessione overlap;

$M_{Con}$  è il momento ottenuto da un test di controllo (prova di carico a tre punti) su un provino a sezione continua.

Va notato che tutti i valori dei momenti, registrati durante le prove, vengono valutati a metà campata per un confronto diretto. I valori di  $\gamma_{max}$  e  $\gamma_{res}$  si trovano in Tabella 2-2 e sono in funzione della lunghezza di overlap sull'altezza della sezione ( $2L_P/D$ ) in Figura 2-6 per un confronto immediato.

Poiché sia le dimensioni che la tensione di snervamento delle sezioni tra le serie di test risultano essere significativamente differenti dai valori nominali, il confronto deve essere limitato fra i campioni delle prove della stessa serie. Va notato che:

#### *Config. W4*

Nelle prove della serie ZA, i valori di  $\gamma_{max}$  sono compresi tra 0,88 e 1,60 per i provini Z15016 G450. Per le prove sulle connessioni con Z25025 G450 nella serie

ZB, i valori di  $\gamma_{\max}$  sono fra 0,79 e 1,49. Il valore  $\gamma_{\max}=1$  può essere ottenuto con  $2L_p/D \geq 2.0$ . Il rapporto  $\gamma_{\text{res}}$  delle sezioni con overlap hanno valori compresi tra 0,42 e 0,79 mentre per le sezioni continue  $\gamma_{\text{res}}=0,29$ .

*Config. W6*

Nelle prove della serie ZC, i valori di  $\gamma_{\max}$  sono compresi tra 0,96 e 1,59 per i provini Z15016 G450. Per le prove sulle connessioni con Z25025 G450 nella serie ZD, i valori di  $\gamma_{\max}$  sono fra 0,89 e 1,62. Il valore  $\gamma_{\max}=1$  può essere ottenuto con  $2L_p/D \geq 2.0$ . Il rapporto  $\gamma_{\text{res}}$  delle sezioni con overlap hanno valori compresi tra 0,39 e 0,68 mentre per le sezioni continue  $\gamma_{\text{res}}=0,27$

Inoltre, nelle prove della serie ZE, i valori di  $\gamma_{\max}$  sono compresi tra 0,86 e 1,25 per i provini Z15016 G450. Per le prove sulle connessioni con Z25025 G450 nella serie ZF, i valori di  $\gamma_{\max}$  sono fra 0,90 e 1,53. Il valore  $\gamma_{\max}=1$  può essere ottenuto con  $2L_p/D \geq 2.0$ . Il rapporto  $\gamma_{\text{res}}$  delle sezioni con overlap ha valori compresi tra 0,42 e 0,58 mentre per le sezioni continue  $\gamma_{\text{res}}=0,24$

Dopo questa analisi si possono trarre le seguenti conclusioni:

- in generale, i rapporti  $\gamma_{\max}$  e  $\gamma_{\text{res}}$  risultano essere direttamente proporzionali alla lunghezza di overlap. Inoltre, le connessioni dimostrano l'efficacia nel fornire pieno trasferimento del momento tra le sezioni sovrapposte, definite "*full strenght laps*", per quei provini con lunghezza di sovrapposizione dei profili pari ad almeno due volte l'altezza della sezione;
- queste connessioni non mostrano comportamento duttile quando viene raggiunto il momento massimo a causa di una grave distorsione della sezione trasversale. Comunque per grandi deformazioni, il rapporto  $\gamma_{\text{res}}$  può essere prudentemente preso pari a 0,38 per tutte le connessioni overlap

studiate nel programma di prove, mentre lo stesso rapporto relativo alle sezioni continue è inferiore e vale 0,24.

E' importante notare che tutti i valori di  $\gamma_{\max}$  e  $\gamma_{\text{res}}$  vengono valutati nel centro delle connessione overlap per un confronto diretto fra i dati di tutte le serie di test. Tuttavia, in tutti i test, la crisi dell'elemento avviene alla fine della zona di sovrapposizione per effetto combinato di taglio e momento. In [1] viene eseguita quindi anche una indagine dettagliata sulla distribuzione delle forze all'interno della zona sovrapposta per la una valutazione della resistenza della sezione nei confronti di flessione e taglio combinati all'estremità delle sezioni collegate.

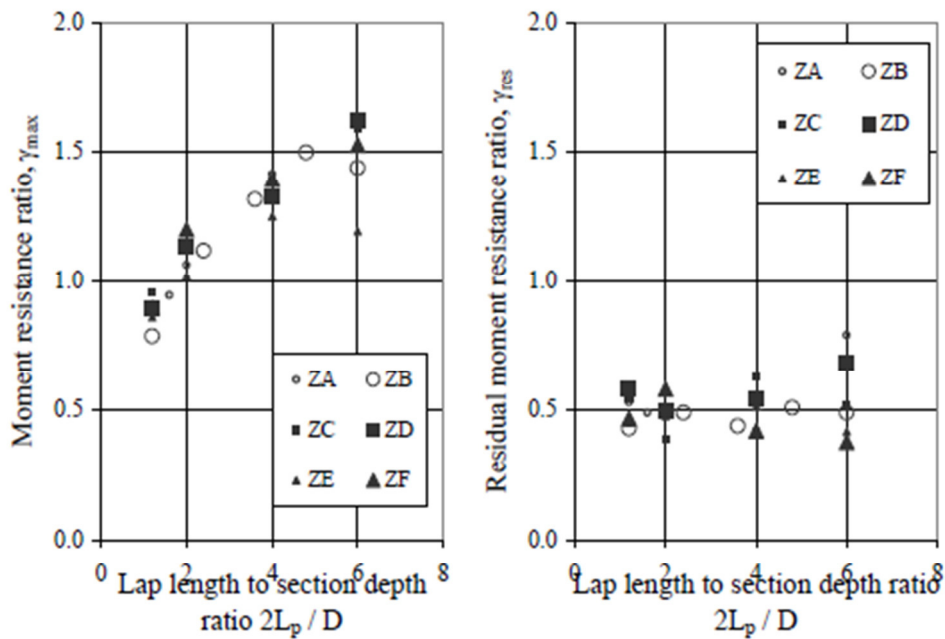


Figura 2-6 Resistenza a flessione delle connessioni overlap ( $\gamma_{\max}$  e  $\gamma_{\text{res}}$ ). Confronto con la configurazione dei bulloni e la lunghezza della campata di prova

## 2.4.2 Rapporti di rigidezza flessionale $\alpha_i$ $\alpha_f$

Al fine di quantificare l'aumento di rigidezza delle connessioni con overlap nei confronti della flessione, in [1] vengono valutati i rapporti di rigidezza flessionale efficace,  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  dei collegamenti overlap sotto i carichi applicati minimi e massimi, definiti come segue:

$$\alpha_i = \frac{(EI)_i}{EI}$$

$$\alpha_f = \frac{(EI)_f}{EI}$$

dove:

$(EI)_i$  è la rigidezza flessionale efficace iniziale, ottenuta dal test a tre punti per valori di carico di bassa entità.

$(EI)_f$  è la rigidezza flessionale efficace finale, ottenuta dal test a tre punti per il carico massimo applicato.

$EI$  è la rigidezza flessionale ottenuta dal test a tre punti sulla sezione continua.

Per la valutazione dei rapporti  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  dei collegamenti, si fa riferimento all'Appendice. I valori di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  sono riassunti nella Tabella 2-2 e sono rappresentati in funzione della lunghezza di sovrapposizione,  $2L_p$ , e dell'altezza della sezione,  $D$ , nelle Figure 2-7 e 2-8 per il confronto. Va notato che:

- *Config.W4*

Per le connessioni fra profili Z15016 G450 nelle prove della serie ZA, i valori di  $\alpha_i$  sono compresi fra 0,369 e 1,400 mentre  $\alpha_f$  fra 0,103 e 1,212.

Per le connessioni fra i profili Z25025 G450 della serie ZB, i rapporti valgono  $0,334 \leq \alpha_i \leq 1,516$  e  $0,223 \leq \alpha_f \leq 1,415$ .

- *Config.W6*

Per le connessioni fra profili Z15016 G450 nelle prove della serie ZC, i valori di  $\alpha_i$  sono compresi fra 0,378 e 1,446 mentre  $\alpha_f$  fra 0,103 e 1,410.

Per le connessioni fra i profili Z25025 G450 della serie ZD, i rapporti valgono  $0,458 \leq \alpha_i \leq 1,740$  e  $0,237 \leq \alpha_f \leq 1,633$ .

Inoltre, nelle prove della serie ZE (Z15016 G450), i valori di  $\alpha_i$  sono compresi fra 0,408 e 1,196 mentre  $\alpha_f$  fra 0,111 e 1,065. Per le connessioni fra i profili Z25025 G450 della serie ZF, i rapporti valgono  $0,445 \leq \alpha_i \leq 1,593$  e  $0,121 \leq \alpha_f \leq 1,168$ .

In [1] vengono messi in risalto i seguenti aspetti:

- come mostrato in Figura 2-7, i valori di entrambi i rapporti  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  sono direttamente proporzionali alla lunghezza di overlap. Per i collegamenti con rapporti  $2L_p/D$  piccoli, i valori di  $\alpha$  sono piccoli, a causa delle grandi deformazioni che si verificano nell'anima del profilo intorno ai fori dei bulloni per le grandi sollecitazioni a cui sono sottoposti. Per i collegamenti con rapporti di  $2L_p/D$  elevati, i collegamenti dimostrano essere altamente efficaci con valori di  $\alpha$  che si avvicinano a quelli delle sezioni continue, e queste connessioni vengono definite “*full stiffness laps*”, per i quali i valori di  $\alpha$  risultano vicini o addirittura maggiori dell'unità. Inoltre, i valori di  $\alpha$  relativi alle connessioni con *Config.W6* sono spesso più grandi di quelli con *Config.W4* dal 3 al 15%, grazie all'aumento di rigidità fornito dai due bulloni aggiuntivi;
- per i collegamenti overlap con *Config.W6* ma con campate di prova differenti, i valori di entrambi i rapporti  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  risultano notevolmente



ridotti se la lunghezza della campata aumenta, come mostrato nella Figura 2-8. Questo vale per le connessioni con profili di altezza differente e con diverse lunghezze di overlap. Di conseguenza, è dimostrato che la rigidità flessionale efficace di una connessione overlap dipende non solo i livelli di carico e dal rapporto  $2L_p/D$ , ma anche dal rapporto tra la lunghezza di sovrapposizione e quella della campata ( $2L_p/L_t$ ).

- Va notato che, per i collegamenti con piccoli valori di  $2L_p/D$ , le differenze fra i valori di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  sono considerevoli, mentre diminuiscono nei collegamenti con rapporti di  $2L_p/D$  elevati, come mostrato nella Figura 2-9.

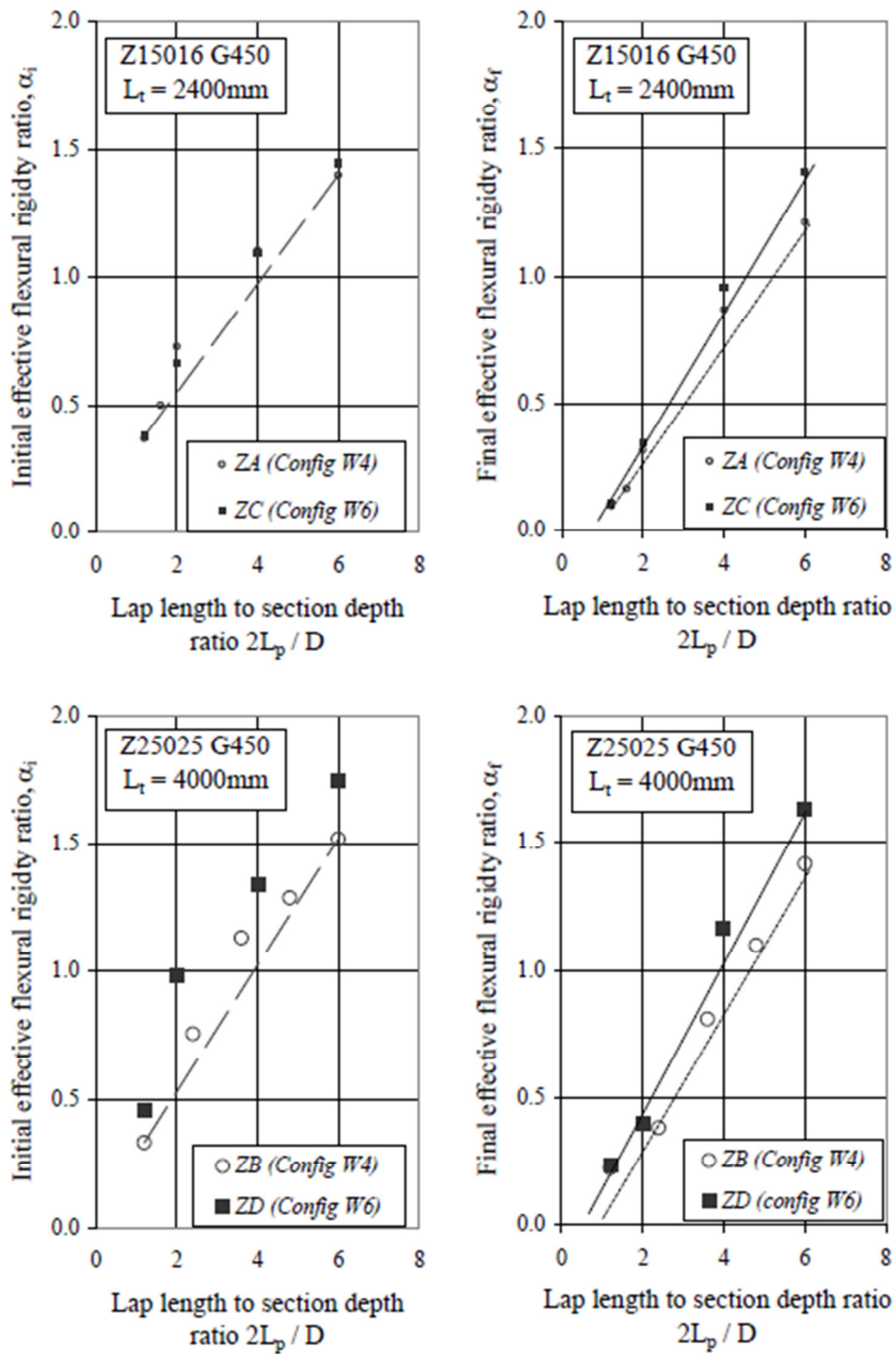


Figura 2-7 Rapporti di rigidità a flessione effettiva delle connessioni “overlap” ( $\alpha_i$  e  $\alpha_f$ ) in confronto alle configurazioni dei bulloni

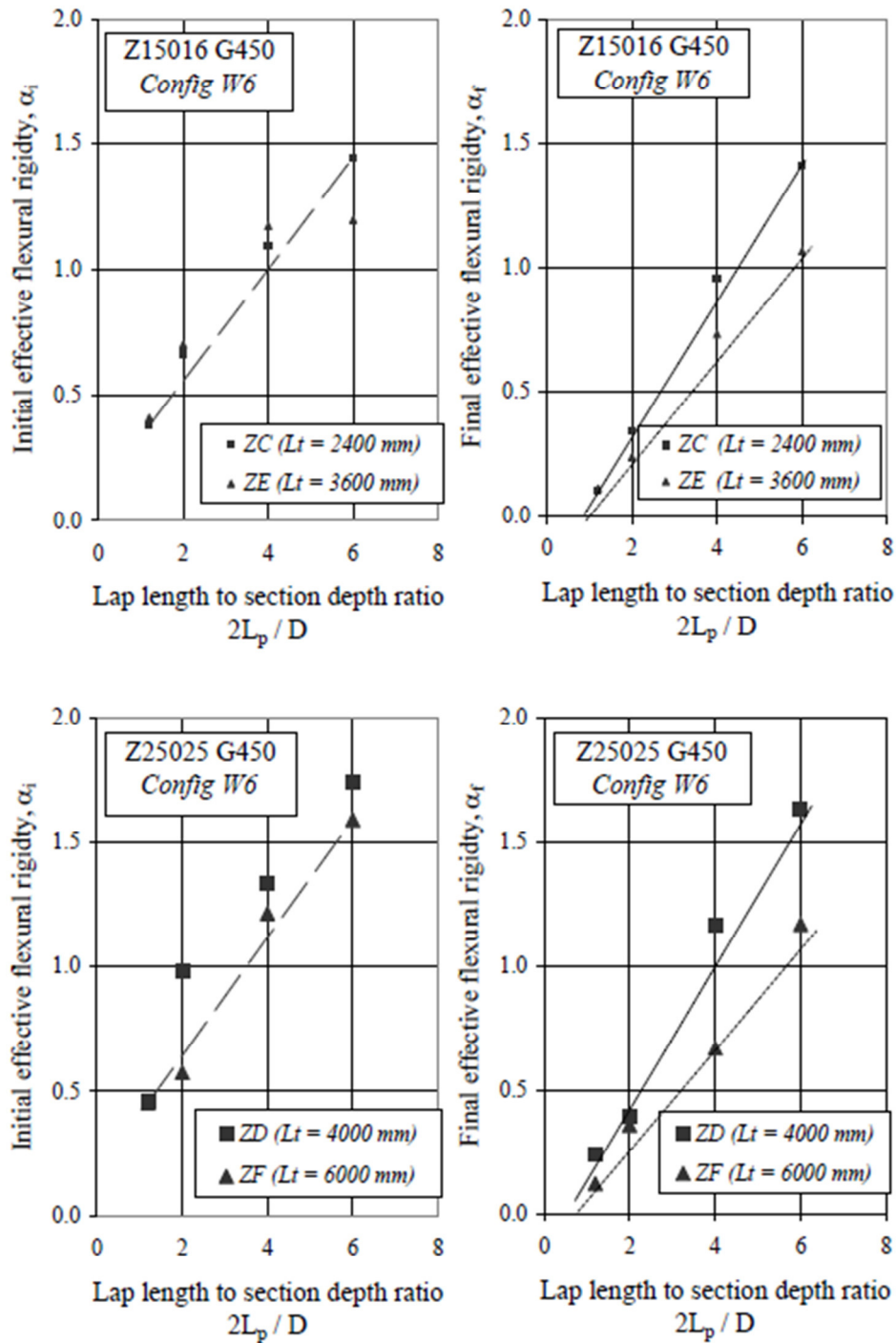


Figura 2-8 Rapporti di rigidità a flessione effettiva delle connessioni “overlap” ( $\alpha_i$  e  $\alpha_f$ ) in confronto alla lunghezza della campata di prova

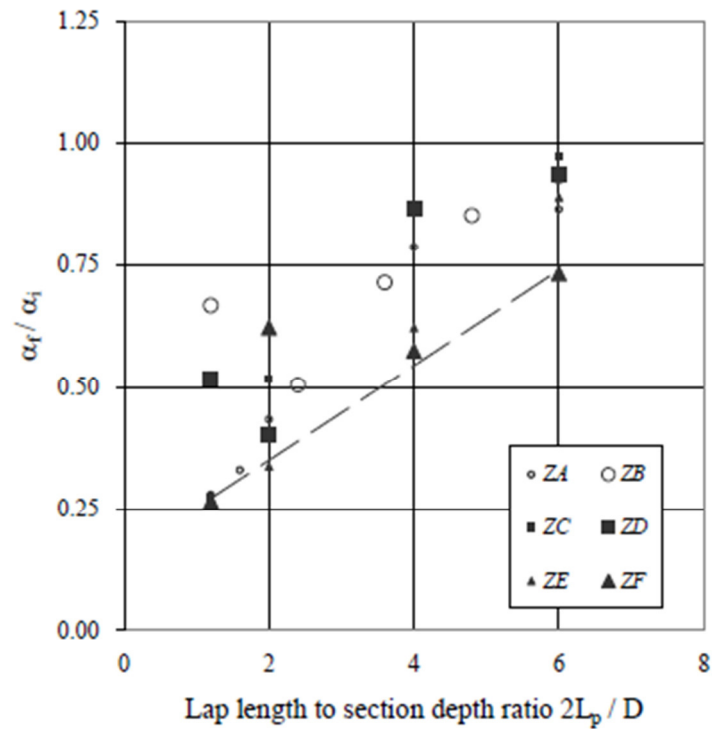


Figura 2-9 Rapporto fra rigidezza flessionale finale e iniziale ( $\alpha_f/\alpha_i$ ) in confronto alle configurazioni dei bulloni e la lunghezza della campata di prova

## 2.5 Conclusioni

Al fine di valutare le prestazioni strutturali dei sistemi “overlap” fra profili a “Z” in acciaio formati a freddo, in [1] vengono effettuate un totale di 26 prove su collegamenti “overlap”. In tutti i test, la crisi della sezione avviene alla fine della zona di sovrapposizione a causa della concomitanza di taglio e momento flettente. Si dimostra, inoltre, che sia il momento ultimo che la rigidezza flessionale di questo tipo di sistemi dipendono non solo dal rapporto tra la lunghezza di sovrapposizione e l’altezza della sezione ( $2L_p/D$ ), ma anche dal rapporto fra la lunghezza di “overlap” e la lunghezza del profilo ( $2L_p/L_t$ ). Quindi, l’ipotesi che le sezioni con “overlap” abbiano sempre resistenza e rigidezza doppia a causa del

sistema composto da due profili, non sempre è corretta. Inoltre, si dimostra che è possibile realizzare sistemi “full strength laps” per  $2L_p/D \geq 2$  e “full stiffness laps” per  $2L_p/D \geq 4$ . Le connessioni con *Config.W6* si rivelano più rigide rispetto a quelle con *Config.W4* dal 3 al 15%. Le differenze diminuiscono all’aumentare delle lunghezze di sovrapposizione.

L’indagine sperimentale fornisce non solo un contributo essenziale per la comprensione del comportamento strutturale di collegamenti overlap, ma anche dati per la taratura delle norme di progettazione per i sistemi di arcarecci multi-span con “overlap” nella realizzazione dei moderni *sistemi-tetto*.

### Appendice - Rigidezza flessionale delle connessioni overlap

Come mostrato in [1] nella Figura 2-3, la rigidezza flessionale efficace dei sistemi “overlap” è assunta pari ad  $\alpha EI$ . Sulla base del Principio dei Lavori Virtuali, l’abbassamento verticale del provino in mezzeria,  $\Delta$ , può essere espresso come segue:

$$\Delta = \frac{1}{48} \left[ 1 - (\beta^2 - 3\beta - 3)\beta \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \right] \frac{PL^3}{EI}$$

dove:

$$\beta = 2L_p/L_t$$

P è il carico applicato

$L_t$  è la lunghezza del provino in esame

Dopo alcuni passaggi matematici, si ottiene:

$$\left( \frac{\Delta}{P} \right)_i = \frac{1}{48} \left[ 1 - (\beta^2 - 3\beta - 3)\beta \left( \frac{1 - \alpha_i}{\alpha_i} \right) \right] \frac{L^3}{EI} = \frac{1}{S_i}$$

$$\left(\frac{\Delta}{P}\right)_f = \frac{1}{48} \left[ 1 - (\beta^2 - 3\beta - 3)\beta \left( \frac{1 - \alpha_f}{\alpha_f} \right) \right] \frac{L^3}{EI} = \frac{1}{S_f}$$

dove:

$S_i$  è l'inclinazione della curva forza-spostamento in mezzeria (P- $\Delta$ ) relativa al provino in esame soggetto a carico di bassa entità;

$S_f$  è l'inclinazione della curva (P- $\Delta$ ) relativa al carico massimo applicato;

$\alpha_i$  è la rigidezza flessionale del sistema overlap per carico di bassa entità;

$\alpha_f$  è la rigidezza flessionale del sistema "overlap" soggetto a  $P_{max}$ .

I valori di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  possono essere facilmente ottenuti dalla curva (P- $\Delta$ ) che si ricava dalla prova a tre punti del provino come nella figura 2-11:

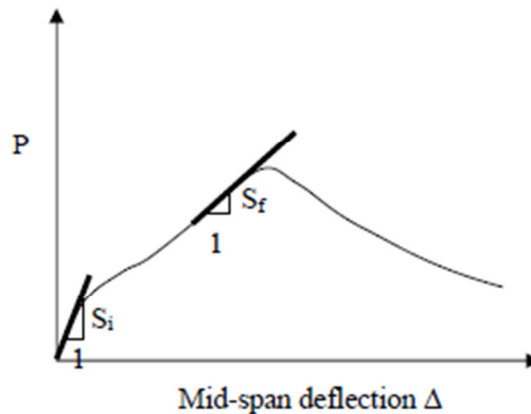


Figura 2-11 Curva P- $\Delta$

Quindi, i valori di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  si potrebbero ricavare risolvendo le equazioni  $\left(\frac{\Delta}{P}\right)_i$  e  $\left(\frac{\Delta}{P}\right)_f$ , rispettivamente, attraverso iterazioni.

## **3 Indagine numerica sulle connessioni overlap fra profili a Z formati a freddo**

### **3.1 Introduzione**

In questo capitolo vengono presentati i dettagli di una indagine numerica sulle prestazioni strutturali delle connessioni overlap fra i profili a Z in acciaio ad alta resistenza formati a freddo. L'obiettivo è quello di condurre uno studio comparativo (Capitolo 4) fra i risultati sperimentali ottenuti in [1], riportati nel Capitolo 2 in modo completo, con quelli ricavati dalla *modellazione agli Elementi Finiti (FEM)* di arcarecci a più campate realizzati con profili a Z sovrapposti.

Negli ultimi decenni, la simulazione numerica ha attirato l'attenzione di molti ricercatori in varie discipline scientifiche. I notevoli progressi in questo campo hanno portato allo sviluppo di molti software specializzati. Nel campo dell'ingegneria strutturale, l'evoluzione di questi sistemi di simulazione consentono oggi la costruzione di un modello matematico, sviluppato mediante un elaboratore elettronico. L'analisi di problemi strutturali attraverso il metodo degli Elementi Finiti può fornire informazioni dettagliate sulla distribuzione delle tensioni nelle strutture. Tali informazioni, infatti, non sono facilmente reperibili dalle prove sperimentali quindi l'indagine numerica può essere utilizzata per fornire dati supplementari per una migliore comprensione del problema. Inoltre, gli studi sui modelli agli Elementi Finiti possono essere eseguiti per migliorare la progettazione strutturale.

## 3.2 Obiettivi

Considerando i risultati ottenuti in [1], è stato scelto come oggetto di studio una delle serie di prove a 3 punti, in particolare la serie ZB relativa ai profili Z25025 G450, per eseguire la modellazione FEM di profili a Z con overlap. Il modello è stato realizzato attraverso il programma *Straus7 rel. 2.3.3*, codice generale ad Elementi Finiti, prodotto da G + D Computing (Australia).

Gli obiettivi di questo studio numerico sono i seguenti:

- valutare la resistenza e la rigidezza delle connessioni “overlap” con diverse lunghezze di sovrapposizione per una corretta e razionale comprensione del comportamento di sistemi di arcarecci a più campate con sovrapposizioni al fine della progettazione;
- esaminare la resistenza e le caratteristiche di deformazione delle connessioni bullonate fra sezioni Z sovrapposte e confrontarle con i dati dell’intero modello;
- verificare gli studi teorici e le norme di progettazione proposte per la realizzazione di connessioni overlap.

Quindi, in questo capitolo viene descritta l’indagine numerica condotta in modo sistematico per esaminare l’idoneità degli elementi plate implementati in *Straus7* e varie configurazioni di mesh per la modellazione del comportamento strutturale delle sezioni a Z sovrapposte. Un certo numero di modelli ad elementi finiti con elementi di tipo quadrangolare sono stati realizzati con configurazioni di mesh differenti per studiare la sensibilità del modello.

Sono state incorporate nel modello le non linearità delle proprietà meccaniche e geometriche così come le condizioni al contorno e di contatto.



I modelli verranno poi calibrati confrontando i risultati ottenuti con quelli pubblicati in [1] ottenuti dai test di laboratorio per diverse lunghezze di sovrapposizione dei profili. Inoltre è stato modellato anche un arcareccio continuo delle stesse dimensioni di quelli con “overlap” per confrontare i risultati.

La presente inchiesta numerica mira a testare la tecnica degli Elementi Finiti nella modellazione del complesso comportamento di profili a Z con overlap, attraverso collegamenti bullonati, che manifestano comportamenti di instabilità locale, distorsionale e globale se sottoposti a condizione di flessione e taglio combinati.

### 3.3 Configurazione della connessione overlap

Al fine di collegare i profili in modo efficace, viene considerata una semplice configurazione di 6 bulloni, Config.W4 [1], per realizzare la connessione overlap. La connessione bullonata scelta ha come vantaggio anche la facilità d’installazione.

Si ricordano brevemente le caratteristiche della Config. W4:

- solo le anime delle sezioni sono imbullonate fra loro le quali, a loro volta, sono collegate alle travi principali attraverso dispositivi *cleat*;
- vengono inseriti sei bulloni di collegamento al fine di realizzare una semplice connessione fra i profili: quattro bulloni esterni per resistere a momento e due bulloni interni per resistere a carico laterale, come mostrato in Figura 3-1;
- le flange delle sezioni non sono collegate.

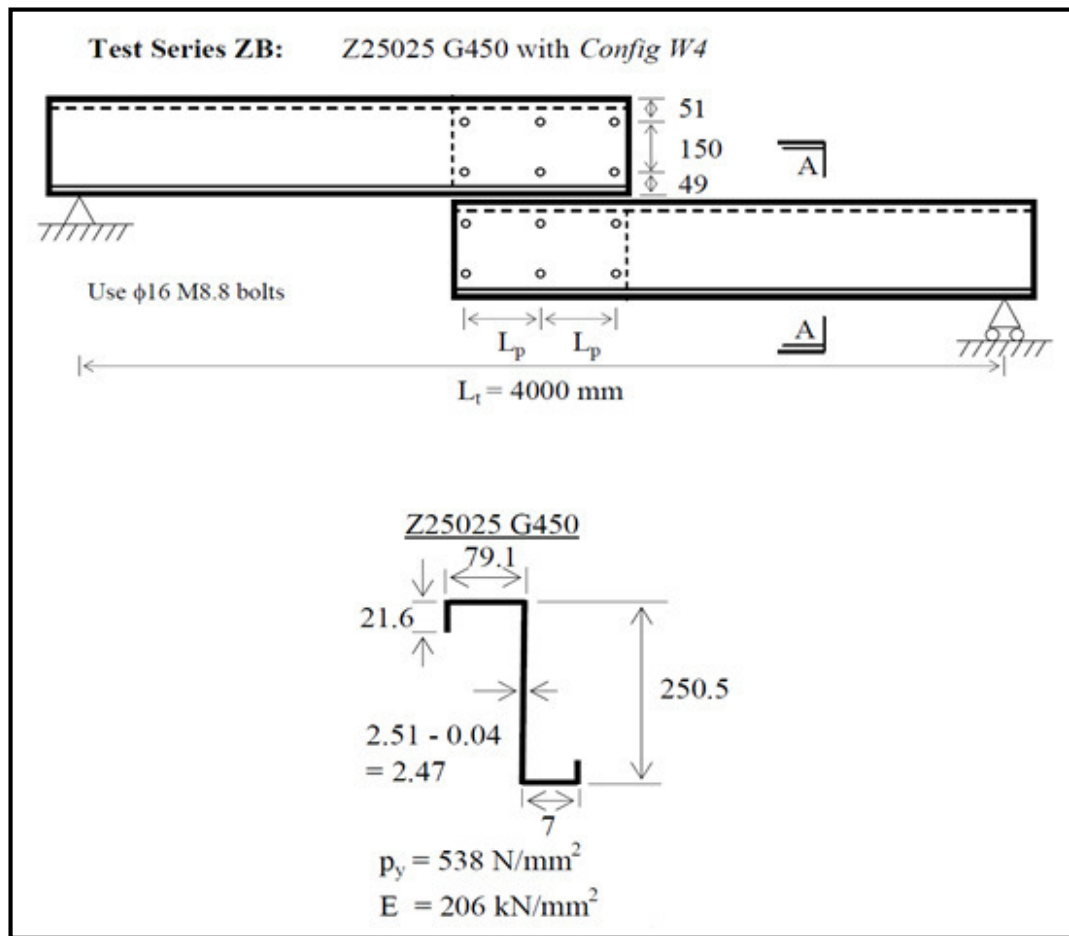


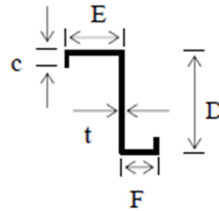
Figura 3-1 Caratteristiche del collegamento e proprietà di uno dei provini Z25025 G450 (serie ZB)

### 3.4 Il modello FEM per profili a Z con overlap

#### 3.4.1 Caratteristiche generali

Per studiare il comportamento strutturale degli arcarecci realizzati con sovrapposizione di profili, sono stati modellati con *Straus7* i provini della serie ZB i cui dati geometrici e le caratteristiche meccaniche del materiale sono riportati nella Tabella 3-1. Le prove di questa serie si distinguono per la lunghezza

di sovrapposizione dei profili ( $L_p$ ) mentre la lunghezza della campata di prova è sempre 4 m.



Test	Test span $L_t$	Lap length $2L_p$	Section dimensions				Measured yield strength $P_y$	Measured Young's Modulus $E$		
			D	E	F	c			t	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )	
Z25025 G450	ZB030R	300	250.8	79.4	73.3	21.5	2.52	537	206	
	ZB060R	600	250.4	79.2	73.5	21.6	2.51			
	ZB090R	4000	900	250.7	78.9	73.5	21.6			2.50
	ZB120R	1200	250.9	79.1	73.9	21.5	2.50			
	ZB150R	1500	250.4	78.9	73.3	21.6	2.51			
	ZBcon	4000	-	250.8	79.4	74.1	21.8			2.52

Tabella 3-1 Proprietà geometriche e meccaniche della serie ZB

In particolare sono stati realizzati i modelli FEM di 3 di queste prove per confronto. Per tutti i modelli, il sistema considerato è quello di un arcareccio realizzato con due profili sovrapposti semplicemente appoggiati alle estremità per cercare di riprodurre la prova di carico a tre punti eseguita in [1]. Fra questi, la differenza consiste solo nella lunghezza di sovrapposizione  $L_p$ . Gli elementi utilizzati per formare la mesh sono *Plate/Shell ad 8 nodi*. Il materiale è modellato con isotropo e le caratteristiche meccaniche considerate per i profili sono:

- $E= 206000$  MPa (modulo di Young);
- $\nu= 0,3$  (modulo di Poisson).

Il comportamento del materiale è di tipo elastoplastico con un minimo contributo di incrudimento per il quale il limite di snervamento è posto pari a 537 MPa, Figura 3-2.

Il carico viene applicato alla struttura in corrispondenza dei fori dei bulloni sotto forma di forze concentrate. L'analisi eseguita è di tipo non lineare sia per materiale che per geometria ed è implementata in Straus7 con il metodo di Newton-Raphson. Le forze, quindi, vengono applicate in modo incrementale attraverso i *load-increment* stabiliti prima di effettuare l'analisi.

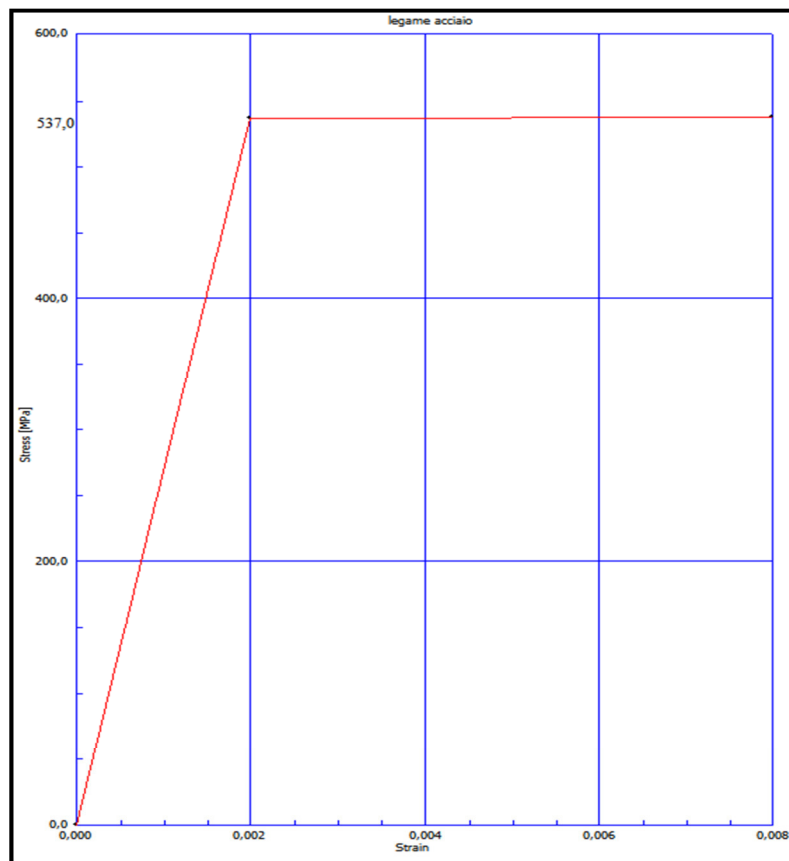


Figura 3-2 Legame  $\sigma$ - $\epsilon$  dell'acciaio

### 3.4.2 Costruzione del modello

Come già annunciato nel paragrafo precedente, due dei profili a Z con overlap, riportati nella Tabella 3-1, sono stati modellati con *Straus7* attraverso Elementi Finiti. Per una chiara presentazione delle caratteristiche dei modelli realizzati si fa riferimento alla Figura 3-3, dove è riportato il modello ZB090R che contiene circa 20000 plate.

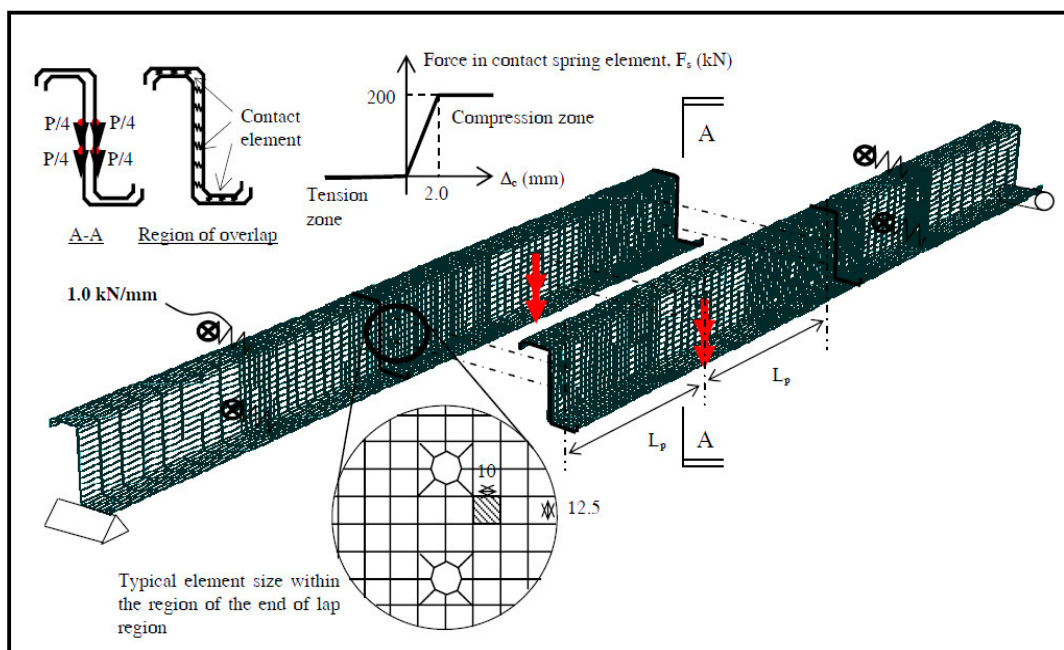


Figura 3-3 Modello agli elementi finiti di arcarecci con overlap -prova a tre punti-

Il modello realizzato possiede le seguenti caratteristiche:

#### 1. Quad8

I profili con overlap sono stati modellati con elementi quadrangolari a 8 nodi (Quad8) di tipo Plate/Shell comunemente denominati Plate. A differenza dell'elemento Quad4, il Quad8 possiede 8 nodi, 3 nodi per ogni lato, Figura 3-4. Si tratta di un

elemento detto Serendipity. La funzione di forma che lo descrive, Figura 3-5, è di secondo grado ma senza il termine quadratico misto  $x^2y^2$ .

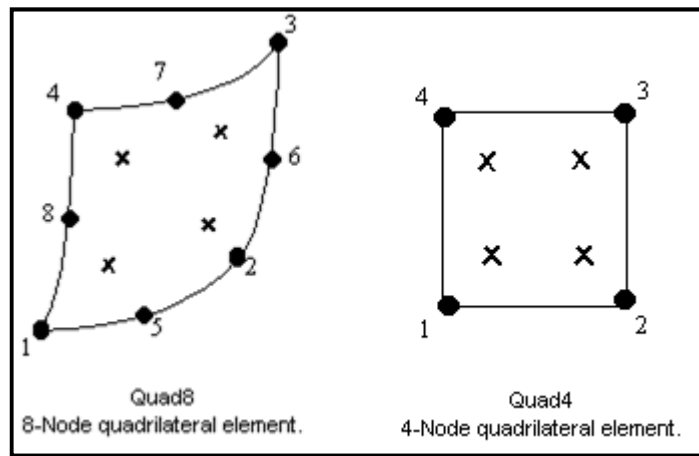


Figura 3-4 Elementi Finiti: Quad8 e Quad 4

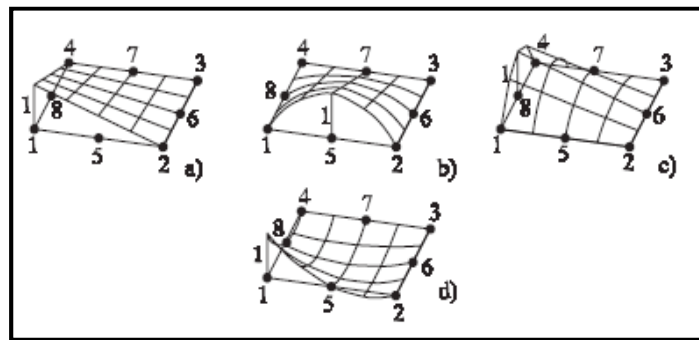


Figura 3-5 Elemento a 8 nodi : funzioni di forma

La geometria dell'elemento è specificata sul suo piano medio (superficie di riferimento) e lo spessore (membranale e flessionale) viene definito come un proprietà della sezione. I gradi di libertà concessi all'elemento sono 6 per ogni nodo:  $u_1, \vartheta_1, u_2, \vartheta_2, u_3, \vartheta_3$ . Figura 3-6.

La mesh di tutti i modelli è stata realizzata suddividendo l'anima, la larghezza delle ali e quella dei lip in 20, 8 e 4 elementi rettangolari

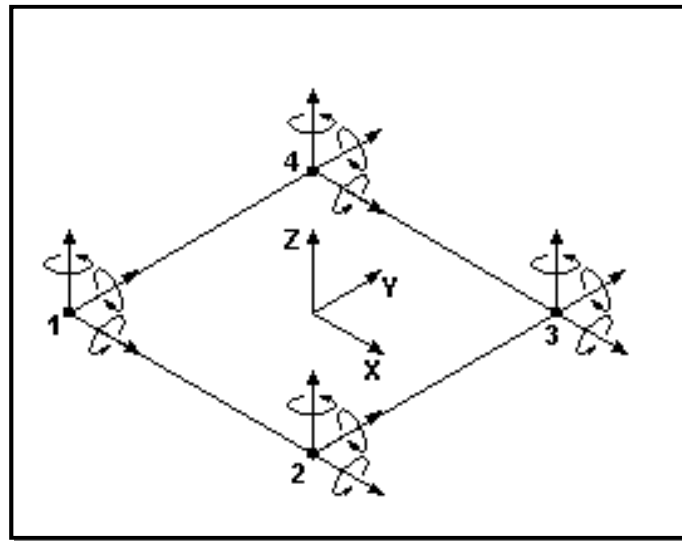


Figura 3-6 Illustrazione dei gradi di libertà di un elemento plate/shell

rispettivamente. Le dimensioni dei vari plate non sono tutte uguali lungo lo sviluppo longitudinale dell'arcareccio. Infatti, si è scelto di raffittire la mesh nelle zone di maggior interesse. In particolare, il raffittimento è stato eseguito alla fine della zona di sovrapposizione dei profili mentre agli estremi, dove sono vincolati, la mesh è più rada con elementi di dimensioni pari a circa 4 volte quelli realizzati nella zona di sovrapposizione. Questo è dovuto al fatto di evitare una concentrazione di tensione negli elementi vincolati e cercare di focalizzare il lavoro sulla zona d'interesse. Il modello ottimale per rappresentare il problema in questione è stato ottenuto dopo varie *prove di sensibilità della mesh*.

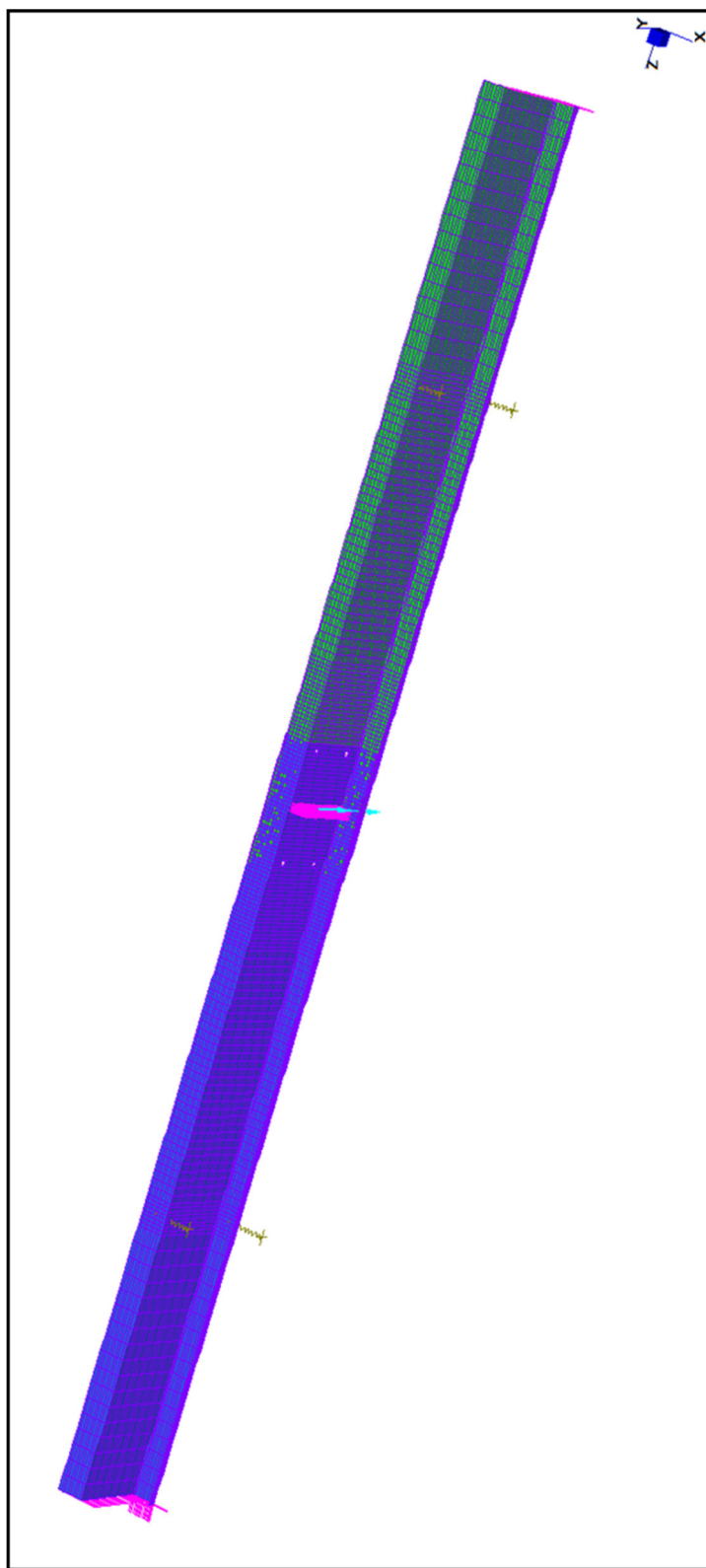


Figura 3-7 Modello FEM con elementi Quad8



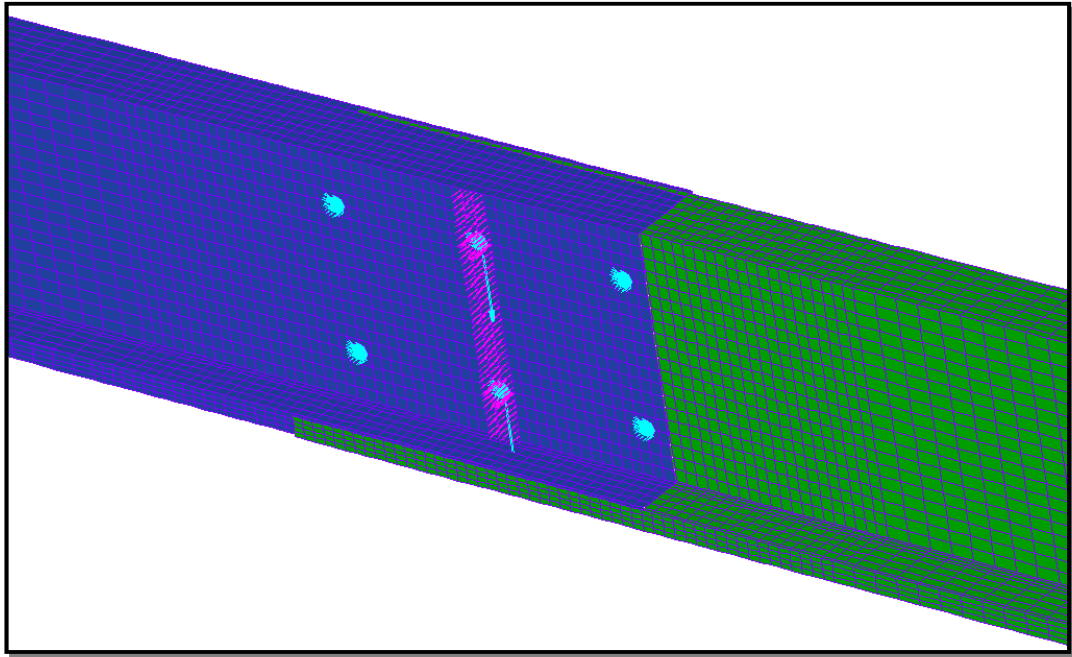


Figura 3-8 Particolare della zona di overlap

## 2. *Point contact*

Al fine di realizzare un modello il più possibile realistico, è stato necessario simulare la condizione di contatto fra i due profili nella zona di overlap. Questo è stato possibile attraverso l'ausilio di elementi *beam* implementati in Straus7 denominati *point-contact*, Figura 3-9. Questo particolare elemento viene utilizzato connettendo i rispettivi nodi delle superfici stesse. Tale elemento può essere di diversi tipi a seconda delle caratteristiche del contatto. Il contatto utilizzato nel modello è di tipo *normal*. Un elemento di contatto di questo tipo è attivo (c'è rigidezza) solo quando è in compressione, cioè quando la distanza fra i due nodi è minore di quella iniziale. Quando l'elemento è attivo esso può fornire un contributo di rigidezza in direzione sia assiale che laterale. La forza assiale prodotta è proporzionale all'accorciamento relativo, mentre la

parte laterale (comportamento ad attrito) dipende dallo spostamento relativo laterale fino alla fuoriuscita dal cono di attrito.

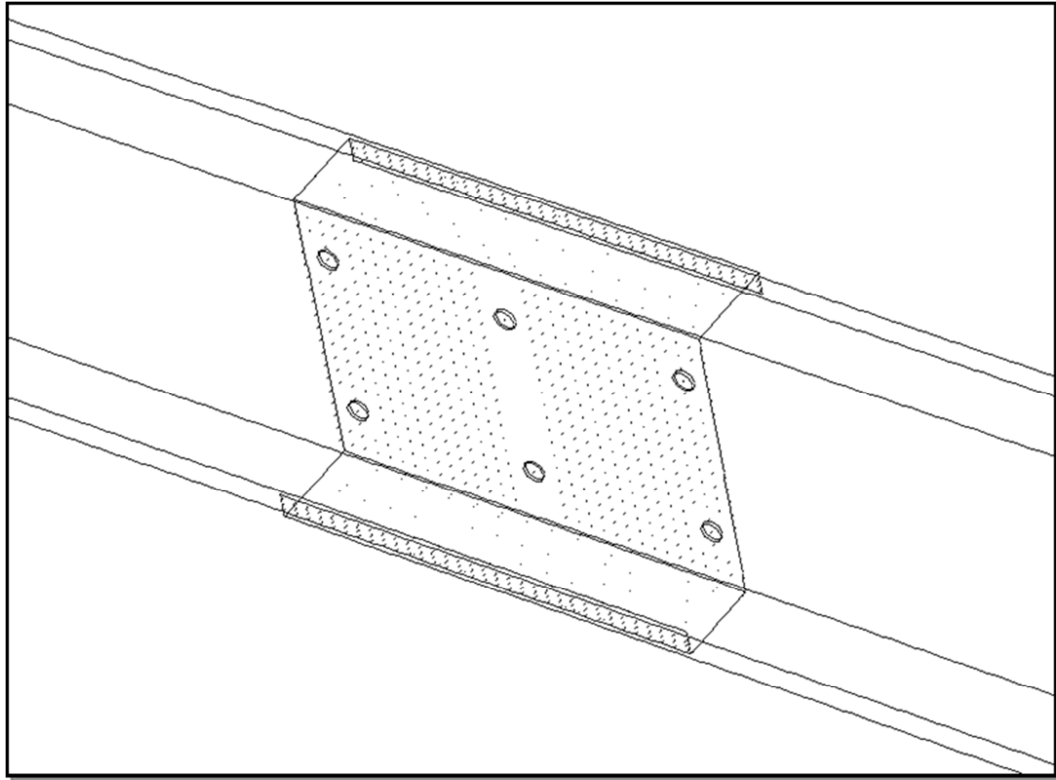


Figura 3-9 Point contact

La scelta dell'elemento *normal* è stata dettata dal fatto che, nella realtà, le due superfici sono a contatto da subito, quindi non c'è bisogno di una deformazione iniziale, seppur piccola, per portarle in condizione di contatto [17].

Per l'utilizzo di questi elementi è richiesta l'analisi non lineare mentre con il solutore lineare essi funzionano come elementi biella (truss).

A questo tipo di elemento è assegnabile un valore di rigidità iniziale non nullo, "initial stiffness", come stima iniziale della rigidità in condizioni di contatto. Questo valore è utilizzato dal solutore nella prima iterazione del primo incremento non-lineare. È stata attivata

anche l'opzione "dynamic stiffness", in modo tale che, nelle iterazioni successive, il solutore sostituisce il valore di rigidezza con uno più appropriato, dipendentemente dalle condizioni di contatto. Se la rigidezza iniziale è bassa, è naturale aspettarsi un valore notevole di compenetrazione nei materiali a contatto; in questo caso il solutore aumenta la rigidezza del "point contact" per diminuire tale compenetrazione. Per elementi di tipo "Normal" è possibile definire anche due coefficienti di attrito,  $C_1$  e  $C_2$ , che si riferiscono rispettivamente agli assi principali d'inerzia 1 e 2 dell'elemento. Essi controllano il valore massimo della forza laterale che può essere trasmessa per attrito.

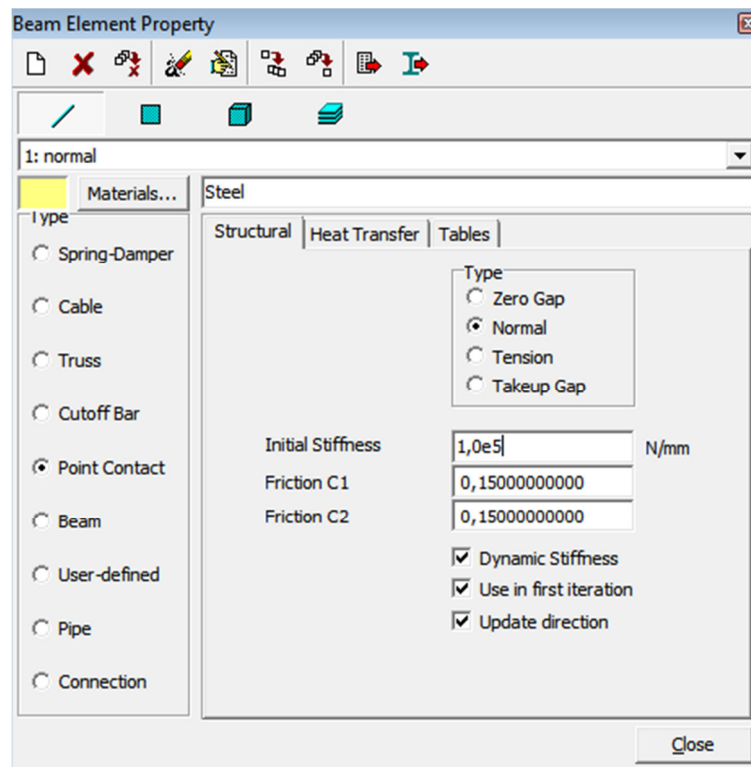


Figura 3-10 Proprietà point contact

Le dimensioni di tali elementi nel modello che si è realizzato sono: 0,2 mm lungo le flange; pari allo spessore del profilo lungo l'anima, il che cambia da modello a modello ma sempre pari a circa 2,5 mm e di circa 3 cm fra i lip delle flange. Le proprietà dei point contact sono riportate in Figura 4-10. La rigidezza iniziale è posta pari a  $1 \cdot 10^5$  kN/mm e i coefficienti di attrito  $C_1$  e  $C_2$  pari a 0,15, che esprimono un valore realistico per la condizione di attrito fra due superfici di acciaio.

### 3. Collegamento bullonato

Come riportato nel paragrafo 3.3, il collegamento fra le anime delle sezioni sovrapposte avviene attraverso sei bulloni 16M8.8. Nei modelli qui presentati essi vengono modellati come elementi *beam* aventi caratteristiche meccaniche del tutto simili a quelle dell'acciaio dei profili, Figura 3-11 e 3-12.

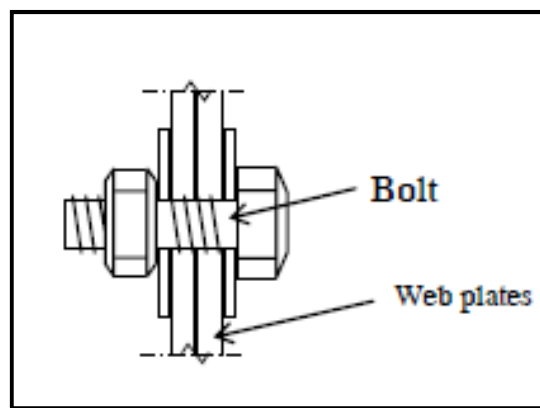


Figura 3-11 Collegamento bullonato

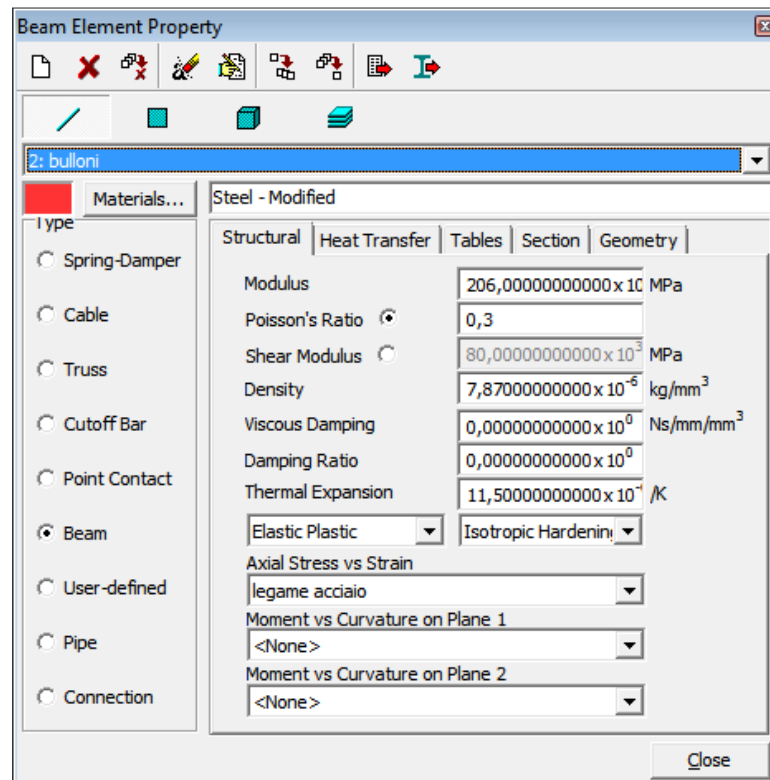


Figura 3-12 Proprietà dei bulloni

#### 4. Carico

Il carico viene applicato alla struttura attraverso forze concentrate applicate in corrispondenza dei fori dei bulloni centrali. Il carico iniziale è di 1kN diviso sui 4 bulloni che formano la sezione di mezzzeria della parte sovrapposta. Attraverso l'ausilio dell'analisi non lineare, il carico viene poi applicato per via incrementale attraverso i *load increment*.

#### 5. Vincoli

La struttura risulta semplicemente appoggiata in entrambi gli estremi. In particolare è stata vincolata lungo la direzione laterale (X) la flangia superiore in corrispondenza del punto di simmetria centrale; anche tutta

l'anima del profilo è stata vincolata in direzione X mentre la flangia inferiore è stata vincolata in direzione X, Y e Z in un estremo per simulare la cerniera e nell'altro in direzione X e Y per realizzare un carrello.

Sono inoltre presenti nel modello dei *point lateral restraint*, definiti in Straus7 come *traslational stiffness*. Sono un attributo dei nodi centrali dei due profili in corrispondenza delle flange. Questi fungono da vincolo per evitare lo sbandamento della sezione in direzione laterale (X). In [3] sono stati testati e la rigidezza è stata fissata al valore di 1 kN/mm.

In corrispondenza della sezione centrale dei profili, questi sono stati vincolati in direzione X per evitare lo sbandamento degli arcarecci fuori dal piano quando vengono applicati i carichi. La sollecitazione applicata così ai profili risulta di puro taglio nei bulloni, Figura 3-13.

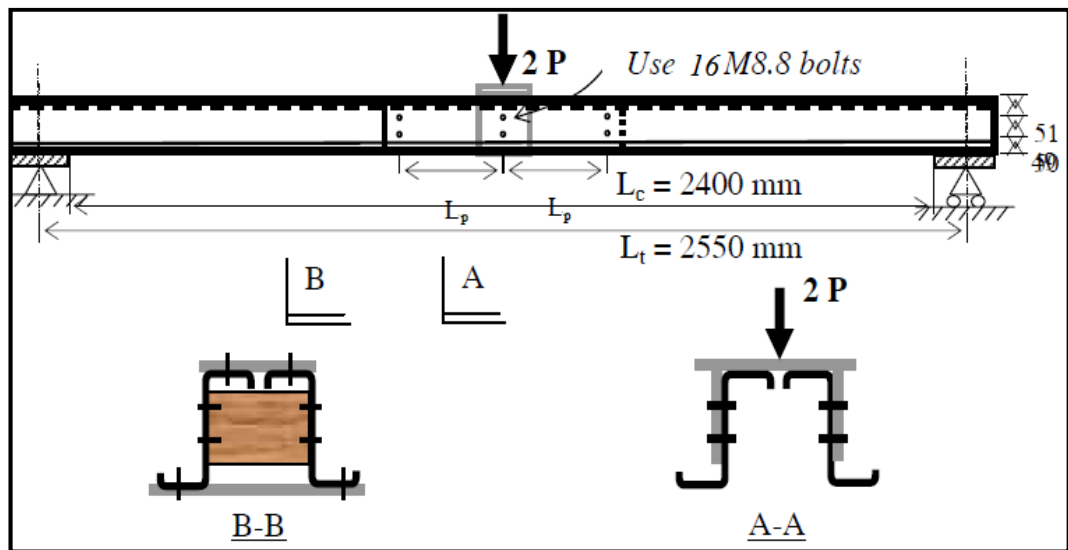


Figura 3-13 Assetto della prova

### 3.4.3 Analisi statica non lineare

L'analisi svolta sul modello sopra descritto è di tipo statica non lineare implementata in Straus7 con il metodo di Newton Raphson.

Sono state incluse nell'analisi sia la non linearità del materiale sia quella geometrica per una comprensione totale del problema.

Per la modellazione del materiale delle sezioni in acciaio formate a freddo, la non linearità del materiale è stata considerata attraverso l'inserimento della curva tensione-deformazione ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) in Figura 3-2 e il criterio di resistenza di Von-Mises, per consentire il raggiungimento del limite di snervamento nelle zone in cui si concentrano flessione e taglio combinati.

La non linearità geometrica, in generale, sorge quando i cambiamenti nella geometria della sezione, grandi o piccoli, hanno un effetto significativo sulla rigidezza della struttura. È stata quindi considerata nell'analisi per consentire le grandi deformazioni che occorrono a causa dei fenomeni d'instabilità locale e distorsionale.

La matrice di rigidezza della struttura viene aggiornata ad ogni iterazione. Per tutti i modelli sono state eseguite le analisi con circa 50 iterazioni e con un limite di riduzione del carico, per eventuali *sub increment*, pari all'1%.

## 3.5 Presentazione dei modelli in Straus7

In questo paragrafo vengono riportate le immagini dei modelli realizzati con Straus7 dei provini Z25025 della serie ZB. I risultati delle analisi invece, sono descritti nel Capitolo successivo per poi paragonarli a quelli delle prove riportati nel Capitolo 2.

- ZB030R;
- ZB090R;
- Zcon.

### 3.5.1 ZB030R

Il modello è formato da due profili sovrapposti per una lunghezza  $L_p=1,2D=300\text{mm}$ , dove  $D$  è l'altezza del profilo, uniti attraverso connessione bullonata. La lunghezza complessiva è  $L_t=4000\text{mm}$ .

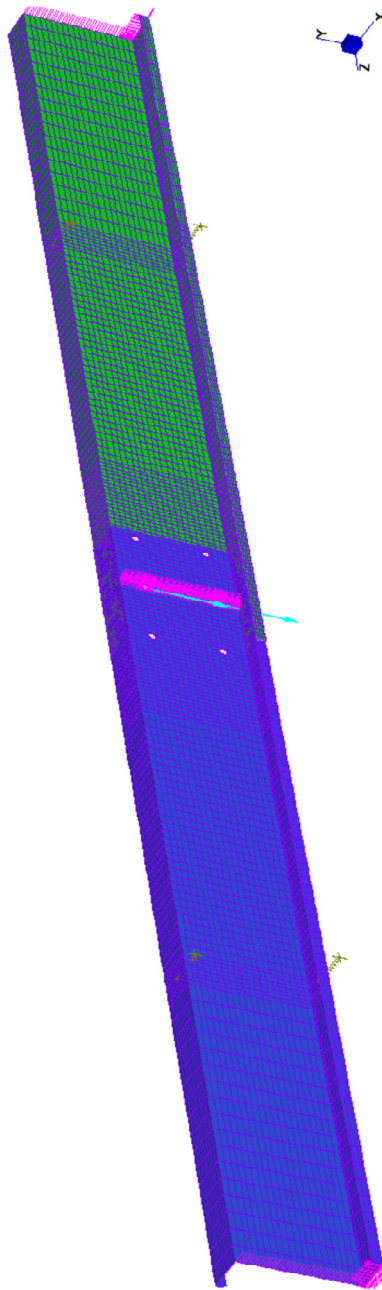


Figura 3-14 Modello ZB030R.  $L_p=300\text{mm}$



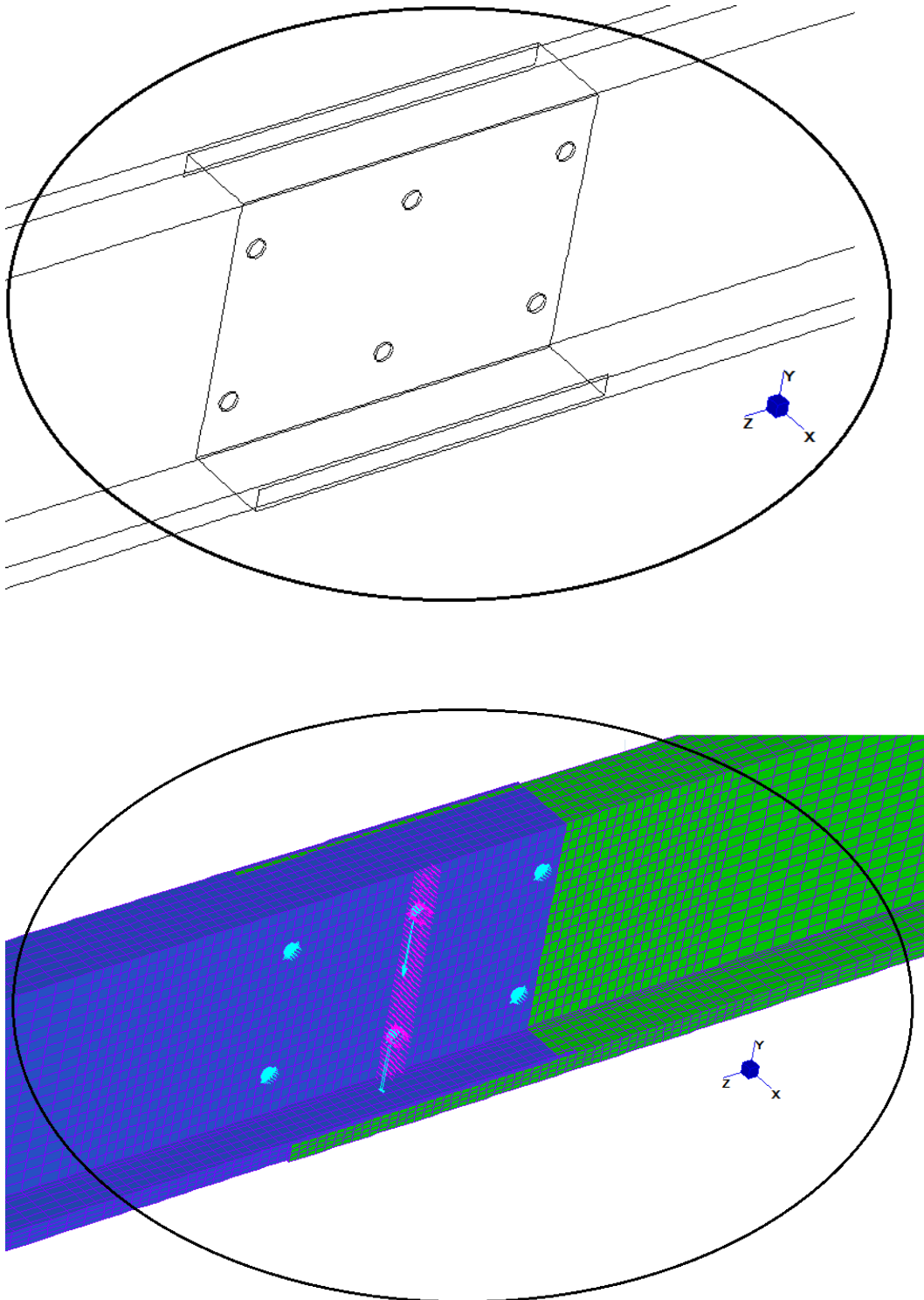


Figura 3-15 Zoom sulla zona di overlap:  $L_p=300\text{mm}$

### 3.5.2 ZB090R

Il modello è formato da due profili sovrapposti per una lunghezza  $L_p=3,6D=900\text{mm}$ , dove  $D$  è l'altezza del profilo, uniti attraverso connessione bullonata. La lunghezza complessiva è  $L_t=4000\text{mm}$ .

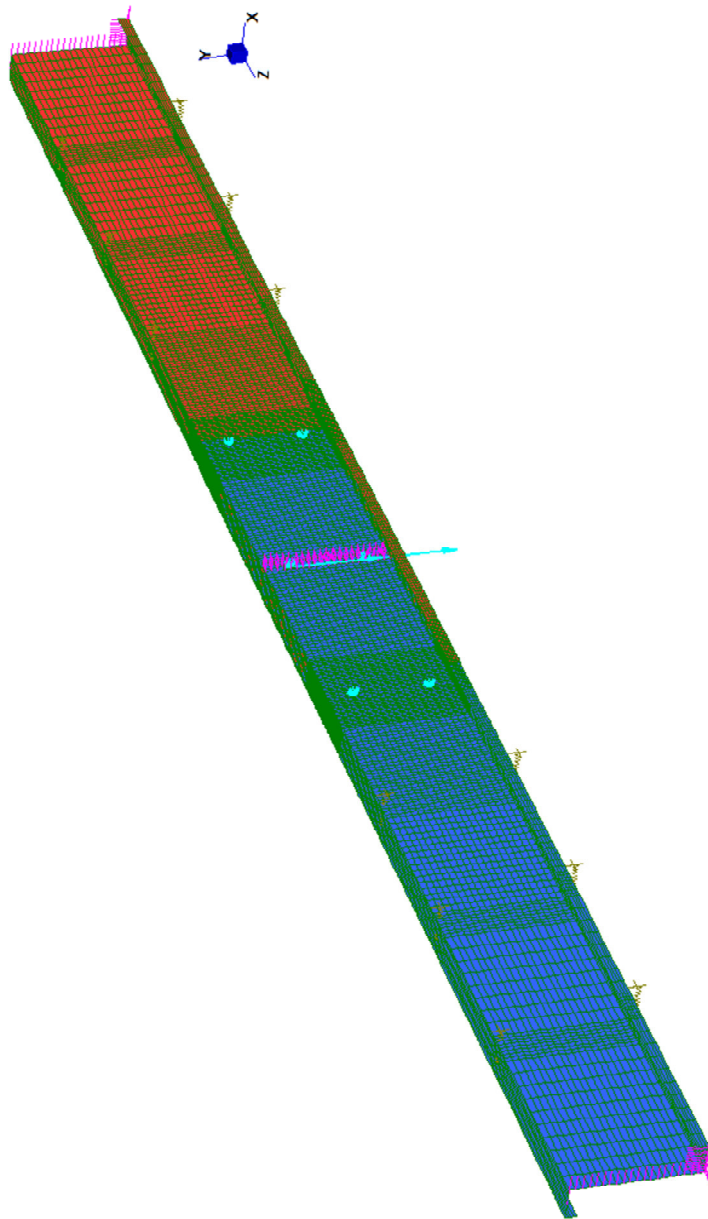


Figura 3-16 Modello ZB090R.  $L_p=900\text{mm}$

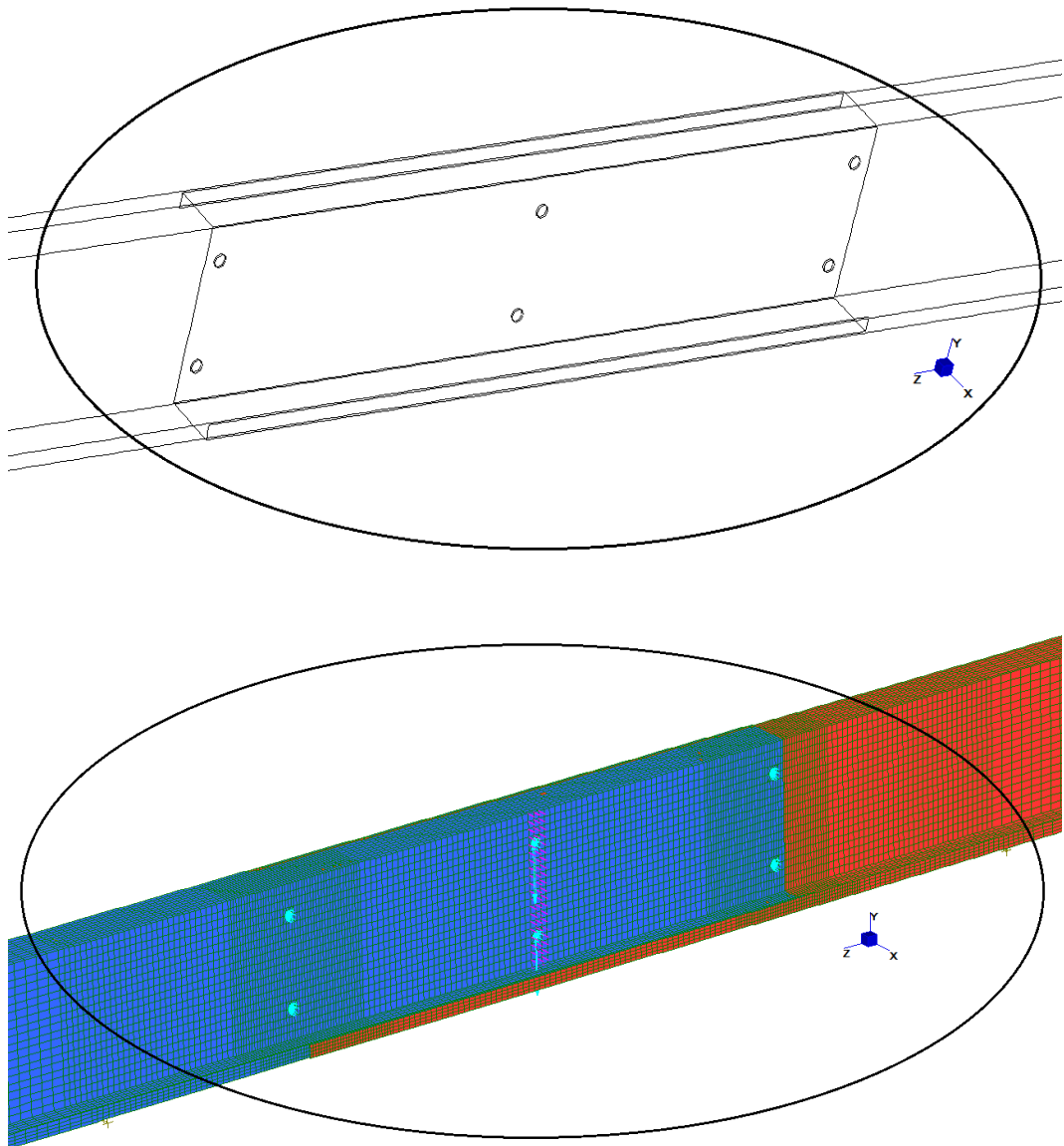


Figura 3-17 Zoom sulla zona di overlap:  $L_p=900\text{mm}$

### 3.5.3 Zcon

Il modello è formato un unico profilo di lunghezza  $L_t=4000\text{mm}$ . Vengono comunque realizzati i due fori per i bulloni in corrispondenza della mezzeria del profilo per poter applicare le forze concentrate e favorire il confronto con i modelli precedenti.

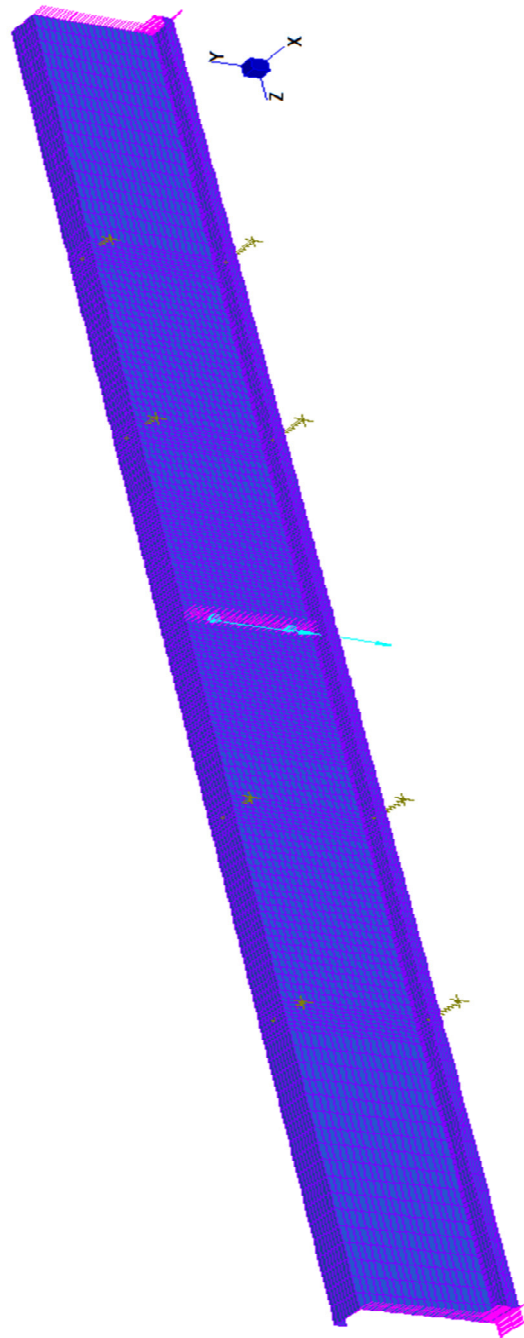


Figura 3-18 Modello Zcon

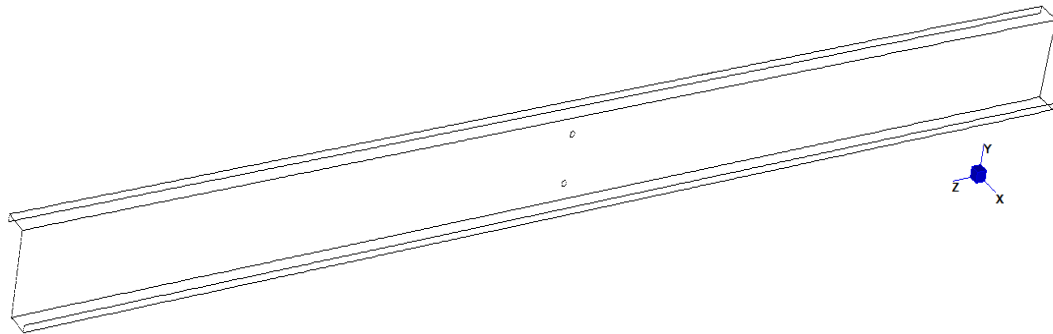


Figura 3-19 Sviluppo longitudinale del modello Zcon

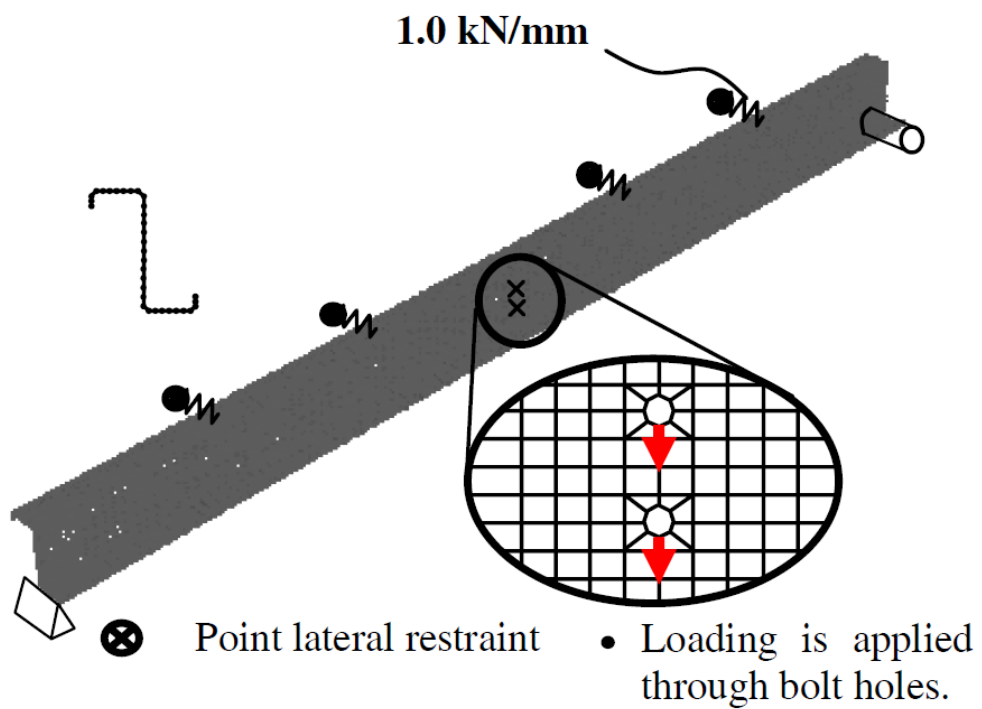


Figura 3-20 Zoom sull'applicazione del carico nel modello Zcon

## 4 Confronto dei risultati fra le prove sperimentali e i modelli FEM

### 4.1 Risultati numerici dei modelli agli elementi finiti

In questo capitolo vengono presentati i risultati dei modelli agli Elementi finiti che sono stati realizzati con Straus7. Non solo si mostreranno i risultati ottenuti, ma verranno fatti i confronti con quelli ottenuti dalle prove sperimentali del Capitolo 2.

I risultati verranno elencati per le seguenti prove:

- ZB030R: lunghezza della campata  $L_t=4000\text{m}$   
lunghezza di overlap  $2L_p=300\text{mm}$   
 $2L_p/D= 1,2$   
 $2L_p/L_t= 0,075$
- ZB090R: lunghezza della campata  $L_t=4000\text{m}$   
lunghezza di overlap  $2L_p=900\text{mm}$   
 $2L_p/D= 3,6$   
 $2L_p/L_t= 0,225$
- Zcon: lunghezza della campata  $L_t=4000\text{m}$ .

## 4.2 ZB030R

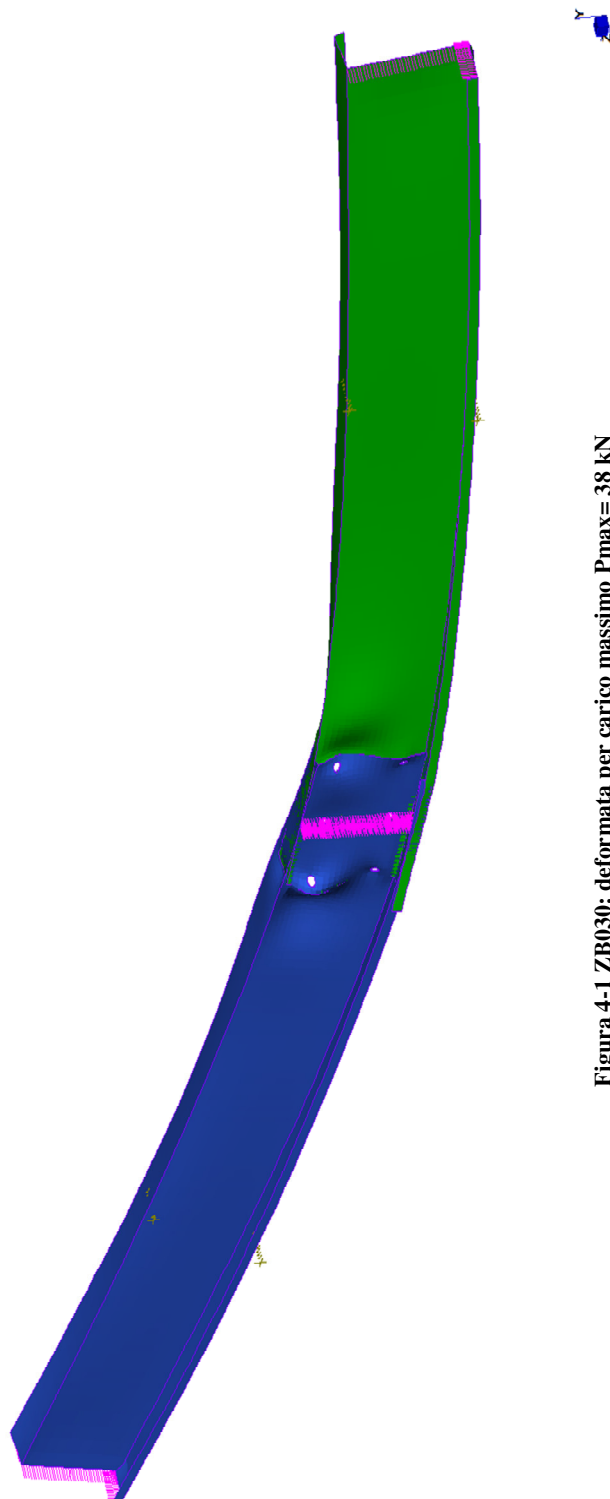


Figura 4-1 ZB030: deformata per carico massimo  $P_{max} = 38 \text{ kN}$

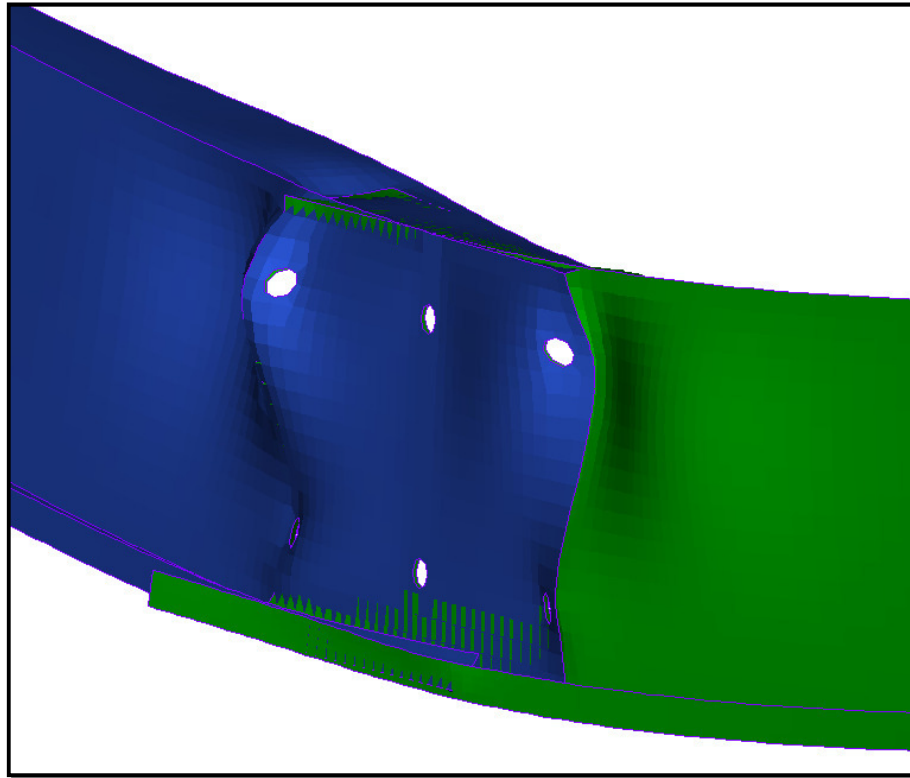


Figura 4-2 ZB030: zoom sulla zona di overlap (deformata al 20%)

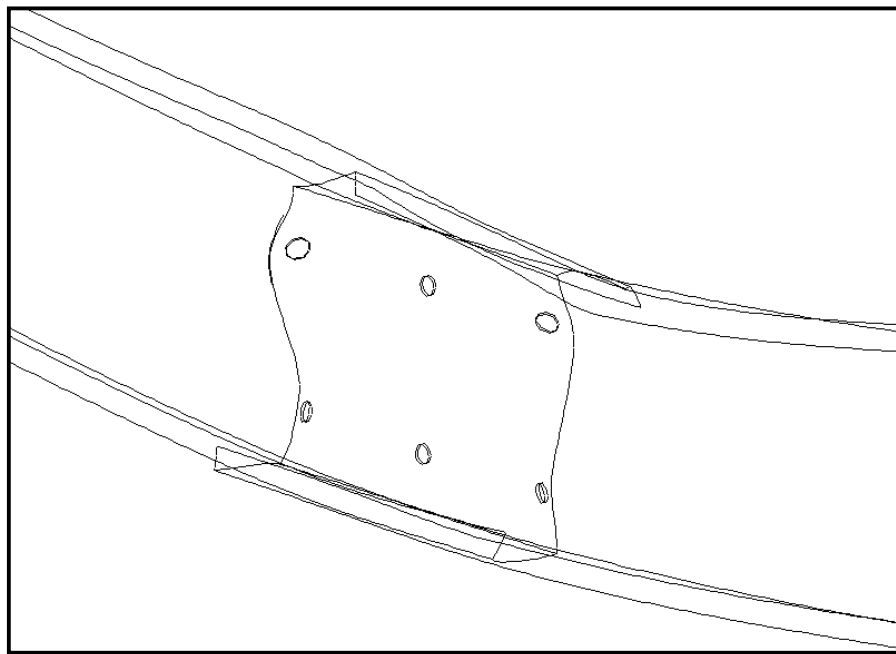


Figura 4-3 Zona di overlap: distorsione della sezione trasversale e abbassamento della flangia superiore





**Figura 4-4** Instabilità latero-flessionale durante la prova di carico



**Figura 4-5** Instabilità distorsionale durante la prova di carico

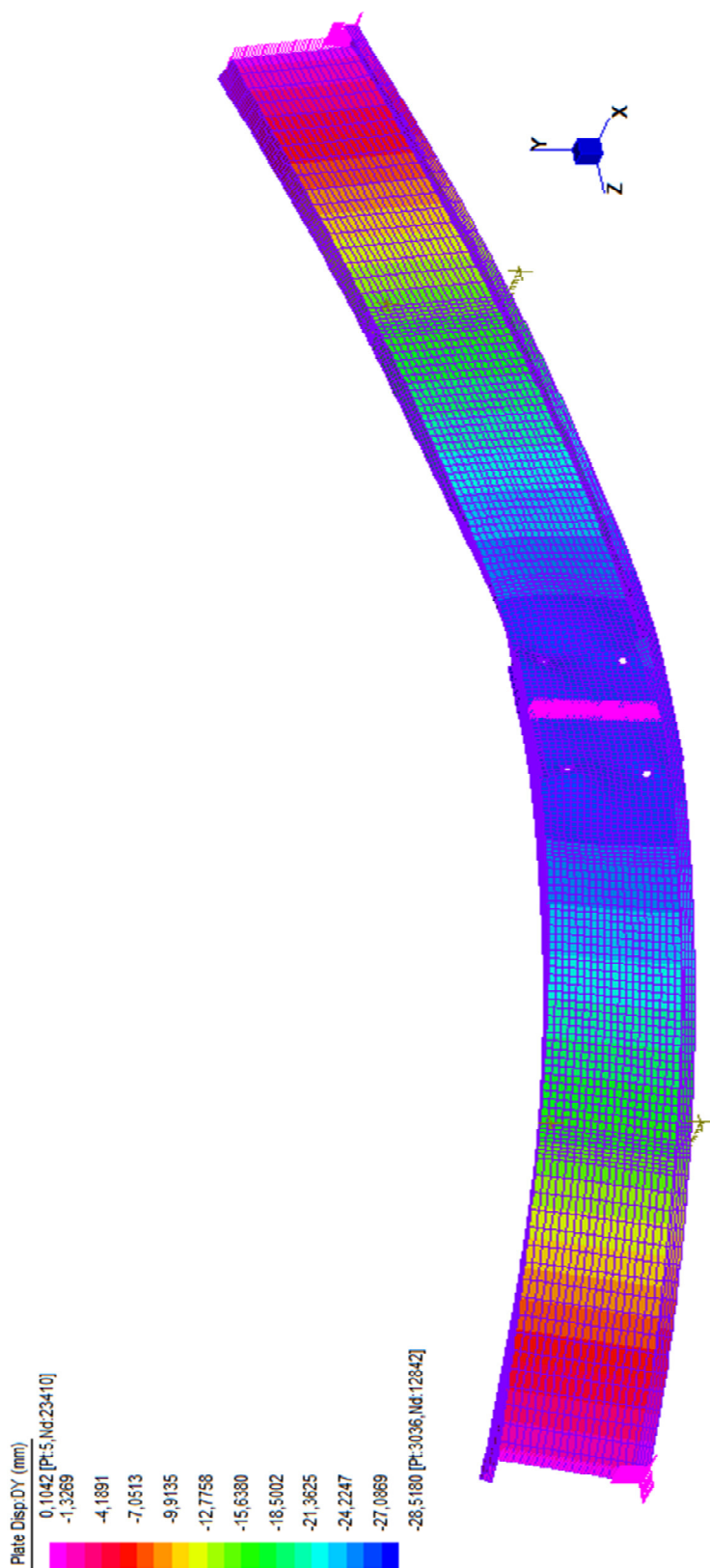


Figura 4-6 ZB030R: abbassamento verticale sotto carico massimo (DY = 28 mm)

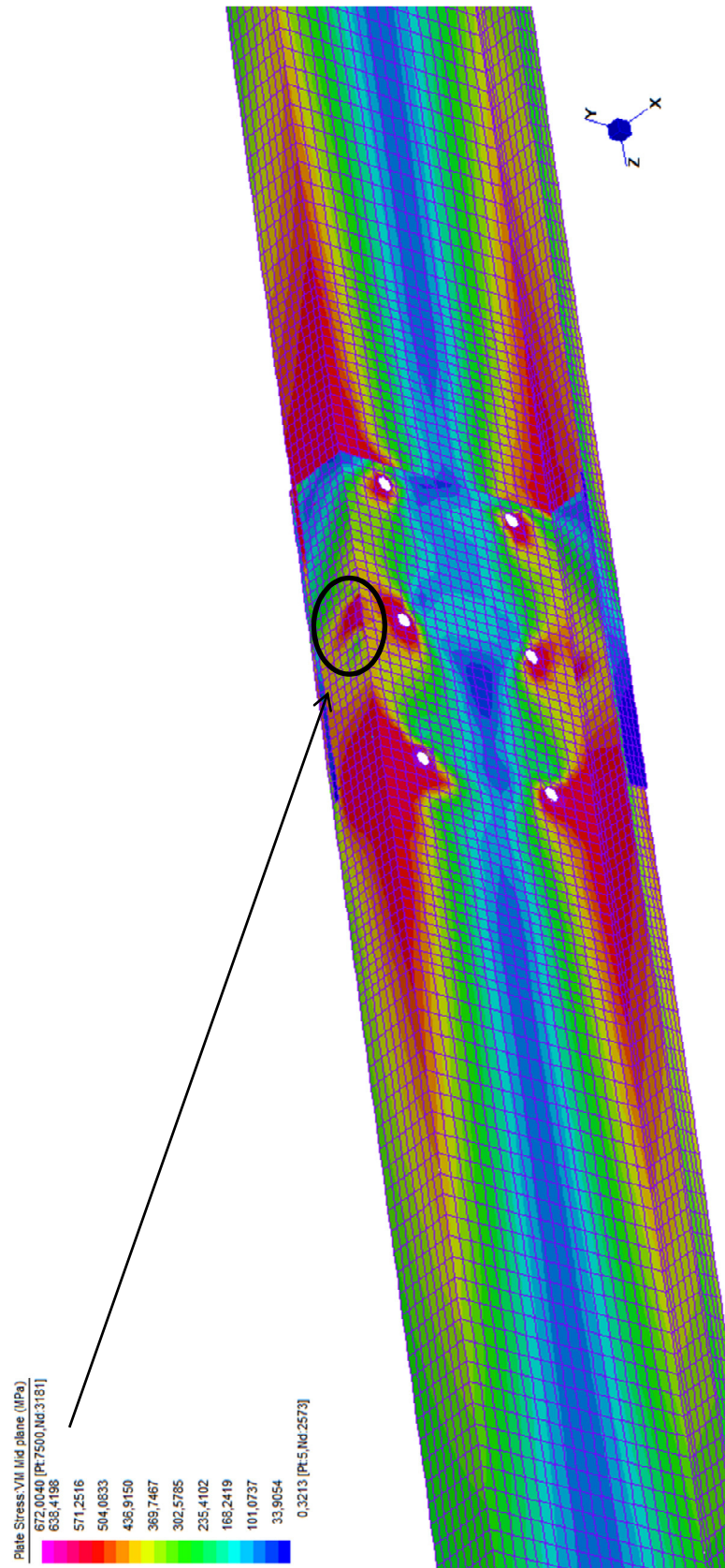


Figura 4-7 Andamento delle tensioni (Von Mises) nella zona di overlap soggetta a carico massimo (P=38kN). Displacement scale 0%

### 4.3 ZB090R

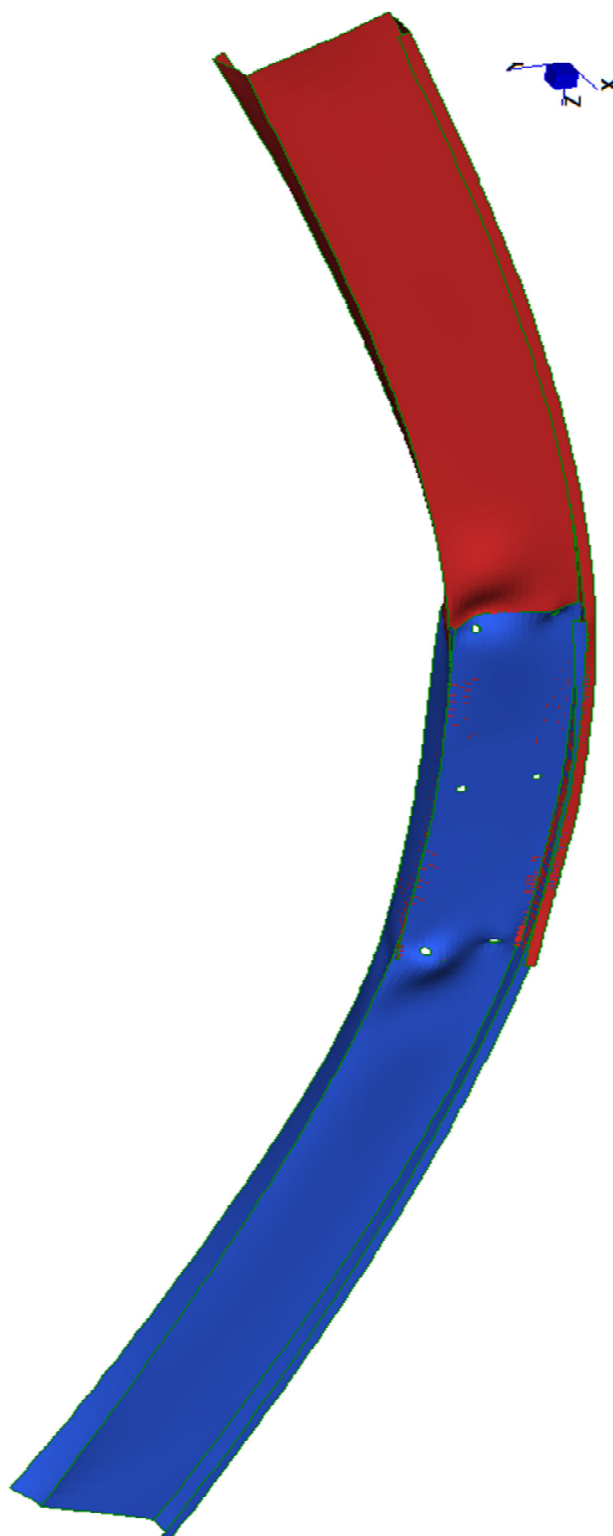
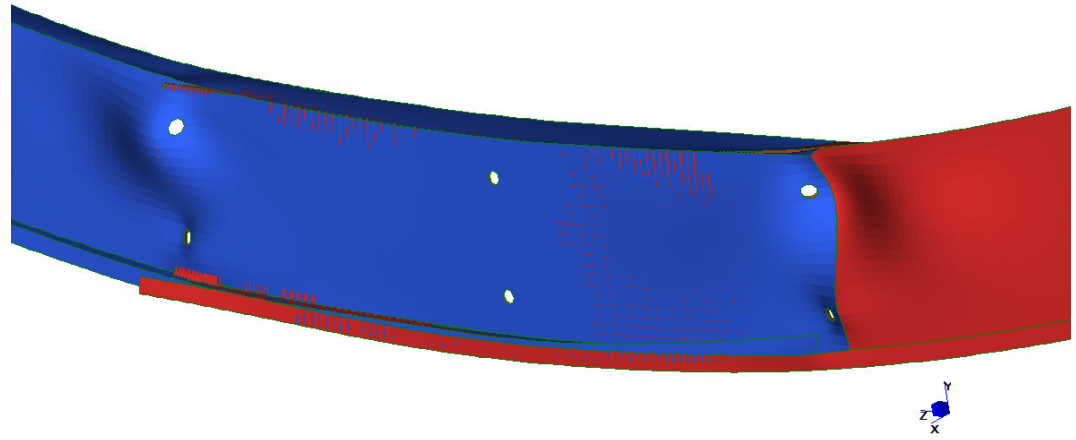
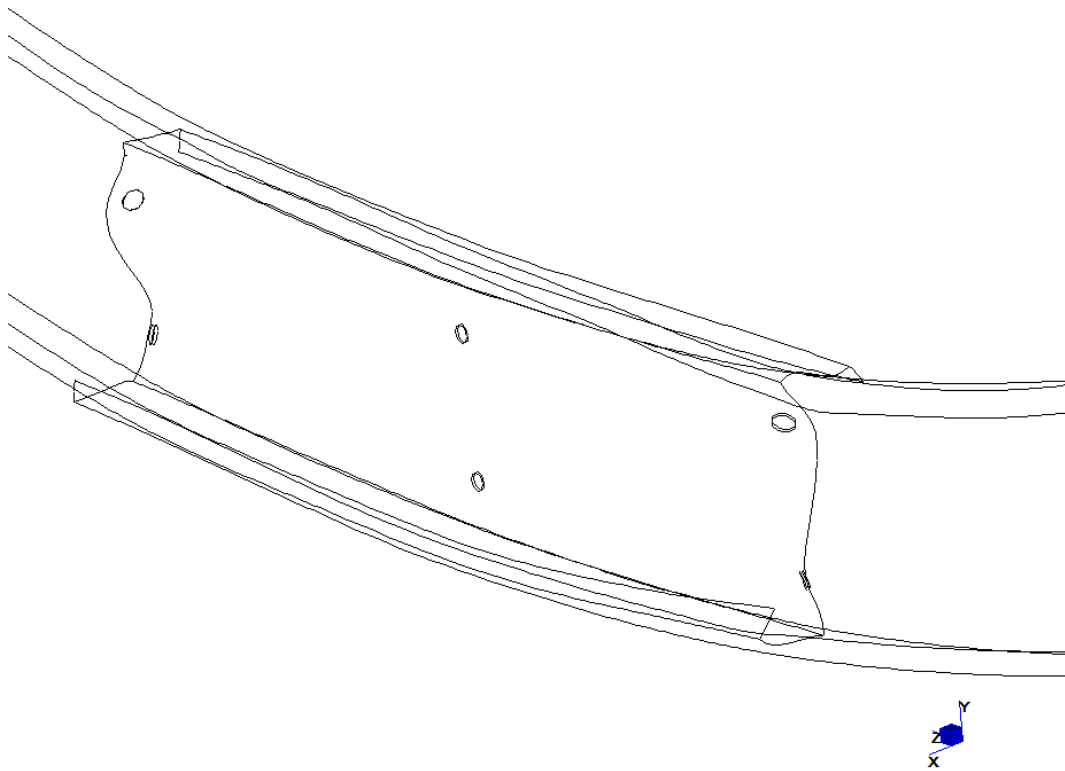


Figura 4-8 ZB090R: deformata per carico massimo.  $P_{max} = 48,25$  kN



**Figura 4-9 ZB090R: zoom sulla zona di overlap (deformata al 20%)**



**Figura 4-10 Zona di overlap: distorsione della sezione trasversale e**

**abbassamento della flangia superiore**



**Figura 4-11** Instabilità della flangia superiore durante la prova di carico



**Figura 4-12** Fenomeno di instabilità distorsionale

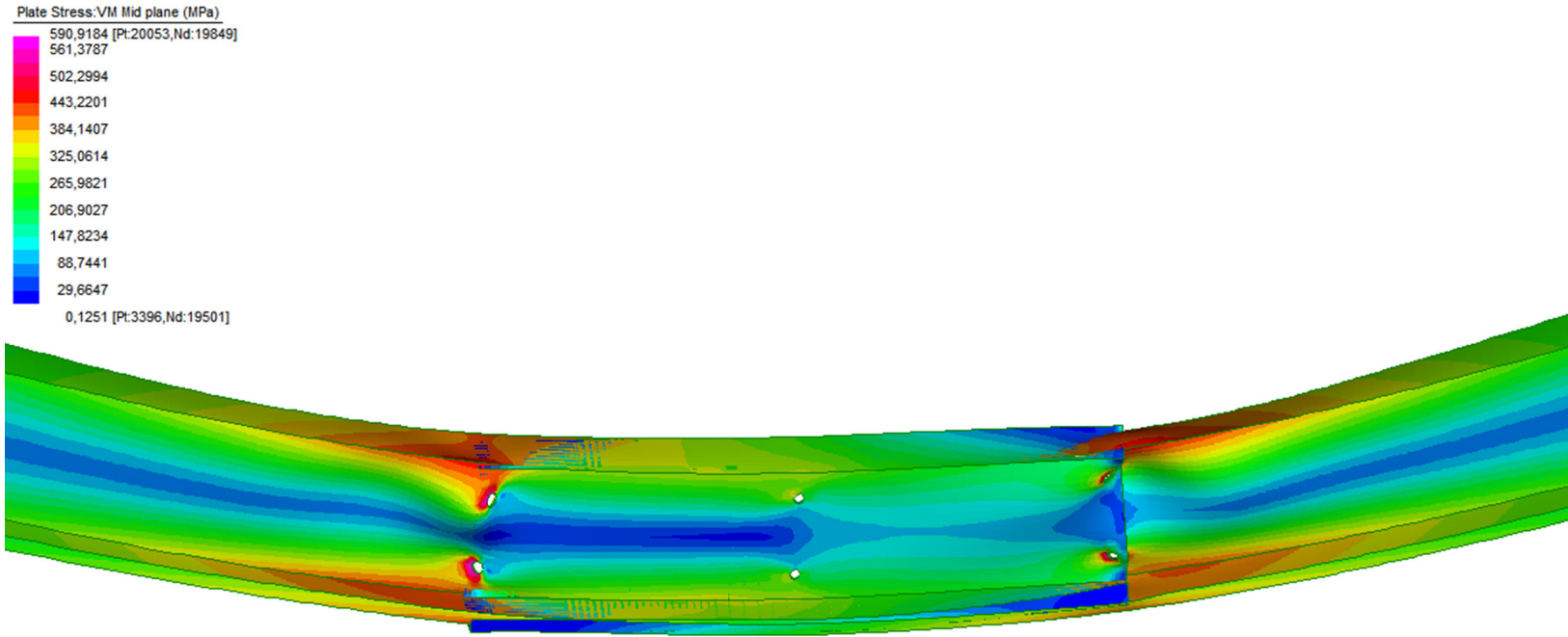


Figura 4-13 Andamento delle tensioni nella zona di overlap soggetta a carico massimo ( $P_{max} = 48,25 \text{ kN}$ ). Dsplacement scale 20 %

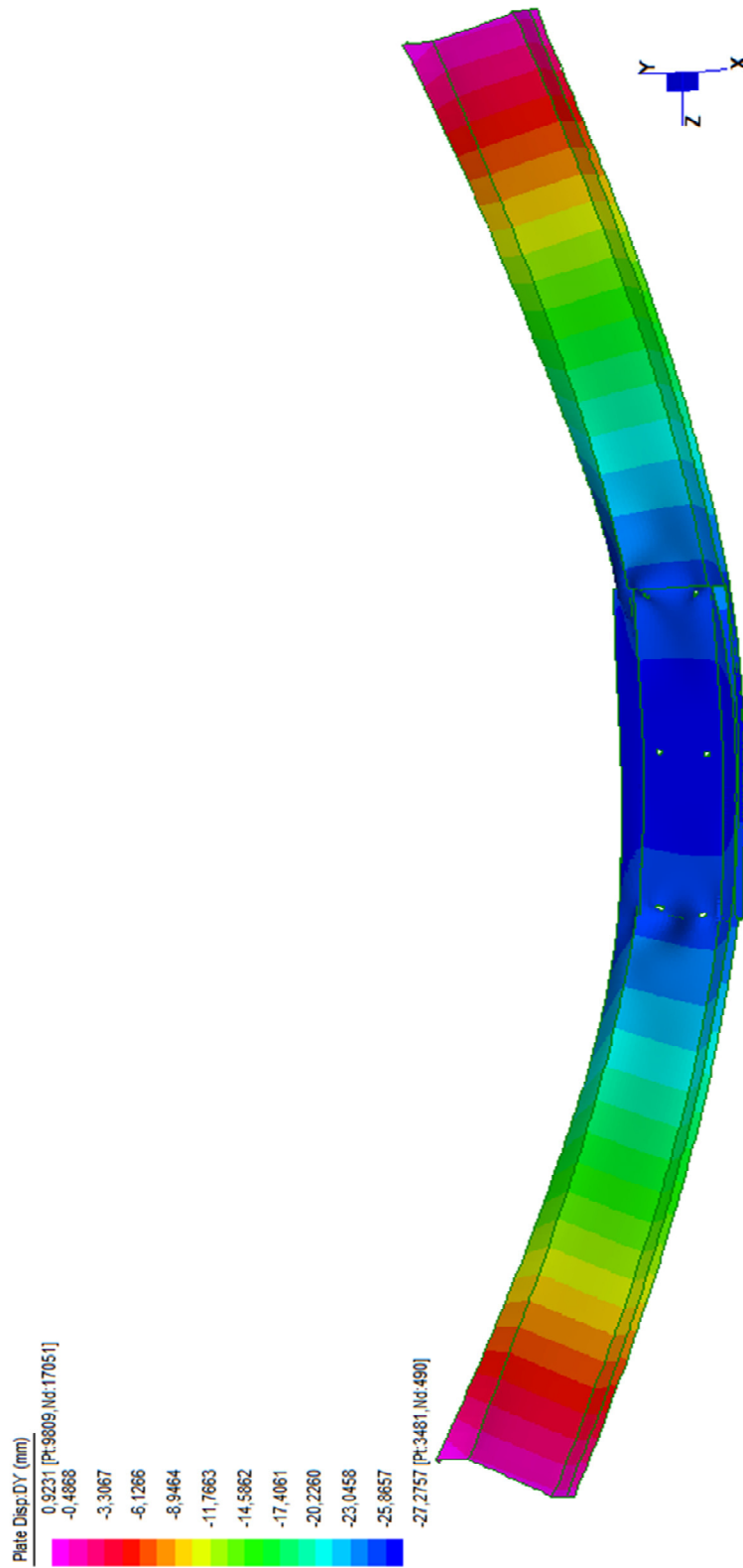


Figura 4-14 ZB090R: abbassamento verticale sotto carico massimo (DY = 27 mm)



## 4.4 Zcon

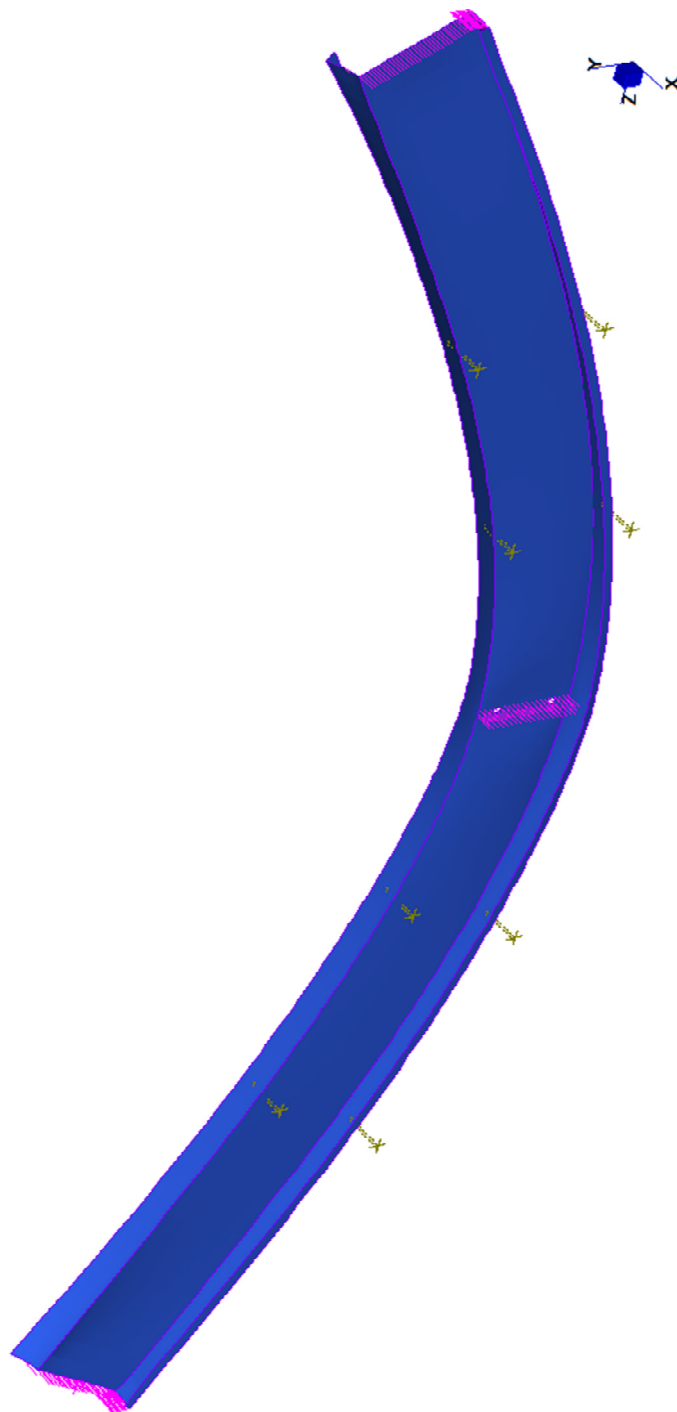


Figura 4-15 Zcon: deformata per carico massimo.  $P_{max} = 42$  kN.  
Displacement scale 20%

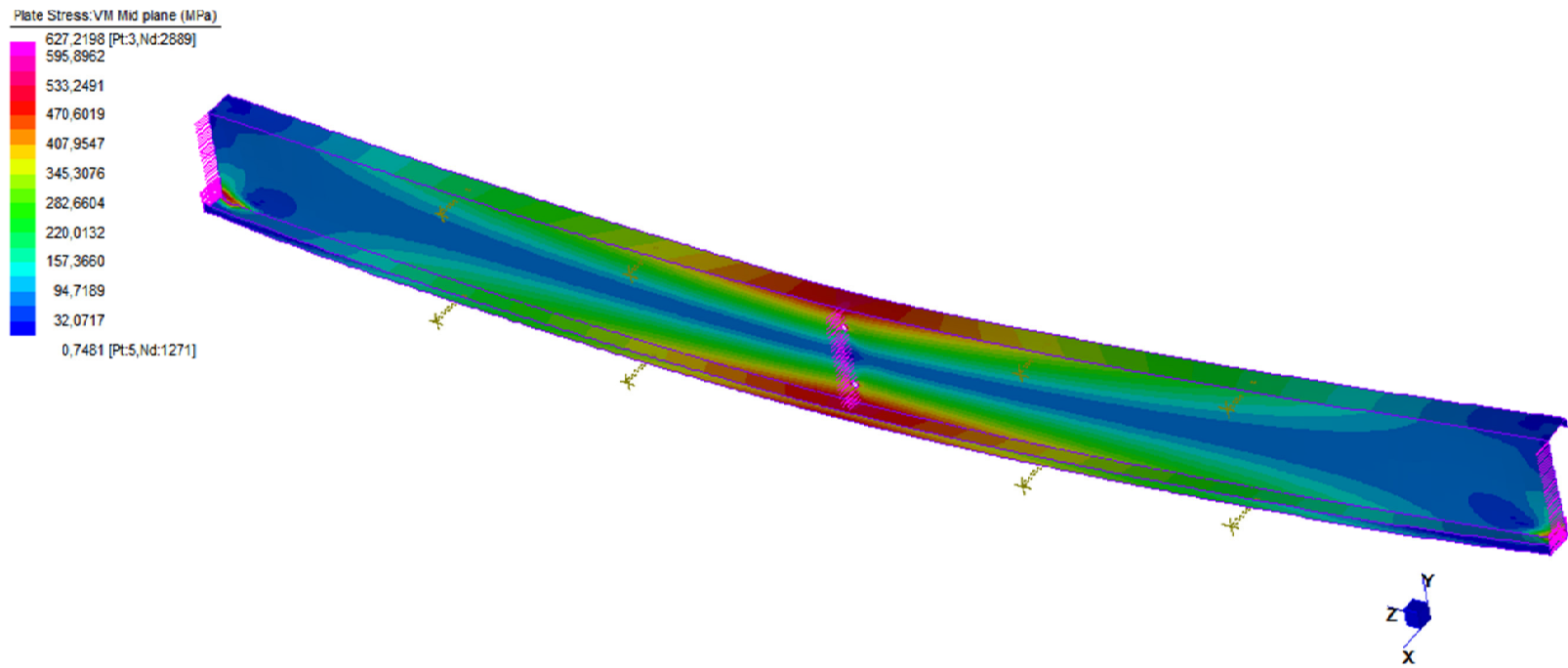


Figura 4-16 Andamento delle tensioni nella zona di overlap soggetta a carico massimo ( $P_{max} = 42$  kN).  
 Displacement scale 20%

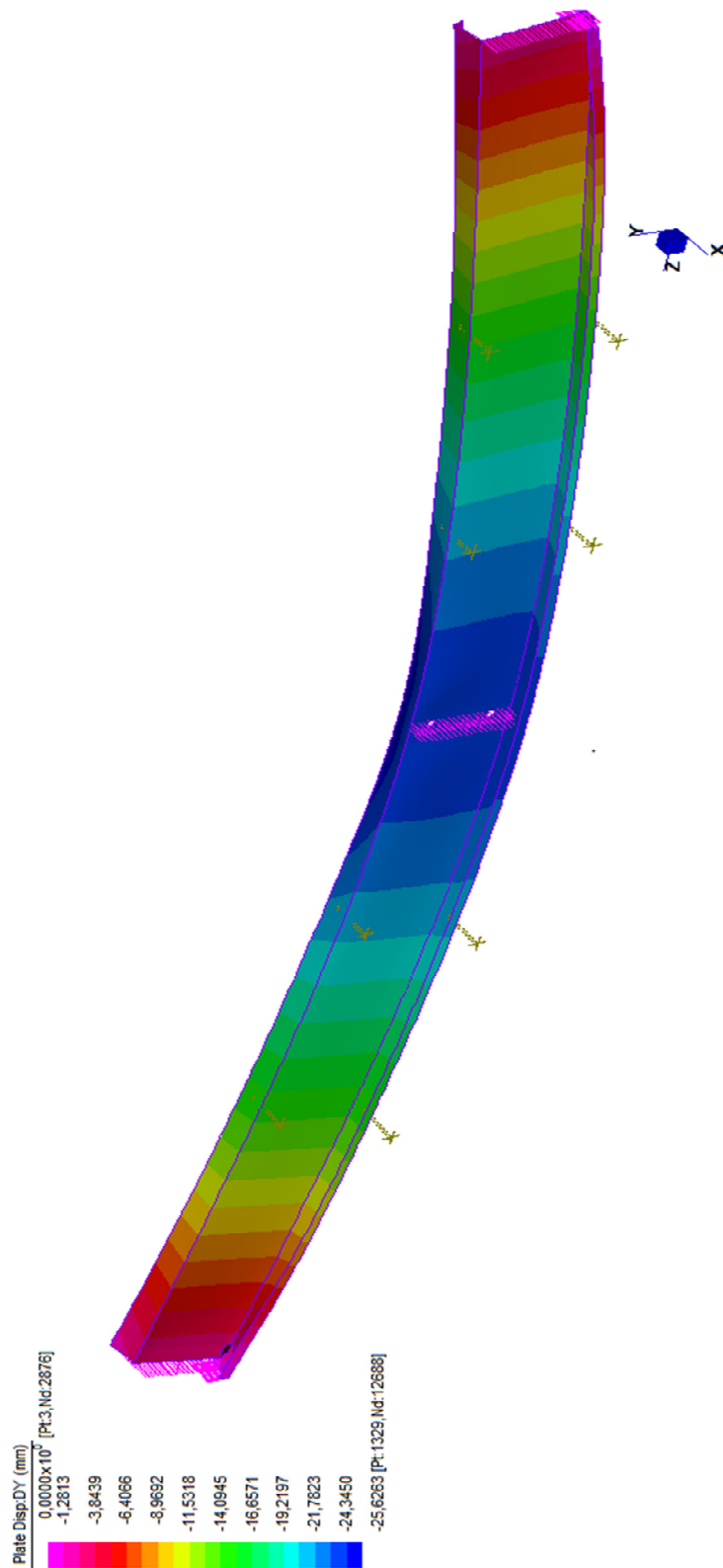


Figura 4-17 Abbassamento verticale per carico massimo (DY=24 mm)

## 4.5 Analisi dei risultati

Confrontando i risultati delle varie analisi, si è riscontrato che, in tutte si verificano evidenti fenomeni di instabilità locale e distorsionale presso le zone di estremità delle sezioni sovrapposte mentre l'anima e le flange risultano fortemente snervate per l'azione combinata di flessione e taglio. Per il profilo continuo, la crisi della sezione è stata localizzata in mezzeria della campata per flessione e taglio combinato. Le Figure 4-7, 4-13 e 4-16 illustrano le configurazioni deformate previste dal modello FEM delle varie sezioni a Z con overlap al raggiungimento del carico massimo con le distribuzioni delle sollecitazioni (Von Mises). Si dimostra che le modalità di crisi previste dai modelli ad Elementi Finiti sono simili a quelle osservate durante le indagini sperimentali come mostrato nelle Figure 4-4, 4-5, 4-11, 4-12.

Il comportamento strutturale di queste connessioni può essere esaminato in dettaglio a livello qualitativo, attraverso il confronto fra i valori raggiunti in mezzeria del profilo attraverso il diagramma P-dY, Figura 4-18, e le curve momento di rotazione ( $M - \theta$ ), Figure 4-19, 4-20, 4-21, 4-22.

L'analisi di questi diagrammi rivela che:

- In generale, con il modello realizzato con Straus7, non si riescono a raggiungere i valori di carico massimo ottenuti in [1], in quanto si sono riscontrate diverse incertezze sulla riproduzione del modello originale a partire dalla definizione delle condizioni di contatto e del collegamento bullonato fra i profili.
- Nonostante queste difficoltà, la lettura del grafico P-dY, Figura 4-18, rivela che il collegamento overlap con  $2L_p=900$  mm risulta più rigido rispetto agli altri modelli, dimostrando la sua efficacia a livello strutturale. Si può affermare che, due profili sovrapposti per un tratto di lunghezza

pari a 900 mm ( $2L_p/D= 3,6$ ;  $2L_p/L_t= 0,225$ ) si comportano come un arcareccio formato da un unico profilo, incrementando inoltre la capacità di carico portante e l'entità degli spostamenti. Per quantificare l'incremento di carico ottenuto con questo collegamento si calcola  $\gamma_{900} = \frac{P_{900}}{P_{cont}} = 1,155$ . In [1] il calcolo dello stesso rapporto prevede un diminuzione del 3% del valore di  $\gamma_{900}$ . Quindi è possibile paragonare i risultati considerando gli stessi livelli di carico.

- Per quanto riguarda il modello con  $2L_p=300$ mm, il grafico P-dY mostra la sua inefficacia in quanto risulta essere più deformabile rispetto anche al modello continuo. Anche in questo caso si calcola  $\gamma_{300} = \frac{P_{300}}{P_{cont}} = 0,901$ . In [1] il calcolo dello stesso rapporto prevede un aumento del 15% del valore di  $\gamma_{300}$ . La differenza fra questi risultati verrà commentata con il grafico M-9.

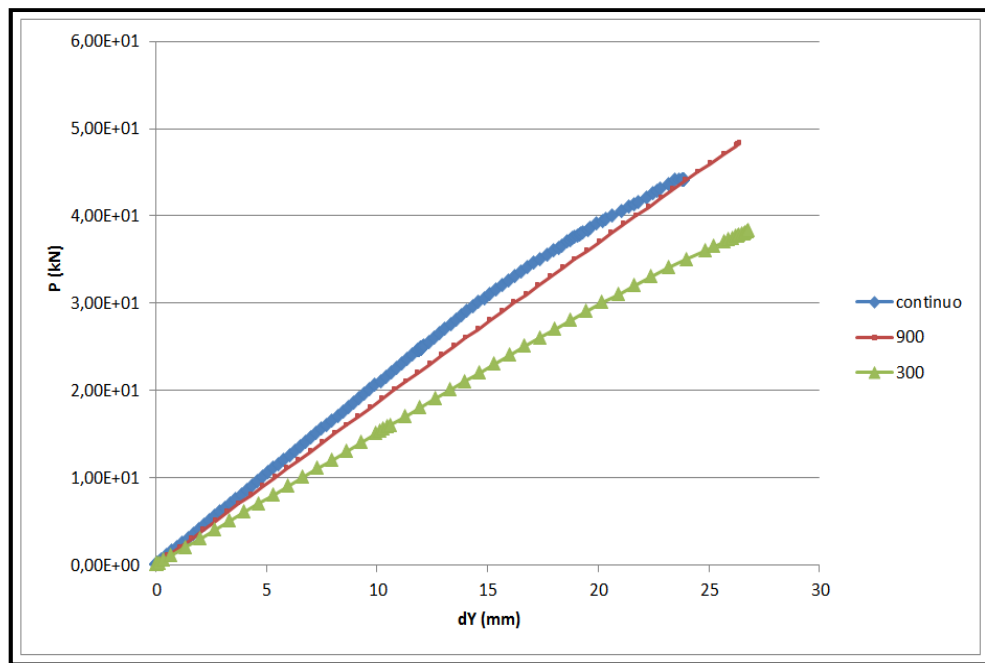


Figura 4-18 Diagramma forza-spostamento dei modelli FEM

Ora viene svolto un attento esame sul confronto grafico e numerico fra i risultati ottenuti in [1] in termini di momento-rotazione in mezzeria con quelli ottenuti dalla modellazione del problema con Straus7. I risultati vengono riportati in questa forma come richiesto dall'Eurocodice3-1-3 per le connessioni overlap. I valori di  $M-\theta$  in mezzeria dell'arcareccio sono stati estratti da Straus7 per via esterna con riportato in Figura 4-19.

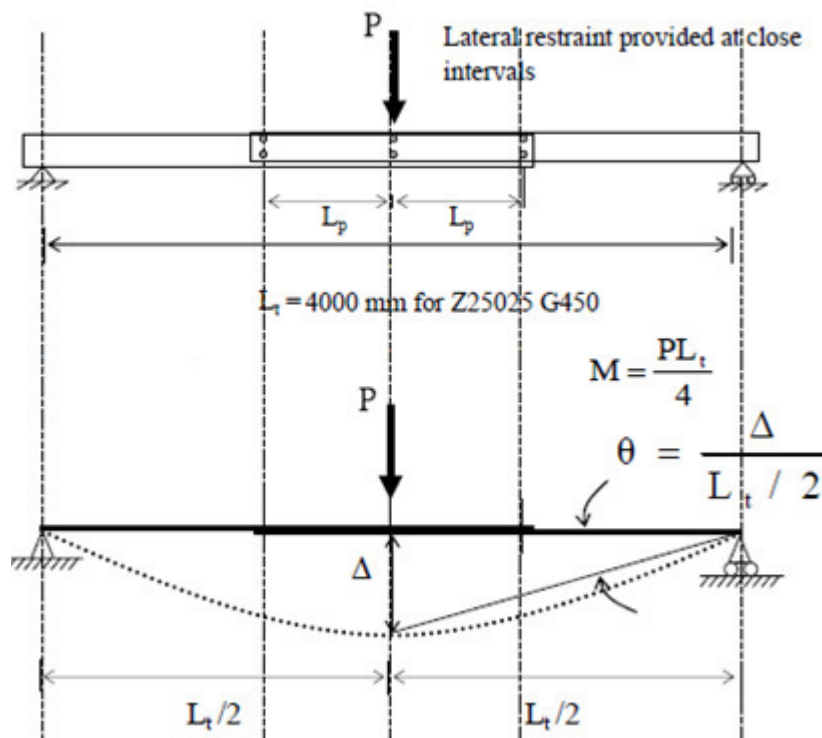


Figura 4-19 Caratteristiche di deformazione della connessione overlap

Va notato che:

- In generale, l'inclinazione iniziale delle curve  $M-\theta$  sono direttamente proporzionali alle lunghezze di sovrapposizione delle connessioni, cioè per lunghi overlap si hanno connessioni rigide e forti, mentre con brevi overlap si dimostrano essere connessioni molto flessibili, Figura 4-20.

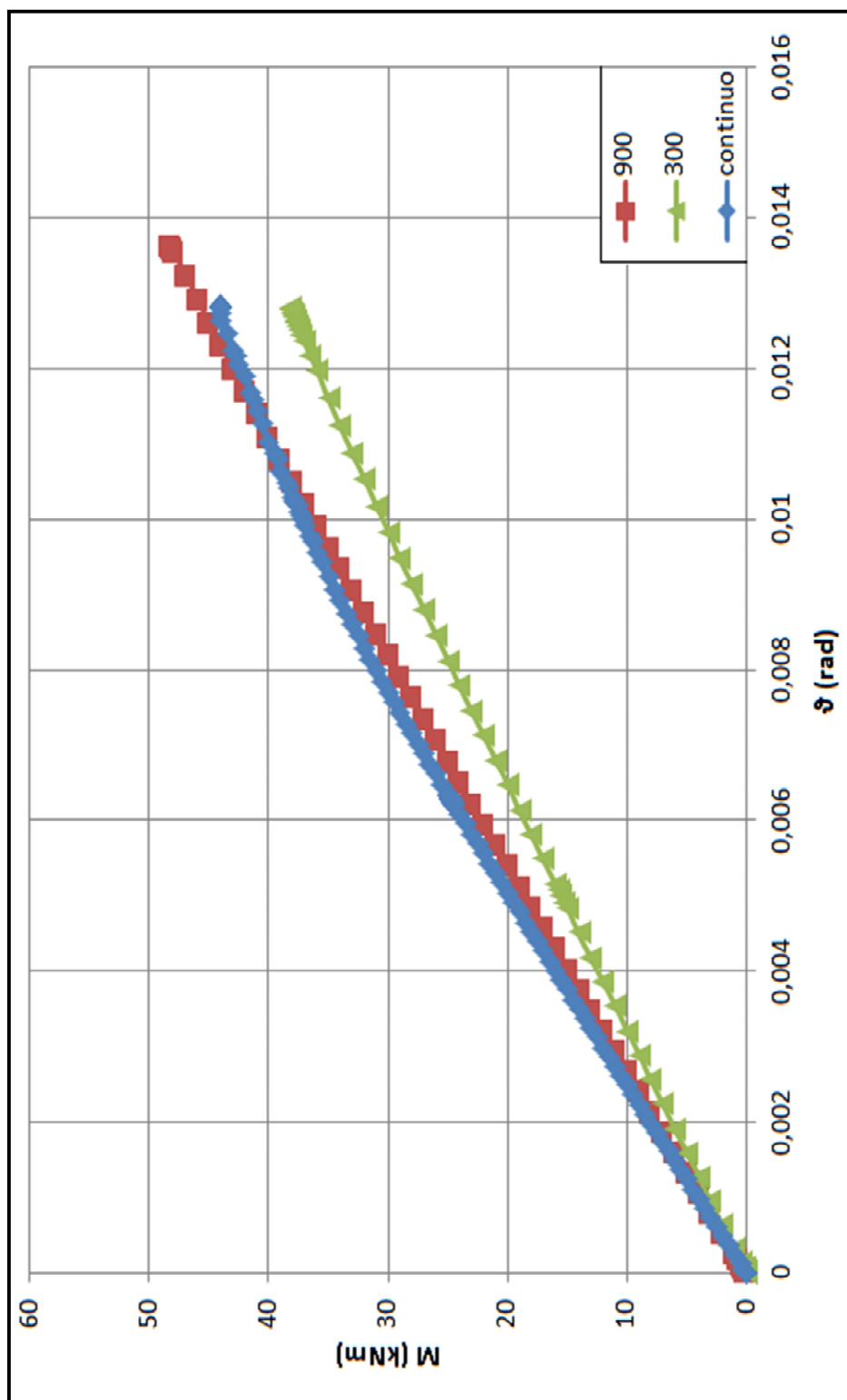


Figura 4-20 Grafico M- $\phi$  per il confronto fra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM

- b. Per il collegamento con breve lunghezza di sovrapposizione,  $L_p=300\text{mm}$ , l'inclinazione della curva è notevolmente più bassa rispetto a quella degli altri modelli. Questo può essere spiegato dal fatto che in corrispondenza dei bulloni nella zona di overlap agiscono forze ingenti associate a grandi distorsioni dell'anima e delle flange del profilo. Di conseguenza tali deformazioni dell'anima, concentrate in prossimità del bullone, inducono una notevole flessibilità nelle connessioni sotto carichi applicati relativamente bassi. Questo potrebbe spiegare anche il mancato raggiungimento del carico massimo ottenuto in [1] con la modellazione di Straus7, in quanto non viene ben precisato come sia stato realizzato dagli Autori, Figura 4-21.

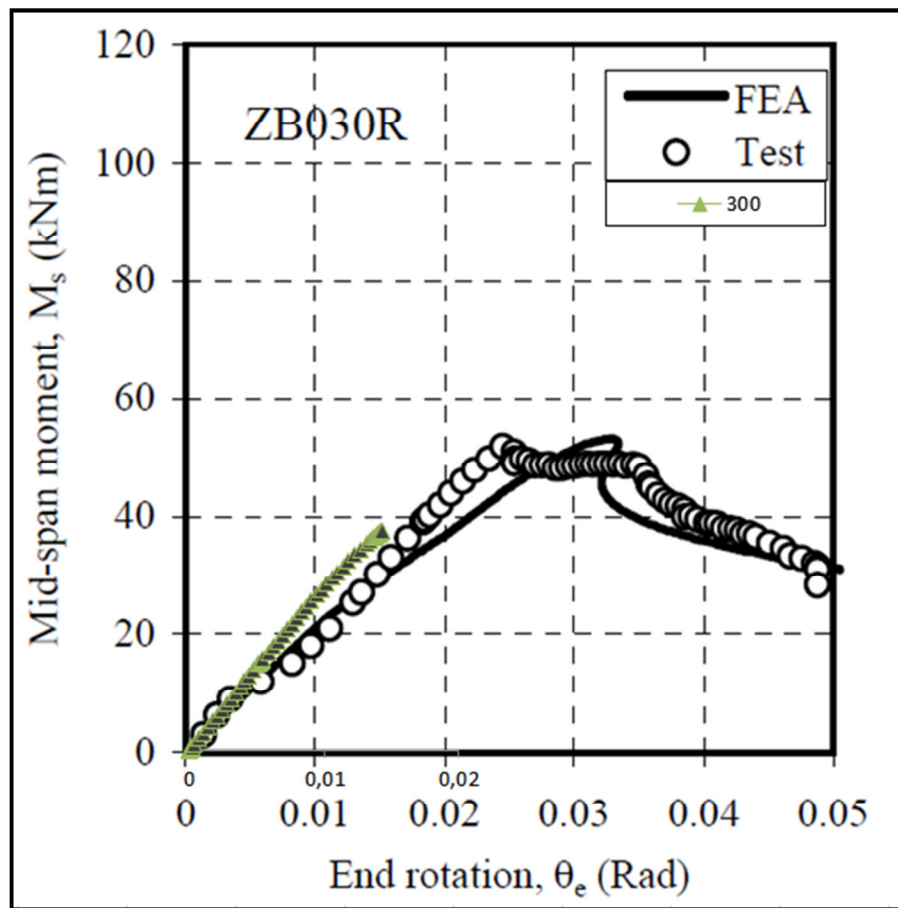


Figura 4-21 Grafico M- $\theta$  relativo alla prova ZB030R



- c. Per la connessione con lunghezza di sovrapposizione pari a 900 mm, il valori del momento massimo raggiunto è più grande di quello ottenuto dalla sezione continua, dimostrando che questi collegamenti così realizzati assicurano un'elevata efficienza strutturale, Figure 4-20 e 4-22.

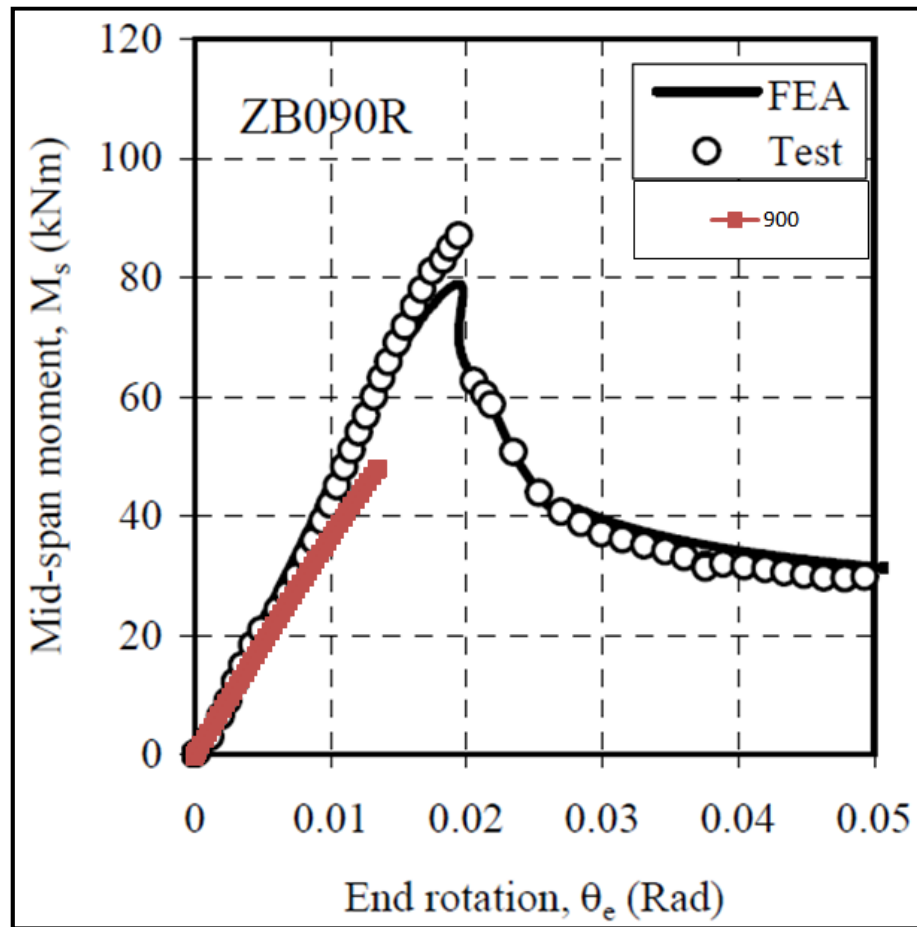
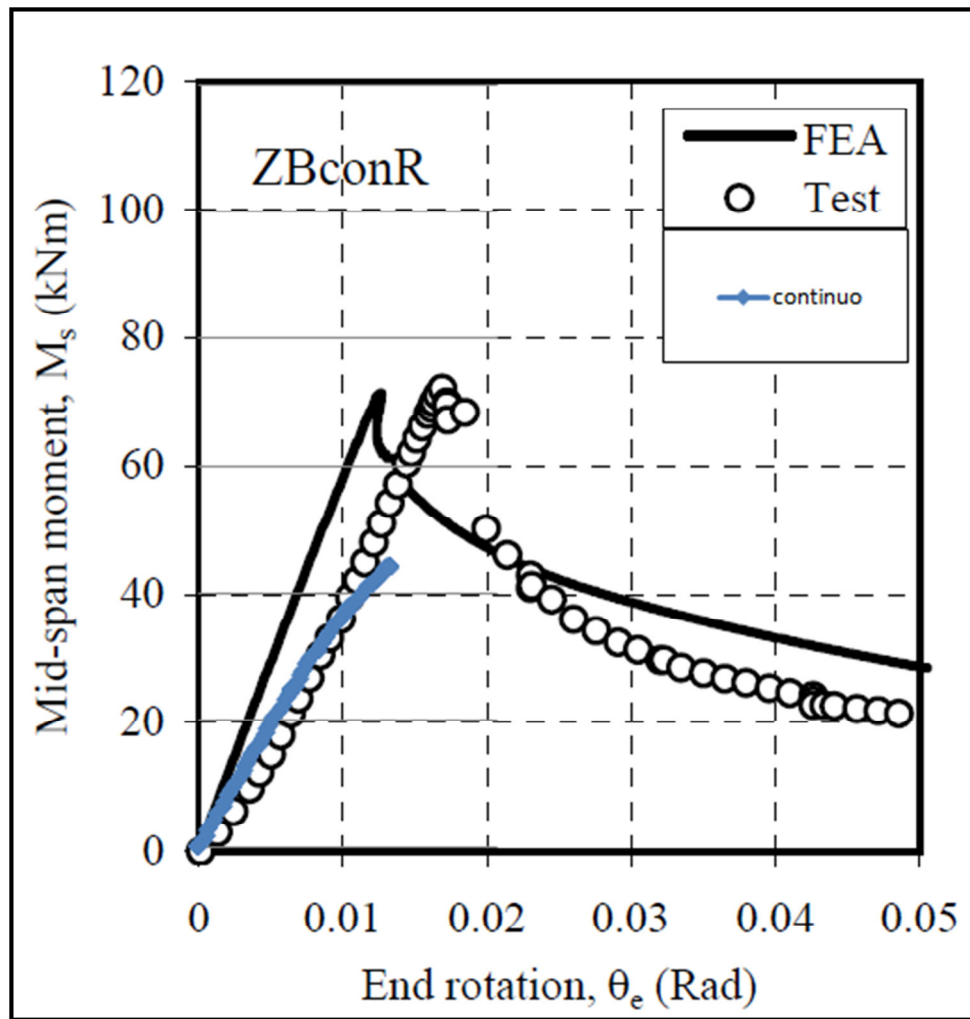


Figura 4-22 Grafico M- $\theta$  relativo alla prova ZB090R

Per completezza si riportano anche i risultati relativi all'arcareccio continuo, Figura 4-23. Anche in questo caso si nota una buona accordanza fra i risultati ottenuti.

Figura 4-23 Grafico M- $\theta$  relativo alla prova Zcon

Si è constatato, quindi, che il comportamento del modello FEM ha risposto con una certa sensibilità a una serie di fattori come la deformazione della sezione così come le sovrapposte fra le sezioni.

## 4.6 Conclusioni

Al fine di studiare il comportamento strutturale delle connessioni overlap fra profili a Z in acciaio formati a freddo, sono stati costruiti tre modelli agli Elementi

Finiti. Il confronto fra i valori ottenuti dall'analisi sperimentale [1] e quella con Straus7 si può ritenere soddisfacente. Di conseguenza, i modelli numerici si sono dimostrati efficaci nella valutazione del comportamento strutturale delle sezioni a Z sovrapposte. È interessante scoprire che l'instabilità locale e distorsionale risulta evidente nella sezione in corrispondenza della zona di fine sovrapposizione che quindi si è rivelata critica quando agiscono flessione e taglio in modo combinato.

Di conseguenza, i modelli numerici sono dimostrati efficaci nella valutazione del comportamento strutturale degli arcarecci a Z con overlap. I risultati forniscono il mezzo per la conoscenza del comportamento strutturale complessivo dei sistemi arcarecci moderni.

## **5 Sviluppo di nuove regole per la progettazione di arcarecci a Z con overlap**

### **5.1 Introduzione**

Nella pratica progettuale, per strutture in acciaio formate a freddo, vengono fornite indicazioni per la valutazione delle capacità sezionali e di resistenza per elementi con sezioni comuni che sono soggette ad instabilità di tipo locale e globale. Per la progettazione dei collegamenti, questi codici offrono solo regole di progettazione per determinare la capacità portante del singolo elemento di fissaggio, come bulloni e saldature, mentre non si hanno istruzioni sul comportamento strutturale dei connettori, come sistemi cleat, per il collegamento fra l'anima dell'arcareccio e la trave principale. Inoltre, non ci sono direttive precise per la progettazione di sistemi di arcarecci con overlap nè tanto meno per la valutazione della resistenza e della rigidezza di tali connessioni. Va notato che, stabilire il livello di continuità per sistemi che presentano sovrapposizioni di profili, è molto importante per valutare il comportamento strutturale degli arcarecci in quanto, non solo riguardano la resistenza e la rigidezza a flessione della connessione, ma anche la distribuzione delle forze interne, cioè i momenti e le forze di taglio che si sviluppano all'interno dei profili.

Negli anni, sono state condotte un gran numero di ricerche per indagare sull'entità della capacità di carico degli arcarecci, e sono state proposte regole per la progettazione contro l'instabilità laterale di questi elementi, che risultano parzialmente vincolati dalla lamiera di copertura del roof system di cui fanno parte. Tuttavia, al momento sono presenti limitati studi riguardo il comportamento strutturale delle sezioni a Z con overlap sugli appoggi interni. Comunemente si

ritiene che, la resistenza e la rigidezza a flessione di sezioni a Z con overlap potrebbero essere calcolati come la somma delle capacità delle due sezioni collegate. Al momento, vengono fornite solo una serie di indicazioni generali sulla progettazione di strutture in acciaio formate a freddo le quali propongono metodi di progettazione semplificati per i moderni sistemi di arcarecci con sezioni sovrapposte.

L'Eurocodice 3-1-3 fornisce solo una guida generale per l'analisi e la progettazione di sistemi di arcarecci a più campate collegati con sistemi sleeve o overlap.

## **5.2 Attuali norme per la progettazione**

Lo scopo della parte 1-3 dell'EN 1993 [16], meglio conosciuto come Eurocodice 3, è quello di definire i parametri per il progetto di profili formati a freddo. In questo capitolo, verranno illustrate brevemente le applicazioni ai profili in acciaio formati a freddo con sezione a Z: si analizza la procedura per il calcolo delle proprietà lorde ed effettive delle sezioni trasversali e si prosegue con una panoramica generale sui possibili metodi di progettazione. Seconda la complessità delle coperture vengono stabiliti differenti metodi di progettazione dei profili a Z.

### **5.2.1 Proprietà lorde ed effettive delle sezioni trasversali**

I profili a Z in acciaio formato a freddo sono sezioni in parete sottile e non simmetriche. Alcuni effetti come il *flange curling* (arricciamento della flangia dovuto alla deformazione del profilo in concomitanza alla flessione) e l'instabilità sia locale che distorsionale vanno debitamente considerati. Secondo l'EC3-1-3, questi fenomeni devono essere esaminati valutando i parametri lordi ed effettivi della sezione trasversale del profilo [13].

## 5.2.2 Parametri della sezione lorda

Gli arcarecci a Z vengono progettati secondo l'EC3-1-3 considerando l'effetto stabilizzante della lamiera di copertura sul profilo. Si considera infatti di modellare un arcareccio, collegato ad un pannello di copertura, in cui si assume che il collegamento dell'arcareccio alla lamiera, vincolando parzialmente l'arcareccio alla rotazione torsionale, possa essere rappresentato da una molla rotazionale di rigidità  $C_D$ , Figura 5-1. Tale vincolo può essere sostituito con un elastico lineare equivalente di rigidità  $K$ . Solitamente il calcolo di una trave viene effettuato attorno all'asse maggiore. In questo caso le equazioni differenziali della flessione rispetto all'asse maggiore e minore sono indipendenti una dall'altra. Gli arcarecci a Z costituiscono un'eccezione poiché, il sistema idealizzato ha un asse sostenuto dalla molla rotazionale per unità di lunghezza, pertanto il controllo viene eseguito circa l'asse parallelo alla lamiera del tetto.

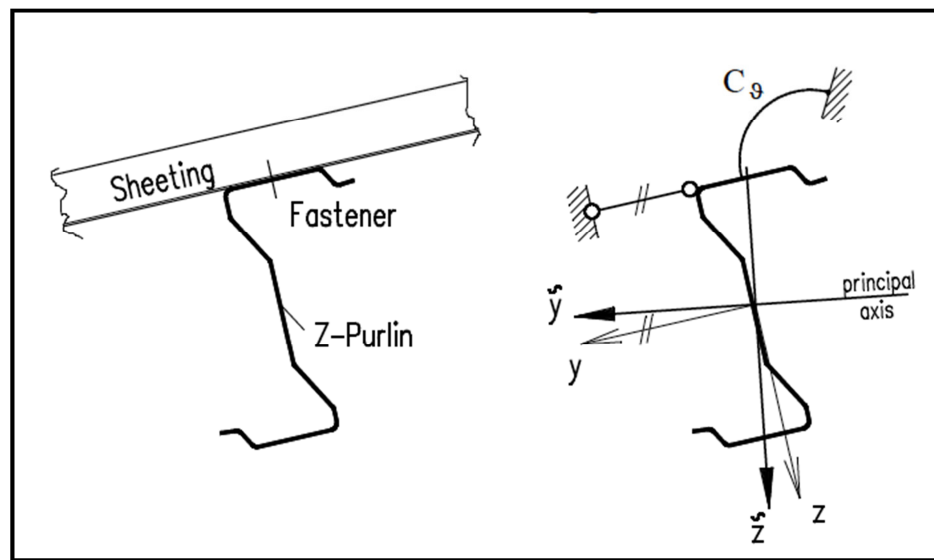


Figura 5-1 Arcareccio a Z: sistema reale e schema statico secondo l'EC3-1-3

Sono necessari per il calcolo, i seguenti parametri della sezione lorda:

- Momenti d'inerzia  $I_y$  and  $I_z$ ;
- Momento d'inerzia centrifugo  $I_{yz}$ ;
- Costante di ingobbimento (warping)  $I_w$ ;
- Costante torsionale  $I_t$ .

Il fenomeno della torsione è considerato come flessione della flangia libera sull'asse  $z$ . Pertanto il modulo di resistenza elastico  $W_{fz}$  e il raggio d'inerzia  $i_{fz}$  della flangia libera vengono agevolmente determinati.

Un fenomeno tipico di queste sezioni sottili è il flange curling, Figura 5-2, che comporta la flessione della flangia verso l'interno del profilo. Se l'abbassamento della flangia è maggiore del 5% dell'altezza della sezione trasversale, deve essere attuata una riduzione aritmetica dell'altezza della sezione trasversale.

La realizzazione di questi profili avviene attraverso laminazione a freddo con rulli o tramite piegatura della lamiera. Tali procedure portano ad una sezione trasversale con spigoli arrotondati. I parametri della sezione trasversale devono essere determinati in base alla geometria effettiva. In pratica i parametri di sezione trasversale vengono innanzitutto determinati per sezioni trasversali con spigoli vivi. Successivamente, essi sono ridotti per mezzo di formule approssimazione date nell'Eurocodice 3-1-3.

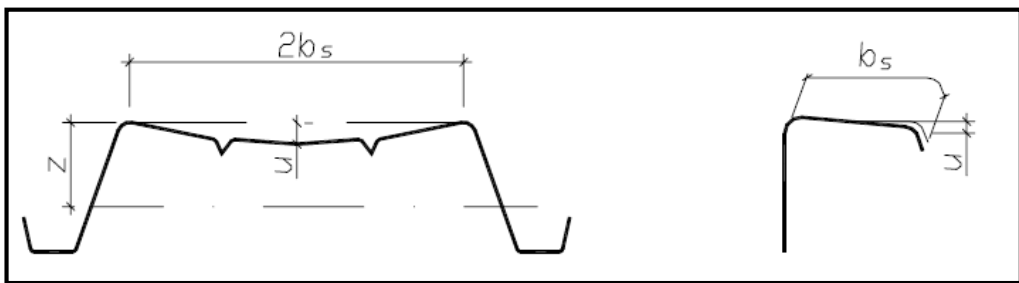


Figura 5-2 Flange curling

### 5.2.3 Parametri della sezione efficace

Per le sezioni in parete sottile è necessario considerare anche la capacità di carico portante del comportamento post critico.

Il fenomeno dell'instabilità locale è noto dallo studio di sezioni sottili hot-rolled. Utilizzando però arcarecci a Z sopraggiunge però un ulteriore fenomeno: l'instabilità distorsionale. Questo può essere spiegato come l'instabilizzazione del bordo rinforzato della flangia soggetta a compressione. La resistenza di un irrigidimento dipende dalla snellezza dello stesso e dal contributo di vincolamento offerto dalle parti adiacenti di sezione trasversale che producono l'effetto della presenza di una molla di una certa rigidità.

L'instabilità locale viene esaminata calcolando la larghezza efficace (*effective width*) in quanto si tratta di sezioni di classe 4. Per quanto riguarda quella distorsionale, si considera anche la riduzione dello spessore del bordo irrigidito.

La procedura per il calcolo dell'area effettiva di una flangia compressa è iterativa. Questa procedura è semplificata rispetto al EN1993-1-3 o il DAST-standard.

La larghezza efficace per il calcolo dell'area relativa all'anima del profilo soggetto a compressione viene calcolato come di consueto per classe 4 sezioni.

Ai fini del calcolo, i parametri della sezione efficace, utili per l'applicazione della norma sono:

- Il modulo di resistenza efficace  $W_{\text{eff},y}$  rispetto all'asse d'inerzia maggiore (posizione positiva / negativa);
- L'area della sezione trasversale  $A_{\text{eff}}$ .

### 5.2.4 Campo di applicazione: i metodi

Il concetto generale che è alla base della progettazione dell'Eurocodice 3 è descritto nel capitolo 6. Le regole speciali, riguardanti gli arcarecci, sono riportate



nel capitolo 10 e nell'appendice E [14]. In particolare, gli arcarecci possono essere dimensionati seguendo i criteri di seguito riportati:

- Metodo semplificato (appendice E);
- Metodo base (10.1.3);
- Metodo avanzato con analisi al secondo ordine (10.1.2 (1) + (6) e 10.1.3);
- Esecuzione di prove in accordo con l'appendice A.

chapter	remarks	moments	vertical force	normal force	spans	action	anti sagging bars	sleeve/overlap joint	thickness of purlins (EI) <sup>2</sup>
Annex E	using factors		no	–	constant	uniform loading	–	–	constant
10.1.3			yes	no	constant	(variable)	up to 4	yes <sup>1</sup>	constant
10.1.2 +	2 <sup>nd</sup> order analysis	about both axes	yes	yes	variable	(variable)	yes	yes <sup>1</sup>	variable
Annex A	testing – not treated here								

<sup>1</sup> test of (flexural) stiffness of sleeve or overlap necessary

<sup>2</sup> end spans thicker purlins

**Tabella 5-1 Metodi di progettazione forniti dall EN 1993-1-3**

È ovvio che, i metodi semplificati e di base presentano numerosi limiti, motivo per il quale è richiesta un'analisi avanzata. Per esempio per lunghi arcarecci dove si ha la necessità realizzare collegamenti overlap o sleeve, oppure quando occorre la presenza di anti-sag bar in caso di luci di grandi entità.

### 5.2.5 Arcarecci semi continui con sistema overlap o sleeve

L'Eurocodice 3-1-3 non riporta precise regole per la progettazione dei sistemi di arcarecci a più campate con overlap o sleeve.

Vengono riportate solo le seguenti indicazioni [16]:

1. Le sollecitazioni sugli arcarecci, in cui la continuità fra due o più campate è fornita da sistemi overlap o sleeve negli appoggi interni, devono essere determinate tenendo conto delle proprietà della sezione efficace e degli effetti dei collegamenti sleeve o overlap.
2. Devono essere eseguite prove sperimentali al fine di determinare:
  - a. La rigidezza flessionale della connessione;
  - b. La relazione momento-rotazione delle parti con sleeve o overlap. Si deve notare che: solo quando si verifica la crisi nella zona dell'appoggio interno munito di rinforzo come elementi cleat, che ne impediscono lo spostamento laterale, allora è possibile attuare la redistribuzione delle sollecitazioni in fase plastica per sistemi sleeve o overlap.
  - c. La resistenza dei collegamenti sleeve o overlap soggette all'azione combinata del momento e le reazioni dell'appoggio.
  - d. La resistenza dei profili al di fuori della zona di collegamento soggetti ad azione combinata di taglio e momento.

Le caratteristiche degli appoggi interni possono essere determinata con metodi numerici se la procedura di progettazione è almeno convalidato da un numero rilevante di prove sia per l'azione del carico gravitazionale che per quello del vento.

### 5.3 Obiettivi

Dove aver illustrato, sinteticamente, l'approccio alla progettazione dei sistemi di arcarecci a Z con overlap, si riporta il metodo proposto in [1] per l'analisi e la progettazione delle connessioni sovrapposte fra sezioni a Z di profili in acciaio formati a freddo, che costituisce parte integrante di un'indagine sperimentale e teorica sulle prestazioni strutturali di sistemi di arcarecci multi-campata in acciaio formati a freddo.

Dopo aver illustrato, nel Capitolo 2, i risultati delle indagini sperimentali e avere compreso il comportamento di questi sistemi anche attraverso la modellazione FEM, si evince che, l'azione combinata di flessione e taglio è sempre critica nelle zone terminali delle sezioni sovrapposte. Si propone quindi in [1] un metodo di analisi per la valutazione delle forze interne nelle connessioni overlap. Una volta valutati i momenti e le forze di taglio, le sezioni critiche possono essere facilmente verificate attraverso le formulazioni proposte dalle normative in merito all'azione combinata di flessione e taglio. Si propongono, inoltre in [1], alcune espressioni per la valutazione delle rigidzze flessionali delle connessioni sovrapposte.

Il lavoro di ricerca e il metodo di progettazione proposto contribuirà ad abbreviare il tradizionale processo di progettazione in modo significativo, senza la necessità di effettuare un elevato numero di test per la convalida dei risultati.

### 5.4 Risultati delle indagini sperimentali

Si riportano le conclusioni tratte dalle indagini sperimentali [1]:

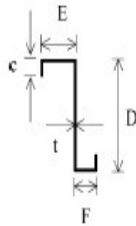
- in tutte le connessioni sovrapposte, la crisi della sezione trasversale sotto l'azione combinata di flessione e taglio avviene sempre alla fine delle sovrapposizioni tra le sezioni. Inoltre, l'instabilità per taglio dell'anima

della sezione alle estremità delle connessioni sovrapposte è risultata essere abbastanza localizzata a causa del contenimento degli effetti da parte di entrambe le sezioni sovrapposte e dalle connessioni arcareccio-tetto, infatti l'estensione della zona soggetta a instabilità per taglio è risultata compresa tra 0,8 e 1.25D, dove D è l'altezza della sezione. Inoltre, il momento resistente delle connessioni sovrapposte con lunghezze di ancoraggio pari a 1,2 volte la profondità sezione si è sviluppato solamente per l'80% del momento resistente teorico associato a queste connessioni.

- Per i collegamenti sovrapposti con lunghezze di sovrapposizione pari a 6D, i momenti resistenti sono aumentati di circa il 140%. Risultati simili si sono verificati per la rigidezza flessionale delle connessioni sovrapposte. Si faccia riferimento alle Tabelle 5-2 e 5-3 riguardo i carichi massimi applicati durante i test e sulle rigidezze flessionali effettive ottenute da un'analisi a posteriori sulle curve carico-spostamento delle connessioni sovrapposte. Va notato che tutte le grandezze sono correlate a singole sezioni per facilitarne il confronto.
- Inoltre, è stato dimostrato nei collegamenti sovrapposti possono essere raggiunte le condizioni di “full strenght laps” o di “full stiffnes laps”, a condizione che il rapporto tra la lunghezza di sovrapposizione e l'altezza della sezione sia  $\geq 2,0$  e 4,0, rispettivamente. I collegamenti sovrapposti con Config. W6 sono spesso più rigidi rispetto a quelli con Config. W4 del 3-15% anche se le differenze diminuiscono con l'aumento delle lunghezze di sovrapposizione.

Di conseguenza, è dimostrato che il livello di continuità nelle connessioni sovrapposte nei confronti della flessione dipende non solo dal rapporto fra i livelli di carico e il rapporto  $2L_p/D$ , ma anche dal rapporto tra la lunghezza di

sovrapposizione e quella della campata  $2L_p/L_t$ . Quindi, l'assunzione ampiamente adottata di "resistenza e rigidezza raddoppiate" nelle connessioni sovrapposte non è del tutto veritiera.



Test	Test span $L_t$ (mm)	Lap length $2L_p$ (mm)	Section dimensions (mm)					Measured yield strength $p_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Measured Young's Modulus $E$ (kN/mm <sup>2</sup> )	
			$D$	$E$	$F$	$c$	$t$			
Z15016	ZA018R	2400	180	151.0	67.4	63.5	16.5	1.71	541	199
G450	ZA024R	240	150.8	67.5	63.4	16.5	1.71			
	ZA030R	300	151.0	67.7	63.4	16.6	1.69			
	ZA060R	600	150.9	67.6	63.5	16.4	1.70			
	ZA090R	900	150.7	67.5	63.1	16.6	1.69			
	ZAcon	2400	-	150.7	67.4	63.5	16.5	1.69		
Z25025	ZB030R	4000	300	250.8	79.4	73.3	21.5	2.52	537	206
G450	ZB060R	600	250.4	79.2	73.5	21.6	2.51			
	ZB090R	900	250.7	78.9	73.5	21.6	2.50			
	ZB120R	1200	250.9	79.1	73.9	21.5	2.50			
	ZB150R	1500	250.4	78.9	73.3	21.6	2.51			
	ZBcon	4000	-	250.8	79.4	74.1	21.8	2.52		
Z15016	ZC018R	2400	180	153.5	69.4	59.3	18.1	1.58		
G450	ZC030R	300	153.5	69.0	58.7	17.8	1.56			
	ZC060R	600	152.5	67.6	59.9	17.9	1.48			
	ZC090R	900	153.0	67.1	60.7	18.2	1.49			
	ZCcon	2400	-	152.0	69.1	59.4	17.6	1.48		
Z25025	ZD030R	4000	300	250.0	78.8	73.5	19.8	2.51	527	204
G450	ZD050R	500	251.5	79.0	72.5	20.0	2.42			
	ZD100R	1000	250.0	79.0	73.0	20.2	2.50			
	ZD150R	1500	250.0	79.4	73.1	20.5	2.49			
	ZDcon	4000	-	251.1	79.2	73.5	19.3	2.50		
Z15016	ZE018R	3600	180	154.0	70.2	60.2	18.2	1.59	547	204
G450	ZE030R	300	154.0	70.1	60.9	18.0	1.51			
	ZE060R	600	154.0	70.4	60.7	19.2	1.56			
	ZE090R	900	152.0	69.1	57.2	18.2	1.50			
	ZEcon	3600	-	152.5	69.1	59.1	18.2	1.52		
Z25025	ZF030R	6000	300	252.0	82.4	72.4	20.2	2.45	509	204
G450	ZF050R	500	251.3	79.9	74.9	20.4	2.43			
	ZF100R	1000	251.3	80.0	74.0	20.5	2.52			
	ZF150R	1500	250.3	80.2	74.2	19.1	2.52			
	ZFcon	6000	-	250.9	80.3	73.9	20.1	2.42		

Tabella 5-2 Proprietà geometriche e meccaniche delle sezioni per le prove a tre punti

	Test	$P_{Test}$ (kN)	$V_1$ (kN)	$V_2$ (kN)	$M_1$ (kNm)	$M_2$ (kNm)	$\alpha_1$	$\alpha_r$	
Config W4	Z15016	ZA018R	13.99	6.99	-36.28	7.76	7.46	0.369	0.103
	G450	ZA024R	15.06	7.53	-28.54	8.13	7.94	0.500	0.165
		ZA030R	16.96	8.48	-24.52	8.90	8.77	0.729	0.316
		ZA060R	22.60	11.30	-11.14	10.17	10.12	1.105	0.870
		ZA090R	25.50	12.75	-4.20	9.56	9.54	1.400	1.212
		ZAccon	15.97	7.99	7.99	9.58	9.58	1.000	1.000
	Z25025	ZB030R	25.95	12.97	-56.21	24.00	21.40	0.334	0.223
	G450	ZB060R	36.87	18.44	-39.40	31.34	30.80	0.757	0.382
		ZB090R	43.48	21.74	-25.26	33.69	33.40	1.130	0.807
		ZB120R	49.51	24.76	-15.87	34.66	34.47	1.286	1.097
		ZB150R	47.55	23.77	-7.61	29.72	29.60	1.516	1.415
		ZBcon	33.02	16.51	16.51	33.02	33.02	1.000	1.000
Config W6	Z15015	ZC018R	12.00	6.00	-28.27	6.66	6.14	0.378	0.103
	G450	ZC030R	14.32	7.16	-19.85	7.52	7.27	0.664	0.344
		ZC060R	17.44	8.72	-8.46	7.85	7.77	1.093	0.956
		ZC090R	20.00	10.00	-3.24	7.50	7.46	1.446	1.410
		ZCcon	12.56	6.28	6.28	7.54	7.54	1.000	1.000
		Z25024	ZD030R	25.84	12.92	-60.90	23.90	22.05	0.458
	G450	ZD050R	32.88	16.44	-45.59	28.77	27.84	0.983	0.394
		ZD100R	38.40	19.20	-18.63	28.80	28.51	1.339	1.161
		ZD150R	46.96	23.48	-7.62	29.35	29.19	1.740	1.633
		ZDcon	29.03	16.88	16.88	33.76	33.76	1.000	1.000
		Z15015	ZE018R	8.24	4.12	-31.19	7.05	6.52	0.408
	G450	ZE030R	9.76	4.88	-22.73	8.05	7.80	0.700	0.236
ZE060R		12.00	6.00	-11.73	9.00	8.92	1.173	0.730	
ZE090R		11.44	5.72	-5.64	7.72	7.68	1.196	1.065	
ZEcon		9.60	4.80	4.80	8.64	8.64	1.000	1.000	
Z25024		ZF030R	17.28	8.64	-65.40	24.62	22.77	0.455	0.121
G450	ZF050R	23.12	11.56	-53.86	31.78	30.80	0.576	0.359	
	ZF100R	26.88	13.44	-26.28	33.59	33.30	1.215	0.699	
	ZF150R	29.44	14.72	-14.52	33.11	32.97	1.593	1.168	
	ZFcon	19.28	9.64	9.64	28.91	28.91	1.000	1.000	

Tabella 5-3 Riassunto delle reazioni interne nelle connessioni overlap  
(i dati si riferiscono ad un solo profilo)

## 5.5 Distribuzione delle forze interne nelle connessioni sovrapposte

Al fine di valutare la resistenza delle connessioni sovrapposte, è indispensabile determinare le forze interne nelle medesime in presenza di carichi esterni. Riferendosi alla connessione sovrapposta Config. W4, Figura 5-3, sono state adottate le seguenti assunzioni:

- il centro di rotazione della connessione, O, è coincidente con il centro del gruppo di bulloni;
- l'intensità delle forze sui bulloni,  $F_b$  e  $F_{bm}$ , è proporzionale alla distanza tra i fori dei bulloni ed il centro di rotazione della connessione, O:
- le direzioni delle forze  $F_b$  e  $F_{bm}$  derivano dall'equilibrio dei momenti della connessione.

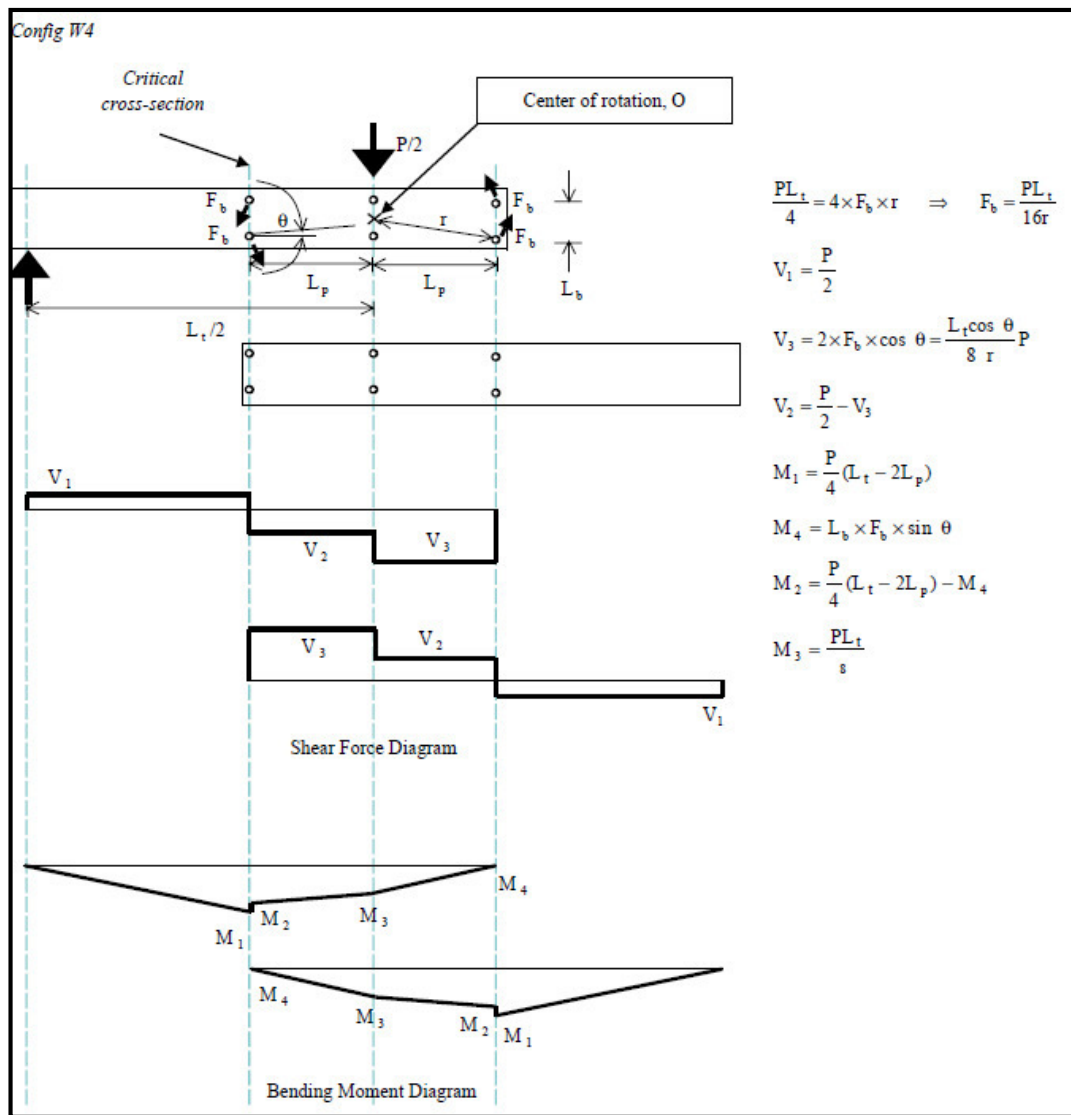


Figura 5-3 Distribuzione delle sollecitazioni all'interno della zona sovrapposta: Config.W4

Dopo aver raggiunto l'equilibrio delle forze e dei momenti, tutte le forze interne sono illustrate in Figura 6-1. Sia i diagrammi del taglio che del momento flettente vengono poi facilmente tracciati e vengono anch'essi presentati in Figura 6-1, unitamente a tutte le espressioni degli sforzi. Secondo i carichi massimi applicati misurati dai tests, le forze di taglio corrispondenti  $V_1$  e  $V_2$ , ed i momenti  $M_1$  e  $M_2$  sul lato sinistro (LHS) e sul lato destro (RHS) delle estremità delle sovrapposizioni, sono riassunti in Tabella 5-3. Va osservato che:

- per i collegamenti sovrapposti con lunghezze di sovrapposizione brevi, l'intensità della forza di taglio  $V_2$  è considerevolmente maggiore di quella della forza di taglio  $V_1$ . Come aumenta tale lunghezza, la forza di taglio  $V_2$  viene ridotta notevolmente, diventando paragonabile a quella della forza  $V_1$ . Tuttavia, per le connessioni in cui il rapporto tra la lunghezza di sovrapposizione e la profondità della sezione è maggiore di 4,0, il taglio  $V_2$  è sempre minore del taglio  $V_1$ . Quindi, è importante controllare queste forze sia al LHS che al RHS delle sezioni critiche alla fine delle sovrapposizioni;
- tuttavia, il momento  $M_1$  risulta sempre superiore al momento  $M_2$  per tutte le lunghezze di sovrapposizione, sebbene le differenze siano relativamente piccole. Quindi, è importante controllare i momenti nella parte sinistra delle sezioni critiche, alla fine delle lunghezze di sovrapposizione;
- Nonostante la grande forza di taglio  $V_3$  che agisce a metà campata dei provini, il momento  $M_3$  corrispondente è sempre piccolo. Quindi, le sezioni di mezzeria non sono mai critiche. Questo concorda con le osservazioni derivanti dalla serie di tests, in cui tutte le connessioni



sovrapposte andavano in crisi alle estremità delle lunghezze di sovrapposizione, sotto l'azione combinata di flessione e taglio.

Di conseguenza, per collegamenti sovrapposti con piccole lunghezze di sovrapposizione, è necessario controllare sia la LHS che la RHS delle sezioni critiche alle estremità delle sovrapposizioni stesse.

Per collegamenti sovrapposti con grandi lunghezze di sovrapposizione va controllata solamente la LHS delle sezioni critiche.

## 5.6 Progetto nei confronti di momento e taglio combinati

Sulla base delle osservazioni sperimentali [1], l'instabilità per taglio dell'anima della sezione alle estremità delle sovrapposizioni è risultata piuttosto localizzata, e la lunghezza di una tipica forma modale è risultata variare da 0,8 a 1.25D, dove D è l'altezza della sezione.

Per l'Eurocodice 3: Parte 1.3, il coefficiente di taglio,  $k_\tau$ , nell'espressione della snellezza relativa dell'anima,  $\lambda_w$ , viene proposto pari a 6,90 durante la determinazione della capacità a taglio [EN3-1-3: 6.1.5- resistenza a taglio della sezione trasversale]. Per l'adeguatezza strutturale dei collegamenti sovrapposti, sia i tagli che i momenti applicati sulle sezioni critiche devono essere verificati nei confronti delle loro rispettive capacità sezionali come segue:

$$v_1 = \frac{V_1}{V_c} \leq 1.0; \quad v_2 = \frac{V_2}{V_c} \leq 1.0$$
$$m_1 = \frac{M_1}{M_c} \leq 1.0; \quad m_2 = \frac{M_2}{M_c} \leq 1.0$$

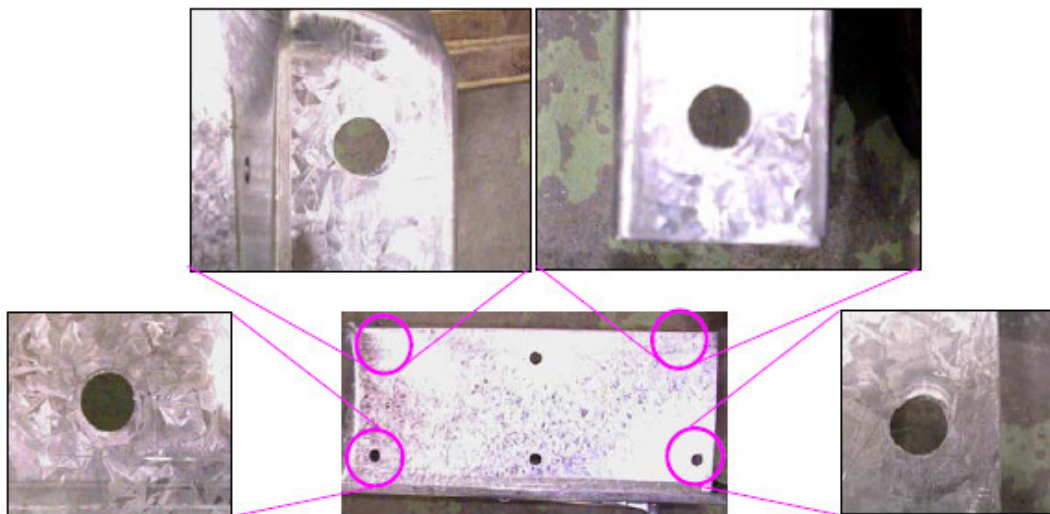
dove:

$v_1, v_2$  sono i rapporti delle forze di taglio per LHS e per RHS delle sezioni critiche, rispettivamente;

$m_1, m_2$  sono i rapporti dei momenti per LHS e per RHS delle sezioni critiche, rispettivamente;

$V_c, M_c$  sono le capacità di taglio e di momento di progetto delle sezioni critiche, calcolate considerando la presenza dei fori per i bulloni.

La sezione critica del collegamento sovrapposto è definita come la sezione trasversale dell'arcareccio contenente i fori dei bulloni alla fine della sovrapposizione, come mostrato in Figura 5-4. Inoltre, è necessario verificare a flessione e taglio sia la LHS che RHS delle sezioni critiche.



**Figura 5-4** Crisi per rifolamento della lamiera nella zona del collegamento (sezione critica)

La curva di interazione momento-taglio risulta:

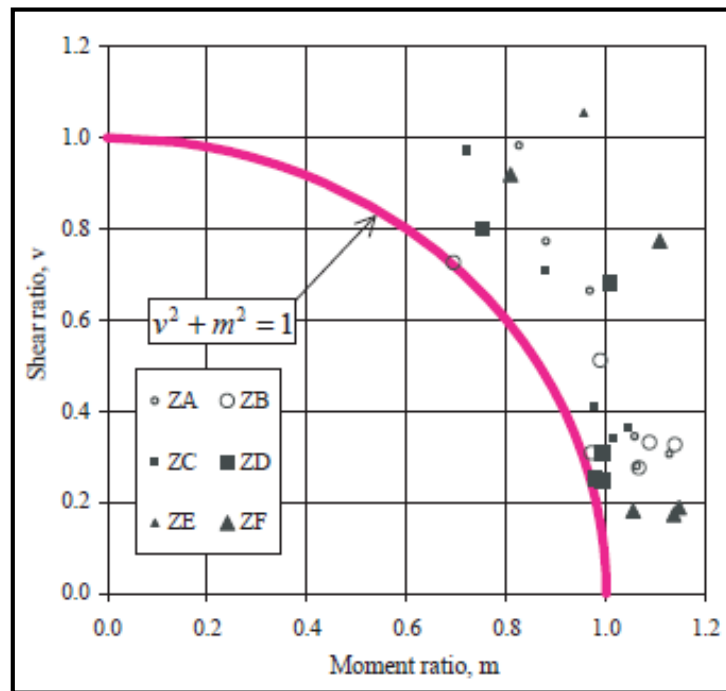


Figura 5-5 Curva di interazione momento taglio per le sezioni critiche secondo EC3-1-3

La Tabella 5-4 riassume le varie verifiche basate sulle capacità sezionali valutate con Eurocodice 3-1-3 assieme ai rapporti delle forze interne,  $v$  e  $m$ . Inoltre, le coppie  $v$  ed  $m$  sono riportate in Figura 5-5 insieme alla curva di interazione per un confronto diretto. Si dimostra che quasi tutti i rapporti  $v$ - $m$  si trovano appena fuori la curva di interazione, che quindi si può considerare sufficientemente precisa per la verifica nei confronti di momento e taglio delle sezioni critiche alla fine delle sovrapposizioni.

	Test	$M_c$ (kNm)	$V_c$ (kN)	$m$	$v$	$P_{Test}$ (kN)	$P_{Design}$ (kN)	$\gamma$		
Config W4	Z15016	ZA018R	9.05	36.91	0.82	0.98	13.99	10.58	1.32	
		G450	ZA024R	9.03	36.95	0.88	0.77	15.06	12.59	1.20
			ZA030R	9.07	36.91	0.97	0.66	16.96	14.22	1.19
			ZA060R	9.03	36.93	1.13	0.31	22.60	19.30	1.17
			ZA090R	9.05	36.97	1.06	0.34	25.50	22.82	1.12
			ZAcon	9.03	36.97	1.06	0.28	15.97	14.72	1.09
		Z25025	ZB030R	30.85	77.44	0.69	0.73	25.95	24.46	1.06
		G450	ZB060R	30.63	77.07	0.99	0.51	36.87	32.40	1.14
			ZB090R	30.47	76.28	1.09	0.33	43.48	37.81	1.15
			ZB120R	30.47	75.78	1.14	0.33	49.51	41.49	1.19
			ZB150R	30.62	77.08	0.97	0.31	47.55	46.22	1.03
			ZBcon	31.00	77.43	1.07	0.28	36.01	30.26	1.19
	Config W6	Z15015	ZC018R	8.51	29.08	0.72	0.97	12.00	9.57	1.25
			G450	ZC030R	8.29	27.96	0.88	0.71	14.32	12.41
			ZC060R	7.52	23.89	1.04	0.36	17.44	15.68	1.11
			ZC090R	7.69	24.33	0.98	0.41	20.00	18.73	1.07
			ZCcon	7.43	23.89	1.01	0.34	12.56	11.95	1.05
		Z25024	ZD030R	29.30	76.23	0.75	0.80	25.84	22.27	1.16
		G450	ZD050R	27.61	66.95	1.01	0.68	32.88	26.13	1.26
			ZD100R	29.47	76.23	0.98	0.25	38.40	37.79	1.02
			ZD150R	29.60	76.23	0.99	0.31	46.96	44.79	1.05
			ZDcon	29.27	75.95	0.99	0.25	29.03	28.63	1.01
Config W6	Z15015	ZE018R	6.82	29.58	0.95	1.05	8.24	5.62	1.47	
		G450	ZE030R	6.15	25.22	1.27	0.90	9.76	6.15	1.59
			ZE060R	6.69	27.89	1.33	0.42	12.00	8.54	1.40
			ZE090R	5.95	24.96	1.30	0.23	11.44	8.66	1.32
			ZEcon	6.15	25.94	1.40	0.24	9.60	6.77	1.42
		Z25024	ZF030R	28.17	71.19	0.81	0.92	17.28	13.30	1.30
		G450	ZF050R	27.82	69.59	1.11	0.77	23.12	16.52	1.40
			ZF100R	29.58	77.77	1.14	0.17	26.88	22.66	1.19
			ZF150R	28.90	78.03	1.15	0.19	29.44	25.28	1.16
			ZFcon	27.44	68.81	1.05	0.18	19.28	18.10	1.06

Note: Only the critical pairs of  $v$  and  $m$  are given for clarity.

Tabella 5-4 Valori di  $m$  e  $v$  secondo EC3-1-3

Per quantificare l'efficienza strutturale della curva di interazione, viene introdotto un fattore  $\gamma$ , definito come segue:

$$\gamma = \frac{P_{Test}}{P_{Design}}$$

dove:

$P_{test}$  è il massimo carico applicato determinato dal test;

$P_{design}$  è il carico di progetto della connessione.

Un fattore  $\gamma$  più grande dell'unità implica che le regole di progetto nei confronti di momento e taglio sono soddisfacenti. Tutti i fattori adottati per la sezione critica sono riassunti nella Tabella 5-4, mentre la Figura. 5-6 riporta la distribuzione dei coefficienti del modello di tutte le prove. Si dimostra che:

- con l'Eurocodice 3 Parte 1-3, i coefficienti spaziano tra 1,02-1,59; il valore medio è di 1,21 con una deviazione standard di 0,14. Per le sezioni continue risulta un range di 1,01-1,42, con un valore medio pari a 1,14 e deviazione standard di 0,15. Va notato che in un totale di 32 dati, solo due sono inferiori all'unità.

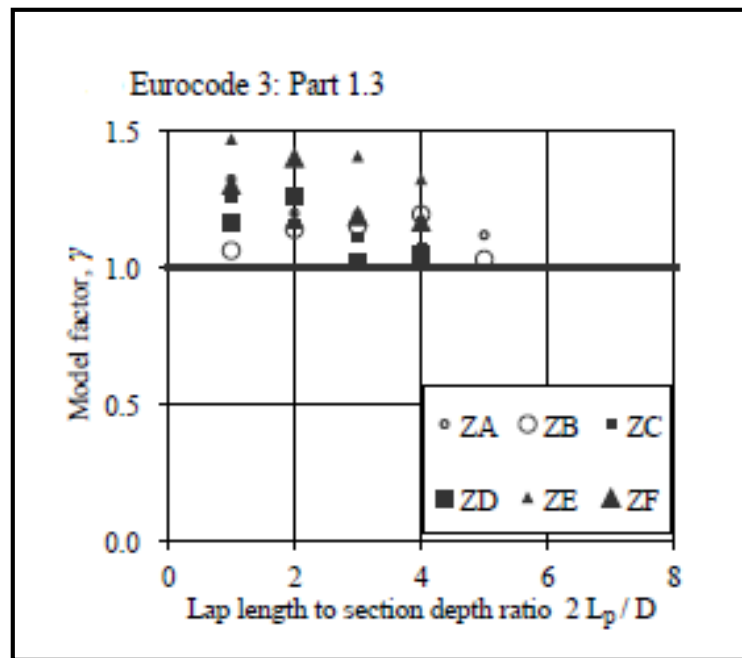


Figura 5-6 Fattore del modello  $\gamma$  rispetto ai valori combinati di  $m$  e  $v$

Quindi, le regole di progettazione proposte sono ritenute applicabili e conservative. Inoltre, un attento esame sui fattori del modello rivela che per le connessioni sovrapposte con lunghezze di sovrapposizione pratiche, ossia con rapporti tra tali lunghezze e l'altezza della sezione fra 4 e 6, i valori di  $\gamma$  variano fra 1,0 e 1,4 con riferimento all'Eurocodice3-1-3. Ecco perché le regole di progettazione proposte possono considerarsi strutturalmente efficienti per connessioni sovrapposte con lunghezze di sovrapposizione aventi valori utilizzabili nella pratica.

## 5.7 Rigidezza flessionale effettiva dei collegamenti sovrapposti

I rapporti di rigidezza flessionale effettiva dei collegamenti sovrapposti  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  indicati nella Tabella 5-3 sono rappresentati nella Figura 5-7 per un rapido confronto. Va osservato che a causa della scarsità di dati, è possibile realizzare espressioni di progetto assai semplificate, sia per i valori massimi che per i valori minimi di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$ , necessari per determinare i momenti massimi e minimi su entrambi i supporti interni e vicino le zone di mezzera delle campate degli arcarecci. Dopo un'analisi dei dati come mostrato in Figura 5-7, le espressioni di progetto per la valutazione di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  risultano essere:

- *Config. W4 with  $L_1$  equal to  $16D$*

$$\alpha_{i,\max} = 0.23\beta_D + 0.32; \quad \alpha_{i,\min} = 0.23\beta_D + 0.02$$

$$\alpha_{f,\max} = 0.23\beta_D + 0.07; \quad \alpha_{f,\min} = 0.23\beta_D - 0.18$$

- *Config. W6 with  $L_1$  ranging from 16 to  $32D$*

$$\alpha_{i,\max} = 0.23\beta_D + 0.52; \quad \alpha_{i,\min} = 0.23\beta_D - 0.18$$

$$\alpha_{f,\max} = 0.23\beta_D + 0.27; \quad \alpha_{f,\min} = 0.23\beta_D - 0.33$$

dove:

$L_t$  è la luce della connessione usata nei test;

$D$  è la profondità della sezione;

$\beta_D$  è il rapporto tra la lunghezza di sovrapposizione e la profondità della sezione ( $2L_p/D$ )

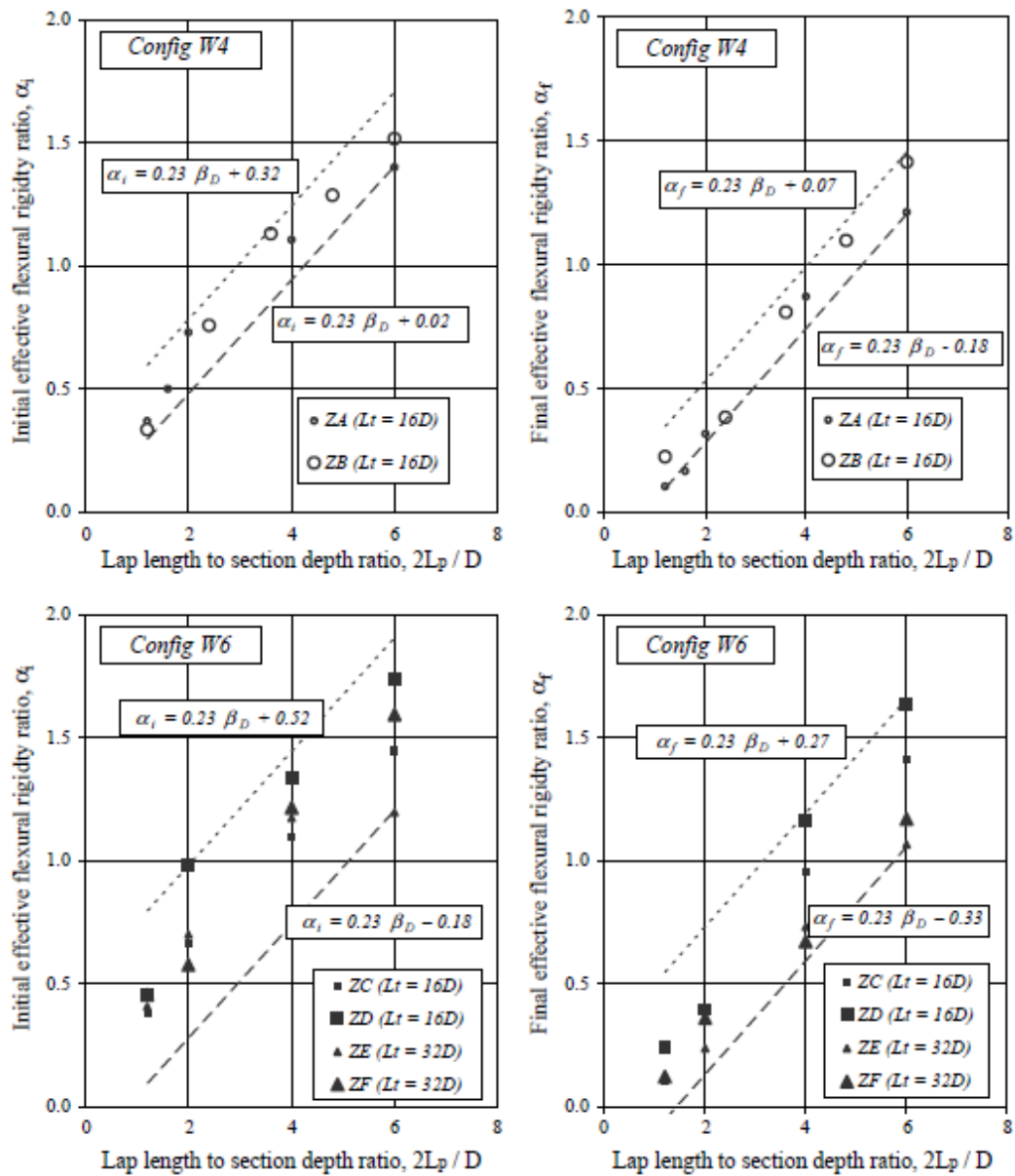


Figura 5-7 Valori della rigidità flessionale efficace ripetuto a diverse configurazioni di bulloni

Va notato che:

- per i collegamenti sovrapposti con Config. W4, le variazioni nei valori massimi e minimi di  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  sono considerate piccole, e tutti questi dati sono applicabili solo alle connessioni con rapporti tra luce e altezza della sezione pari a 16.
- per i collegamenti sovrapposti con Config. W6, i valori  $\alpha_i$  e  $\alpha_f$  variano significativamente. Tuttavia i dati sono applicabili alle connessioni con rapporti tra luce e profondità della sezione variabili da 16 a 32.

Di conseguenza, è dimostrato che i valori delle rigidezze flessionali effettive di queste connessioni dipendono non solo dal rapporto fra i livelli di carico e la lunghezza di sovrapposizione, ma anche dal rapporto tra luce e altezza della sezione. Per una performance strutturale adeguata dei sistemi di arcarecci multi-campata devono essere adeguatamente considerati nelle analisi e nel progetto tutti questi effetti.

## 5.8 Conclusioni

Viene proposto in [1] un metodo di progettazione razionale per le connessioni sovrapposte tra sezioni a Z di profili formati a freddo, dopo un'attenta calibrazione a fronte di dati ottenuti da prove di carico a tre punti. Si valutano le capacità resistenti di momento e di taglio per le sezioni critiche alle estremità delle sovrapposizioni tenendo conto della presenza dei fori dei bulloni. Inoltre, sulla base di osservazioni sperimentali, viene mostrato che l'instabilità per taglio risulta essere meno critica nelle connessioni sovrapposte a causa degli effetti restrittivi provenienti da entrambe le sezioni e dai collegamenti trave-arcareccio. Così, le capacità a momento delle sezioni critiche si riducono mentre quelle per taglio



aumentano, se confrontate con le capacità di base delle medesime sezioni. Ciò porta ad una progettazione più economica per le sezioni critiche alle estremità delle connessioni.

Si propongono, inoltre, le espressioni di progetto per le rigidezze flessionali efficaci di sezioni sovrapposte. Di conseguenza, il comportamento strutturale di arcarecci a Z formati a freddo in termini di resistenza e di rigidezza è così facilmente quantificabile per l'approccio alla progettazione.

## **Bibliografia:**

- [1]. *Ho, H.C. (2005): Structural behaviour of lapped cold-formed steel Z section*, Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University.
- [2]. *Allen, D. (2006): History of Cold Formed Steel*, STRUCTURE magazine.
- [3]. *Hancock, G.J., Murray, T. M., Ellifritt, D. S. (2001): Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification*, Marcel Dekker, Inc., New York, N.Y.
- [4]. *De Miranda, S., Miletta, R., Ruggerini, A., Ubertini, F. (2011): progettazione e calcolo di sistemi di copertura formati a freddo*, Università degli Studi di Bologna, Facoltà di Ingegneria.
- [5]. *Silvestre, N., Camotim, D. (2004): Distortional buckling formulae for cold-formed steel C and Z-section members Part I—derivation*, Department of Civil Engineering, IST/ICIST, Technical University of Lisbon, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisbon, Portugal.
- [6]. *Attila László Joó (2009): Analysis And Design Of Cold-Formed Thin-Walled Roof System*, Budapest University of Technology and Economics, Budapest.
- [7]. *Murray, N. W. (1986): Introduction To The Theory Of Thin-Walled Structure*, The Oxford Engineering Science Series, Clarendon Press, Oxford.

- [8]. *Gherzi, A., Landolfo, R., Mazzolani, F.M. (2002): Design Of Metallic Cold-Formed Thin-Walled Members*, Spon Press Is An Imprint Of The Taylor & Francis Group, London U.K.
- [9]. *Wei-Wen Yu, Roger A. LaBoube (2010): Cold-Formed Steel Design, Fourth Edition*, Missouri University of Science and Technology (Formerly University of Missouri-Rolla), Rolla, Missouri. John Wiley & Sons, Inc.
- [10]. *Miletta, R. (2009): Sistemi di copertura "Cold-Formed": un approccio di analisi basato su teorie di trave di ordine superiore*, Università degli Studi di Bologna, Facoltà di Ingegneria.
- [11]. *Ruth Gutiérrez, Alfoso Loureiro, Alicia Moreno, Josè M. Reinoso, Riccardo Bèllon (2008) Behaviour Analysis of Bolted Connected Z Cold Formed Steel Beams*, University of A Coruña.
- [12]. *Lei Zhang, Gengshu Tong (2007): Moment resistance and flexural rigidity of lapped connections in multi-span cold-formed Z purlin systems*, Department of Civil Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China. *Thin-Walled Structures* 46.
- [13]. *Robra, J., Luza, G. (2008): Design of Z-purlin :part 1. Basic and cross section values according to EN 1993-1-3*. Eurosteel 2008, Graz, Austria.
- [14]. *Robra, J., Luza, G. (2008): Design of Z-purlins: part 2. Design methods given in Eurocode EN 1993-1-3*. Eurosteel 2008, Graz, Austria.

- [15]. *Georgescu, M. :Design of modern steel roofing via improved distortional approach*. Proceeding of the 11th WSEAS International Conference on Stainability in Science Engeneering.
- [16]. *EN 1993-1-3: design of steel structures – Part 1.3: Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting (2005)*.
- [17]. *Tozzi, A. (2008): Sistemi di copertura “Cold-Formed”: validazione di approcci progettuali innovativi tramite sperimentazione numerica*. Università degli Studi di Bologna, Facoltà di Ingegneria.
- [18]. *Straus7 software: Theoretical manual. Theoretical background to the Straus7 finite element analysis system*.(2004) G+D computing. Australia.

## **Ringraziamenti**

Ho dedicato diversi mesi a redigere questa tesi di laurea. Sono molto soddisfatta dei risultati ottenuti ma soprattutto di me stessa. È stata un'esperienza che mi ha insegnato tanto sia dal lato dell'apprendimento che per quello umano. Gli argomenti trattati mi hanno molto appassionato e sono stata sempre supportata da tante persone, per questo voglio ringraziare:

Il mio Relatore, il Proff. Ubertini, per avermi proposto di lavorare a questo progetto e per la sua disponibilità. In questi anni di Università ho avuto l'onore di seguire due dei suoi corsi e devo dire che quello che trasmetteva agli studenti era sempre motivo interesse e voglia di imparare. Sono corsi di cui uno studente dice "non posso perdere neanche una lezione!". Grazie per averci sempre stimolato e spinto a dare in massimo.

Il mio correlatore, l'ing. Rosario Miletta, per avermi sempre dato ottimi consigli e per tutto il tempo che mi ha dedicato nonostante i suoi impegni. Grazie per avermi incoraggiato quando credevo di non riuscire a portare a termine il lavoro nei miei momenti di sconforto e per l'entusiasmo che vedevo nei miei confronti quando invece le cose andavano bene. Grazie di cuore.

Il mio correlatore, l'ing. Stefano de Miranda, per aver contribuito negli ultimissimi giorni a portare a termine questa tesi e per i consigli che mi ha dato.

Vorrei ringraziare inoltre, l'ing. Castellazzi per i suoi suggerimenti e per la sua pazienza.