

6. Collegamenti soggetti a carichi statici

6.1. Principi

6.1.1. Generalità

- (1) Tutti i collegamenti devono avere una resistenza di progetto tale che la struttura rimanga efficiente e sia in grado di soddisfare tutti i requisiti fondamentali per il progetto indicati nel punto 2.
- (2) I coefficienti parziali di sicurezza γ_M devono essere assunti come di seguito indicato:
 - resistenza dei collegamenti bullonati: $\gamma_{Mb} = 1,25$
 - resistenza dei collegamenti chiodati: $\gamma_{Mr} = 1,25$
 - resistenza dei collegamenti con perni: $\gamma_{Mp} = 1,25$
 - resistenza dei collegamenti saldati: $\gamma_{Mw} = 1,25$
 - resistenza allo scorrimento: $\gamma_{Ms} =$ vedere 6.5.8.1
 - resistenza delle giunzioni di travi reticolari in profilati cavi: γ_{Mj} vedere l'appendice K
 - resistenza degli elementi e sezioni trasversali: γ_{M0}, γ_{M1} e γ_{M2} vedere 5.1.1

Nota: il NAD italiano modifica così i coefficienti γ_M :

- resistenza dei collegamenti bullonati: $\gamma_{Mb} = 1,35$
- resistenza dei collegamenti chiodati: $\gamma_{Mr} = 1,35$
- resistenza dei collegamenti con perni: $\gamma_{Mp} = 1,35$
- resistenza dei collegamenti saldati:

saldature d'angolo	$\gamma_{Mw} = 1,35$
saldature I ^a classe	$\gamma_{Mw} = 1,05$
saldature II ^a classe	$\gamma_{Mw} = 1,20$

- (3) I collegamenti soggetti a fatica devono inoltre soddisfare i requisiti indicati nel punto 9.

6.1.2. Forze e momenti applicati

- (1) Le forze ed i momenti applicati ai collegamenti allo stato limite ultimo devono essere determinati attraverso l'analisi globale in conformità al punto 5.
- (2) Queste forze e momenti devono considerare:
 - gli effetti del secondo ordine;
 - gli effetti delle imperfezioni: vedere 5.2.4;
 - gli effetti della flessibilità dei collegamenti nel caso di collegamenti semi-rigidi: vedere 6.9.

6.1.3. Resistenza dei collegamenti

- (1) La resistenza dei collegamenti deve essere determinata in base alla resistenza dei singoli dispositivi di giunzione o saldature.
- (2) Nel progetto dei collegamenti sarà generalmente usata l'analisi elastica-lineare. In alternativa può essere impiegata l'analisi non-lineare purché essa tenga in considerazione le relazioni carico-allungamento di tutti i componenti del collegamento.
- (3) Se il modello di progetto è basato sulle linee di snervamento, l'idoneità di questo modello deve essere dimostrata sulla base di prove fisiche.

6.1.4. Ipotesi di progetto

- (1) I collegamenti possono essere progettati distribuendo le forze ed i momenti interni nel modo che risulta il più razionale purché:
 - (a) le forze ed i momenti interni assunti siano in equilibrio con le forze ed i momenti applicati;
 - (b) ciascun elemento del collegamento sia in grado di resistere alle forze ed alle sollecitazioni considerate nell'analisi;

- (c) le deformazioni derivanti da questa distribuzione non superino la capacità di deformazione dei dispositivi di giunzione o saldature e delle parti collegate;
 - (d) le deformazioni assunte in qualsiasi modello di progetto basato sulle linee di snervamento siano basate su rotazioni rigide (e deformazioni nel piano) che siano fisicamente possibili.
- (2) Inoltre, la distribuzione assunta delle forze interne deve essere realistica per quanto riguarda le rigidità relative nel giunto. Le forze interne cercheranno di seguire il percorso di maggior rigidità. Tale percorso deve essere identificato con chiarezza e coerentemente seguito lungo tutto il progetto del collegamento.
 - (3) Non è normalmente necessario calcolare le sollecitazioni residue e le sollecitazioni dovute al serraggio dei dispositivi di giunzione e all'usuale prassi di assemblaggio.

6.1.5. Fabbricazione e montaggio

- (1) Nel progetto di tutti i collegamenti e giunzioni si deve tenere in considerazione la facilità di costruzione e montaggio.
- P(2) Particolare riguardo deve essere rivolto a:
 - gli spazi occorrenti per un montaggio in condizioni di sicurezza;
 - gli spazi necessari per serrare i dispositivi di giunzione;
 - l'accessibilità necessaria per eseguire le saldature;
 - i requisiti delle procedure di saldatura;
 - gli effetti delle tolleranze angolari e di lunghezza sull'assemblaggio.
- P(3) Si deve inoltre prestare attenzione ai requisiti per:
 - le ispezioni successive;
 - i trattamenti delle superfici;
 - la manutenzione.

Nota - Per regole dettagliate sulla fabbricazione e montaggio vedere il punto 7.

6.2. Intersezioni

- (1) I componenti che convergono in un giunto devono di norma essere posizionati in modo che i loro assi baricentrici si incontrino in un punto.
- (2) Quando nelle intersezioni ci sono eccentricità, esse devono essere tenute in considerazione, ad eccezione del caso di particolari tipi di strutture ove sia stato dimostrato che ciò non è necessario.
- P(3) Nel caso di collegamenti bullonati di angolari e profilati a T aventi almeno due bulloni per collegamento, gli assi di truschino dei bulloni possono essere considerati al posto degli assi baricentrici in relazione alla intersezione nelle giunzioni.

6.3. Collegamenti caricati a taglio soggetti a vibrazioni e/o inversioni di carico

- (1) Quando un collegamento caricato a taglio è sottoposto ad urti o vibrazioni significative, devono essere usate le saldature oppure bulloni con dispositivi anti-allentamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati, o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.
- (2) Quando lo scorrimento non è accettabile in un collegamento in quanto soggetto a inversioni della forza di taglio (o per qualunque altra ragione), devono essere impiegati bulloni precaricati in un collegamento anti-scorrimento (categoria B o C , come appropriato: vedere 6.5.3), bulloni calibrati o saldature.
- (3) Per travature reticolari stabilizzanti o di controvento possono di norma essere usati bulloni in collegamenti del tipo ad attrito (categoria A in 6.5.3).

6.4. Classificazione dei collegamenti

6.4.1. Generalità

- (1) Le caratteristiche strutturali dei collegamenti devono essere tali da realizzare le ipotesi fatte nell'analisi della struttura e nella progettazione degli elementi.
- (2) I collegamenti possono essere classificati:
 - secondo la rigidità: vedere 6.4.2;
 - secondo la resistenza: vedere 6.4.3.
- (3) I tipi di collegamenti devono essere conformi al prospetto 5.2.1 in funzione delle ipotesi di progetto del componente e del metodo di analisi globale: vedere 5.2.2.

6.4.2. Classificazione secondo la rigidità

6.4.2.1. Collegamenti a cerniera

- (1) Un collegamento a cerniera deve essere progettato in modo tale che non possa sviluppare momenti apprezzabili che potrebbero avere un effetto negativo sui componenti della struttura.
- P(2) I collegamenti a cerniera devono essere capaci di trasmettere le forze calcolate nel progetto e devono essere in grado di assorbire le relative rotazioni.

6.4.2.2. Collegamenti rigidi

- (1) Un collegamento rigido deve essere progettato in modo tale che la sua deformazione non abbia un'influenza apprezzabile sulla distribuzione delle forze e dei momenti interni della struttura, né sulla sua deformazione globale.
- P(2) Le deformazioni dei collegamenti rigidi devono essere tali da non ridurre la resistenza della struttura di oltre il 5%.
- P(3) I collegamenti rigidi devono essere capaci di trasmettere le forze ed i momenti calcolati nel progetto.

6.4.2.3. Collegamenti semirigidi

- (1) Un collegamento che non soddisfa i criteri per un collegamento rigido o per un collegamento a cerniera indicati in 6.4.2.2(1) e 6.4.2.1(1) deve essere classificato quale collegamento semirigido.
- P(2) Un collegamento semirigido deve assicurare un prevedibile grado di interazione fra le membrature, basato sulle relazioni di progetto momento-rotazione dei collegamenti.
- P(3) I collegamenti semirigidi devono essere capaci di trasmettere le forze ed i momenti calcolati nel progetto.

6.4.3. Classificazione secondo la resistenza

6.4.3.1. Collegamenti a cerniera

- (1) Un collegamento a cerniera deve essere capace di trasmettere le forze calcolate nel progetto, senza sviluppare momenti apprezzabili che potrebbero avere un effetto negativo sui componenti della struttura.
- P(2) La capacità di rotazione di un collegamento a cerniera deve essere sufficiente per permettere, sotto i carichi di progetto, lo sviluppo di tutte le cerniere plastiche necessarie.

6.4.3.2. Collegamenti a completo ripristino di resistenza

- (1) La resistenza di progetto di un collegamento a completo ripristino di resistenza deve essere almeno uguale a quella dell'elemento collegato.
- P(2) Qualora la capacità di rotazione di un collegamento a completo ripristino di resistenza sia limitata, devono essere tenuti in considerazione gli effetti prodotti dall'eccessiva resistenza. Se la resistenza di progetto del collegamento è almeno 1,2 volte la resistenza plastica di progetto dell'elemento, non è necessario verificare la capacità di rotazione del collegamento.

- P(3) La rigidità di un collegamento a completo ripristino di resistenza deve essere tale che, sotto i carichi di progetto, le rotazioni nelle cerniere plastiche necessarie non eccedano le loro capacità di rotazione.

6.4.3.3. Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

- (1) La resistenza di progetto di un collegamento a parziale ripristino di resistenza non può essere inferiore a quella necessaria a trasmettere le forze ed i momenti di progetto, ma può essere inferiore a quella dell'elemento collegato.
- (2) La capacità di rotazione di un collegamento a parziale ripristino di resistenza in corrispondenza di una cerniera plastica deve essere sufficiente per permettere, sotto i carichi di progetto, lo sviluppo di tutte le cerniere plastiche necessarie.
- P(3) La capacità di rotazione di un collegamento può essere dimostrata per via sperimentale. La dimostrazione sperimentale non è richiesta quando siano impiegate soluzioni che, per esperienza, hanno dimostrato di possedere caratteristiche adeguate.
- P(4) La rigidità di un collegamento a parziale ripristino di resistenza deve essere tale che, sotto i carichi di progetto, non sia superata la capacità di rotazione di nessuna delle cerniere plastiche necessarie.

6.5. Collegamenti con bulloni, chiodi o perni

6.5.1. Posizionamento dei fori per bulloni e chiodi

6.5.1.1 Principi

- (1) Il posizionamento dei fori per bulloni e chiodi deve essere tale da prevenire fenomeni di corrosione ed instabilità locale e da facilitare l'installazione dei bulloni o dei chiodi.
- (2) Il posizionamento dei fori deve essere inoltre conforme ai limiti di validità delle regole usate per determinare la resistenza di progetto dei bulloni e dei chiodi.

6.5.1.2. Distanza minima dall'estremità

- P(1) La distanza dall'estremità e_1 , dal centro del foro di un dispositivo di giunzione all'estremità adiacente di una qualsiasi parte, misurata nella direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1), non deve essere inferiore a $1,2 d_0$, dove d_0 è il diametro del foro: vedere 7.5.2.
- P(2) La distanza dall'estremità deve essere incrementata, se necessario, per assicurare un'adeguata resistenza al rifollamento: vedere 6.5.5 e 6.5.6.

6.5.1.3. Distanza minima dal bordo

- P(1) La distanza dal bordo e_2 , dal centro del foro di un dispositivo di giunzione al bordo adiacente di una qualsiasi parte, misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1), non deve essere di norma minore di $1,5 d_0$.
- P(2) La distanza dal bordo può essere ridotta fino ad un valore non minore di $1,2 d_0$ purché la resistenza di progetto al rifollamento sia ridotta di conseguenza come indicato in 6.5.5 o 6.5.6.

6.5.1.4. Distanze massime dall'estremità e dal bordo

- P(1) Qualora gli elementi siano esposti alle intemperie o ad altre azioni corrosive, la distanza massima dall'estremità o dal bordo non deve essere maggiore di $40 \text{ mm} + 4t$, dove t è lo spessore del più sottile elemento esterno collegato.
- P(2) Negli altri casi la distanza dall'estremità o dal bordo non deve superare il valore maggiore fra $12 t$ e 150 mm .
- P(3) La distanza dal bordo non deve inoltre superare il valore massimo per soddisfare i requisiti relativi all'instabilità locale di un elemento sporgente. Tale prescrizione non si applica ai dispositivi di giunzione che interconnettono elementi di membrane tese. La distanza dall'estremità non è interessata da questa prescrizione.

6.5.1.5. Interasse minimo

- P(1) L'interasse p_1 , fra i centri dei fori dei dispositivi di giunzione, nella direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1), non deve essere minore di $2,2 d_0$. Tale interasse deve essere

aumentato, se necessario, per assicurare una adeguata resistenza al rifollamento: vedere 6.5.5 e 6.5.6.

- P(2) L'interasse p_2 fra le file dei dispositivi di giunzione, misurato perpendicolarmente alla direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1) non deve normalmente essere minore di $3,0 d_0$. Tale interasse può essere ridotto a $2,4 d_0$ purché la resistenza di progetto al rifollamento venga di conseguenza ridotta: vedere 6.5.5 e 6.5.6.

6.5.1.6. Interasse massimo per elementi compressi

- P(1) L'interasse p_1 , dei dispositivi di giunzione in ciascuna fila e la spaziatura p_2 fra le file dei dispositivi di giunzione non devono superare il valore minore fra $14 t$ e 200 mm . Le file adiacenti dei dispositivi di giunzione possono essere sfalsate simmetricamente: vedere fig. 6.5.2.
- P(2) L'interasse fra i centri dei fori dei dispositivi di giunzione non deve inoltre superare il valore massimo per soddisfare i requisiti relativi all'instabilità locale per un elemento interno.

6.5.1.7. Interasse massimo per elementi tesi

- P(1) Per gli elementi tesi l'interasse $p_{1,i}$, fra i centri dei dispositivi di giunzione nelle file interne può essere doppio del valore indicato in 6.5.1.6(1) per gli elementi compressi purché l'interasse $p_{1,0}$ della fila esterna lungo ciascun bordo non ecceda il valore indicato in 6.5.1.6(1): vedere fig. 6.5.3.
- P(2) Entrambi questi valori potranno essere moltiplicati per 1,5 nel caso di elementi non esposti alle intemperie o non soggette ad altre azioni corrosive.

6.5.1.8. Fori asolati

- P(1) La distanza minima e_3 dalla mezzeria di un foro asolato all'estremità adiacente o al bordo di qualsiasi parte (vedere la fig. 6.5.4) non deve essere minore di $1,5 d_0$.
- P(2) La distanza minima e_4 dal centro del raggio di estremità di un foro asolato all'estremità adiacente o al bordo di una qualsiasi parte (vedere fig. 6.5.4) non deve essere minore di $1,5 d_0$.

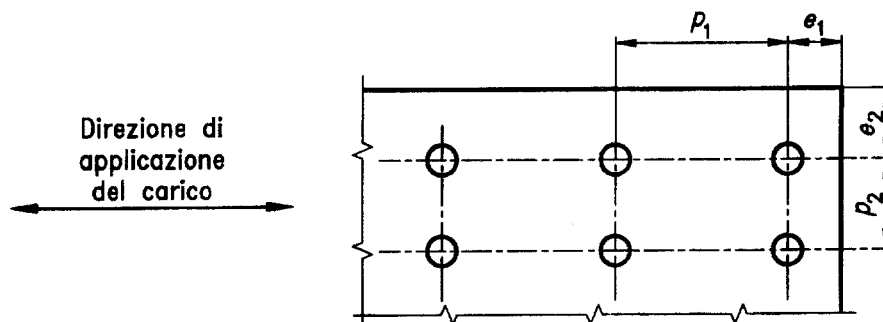


Fig. 6.5.1 - Simboli per la spaziatura dei dispositivi di giunzione

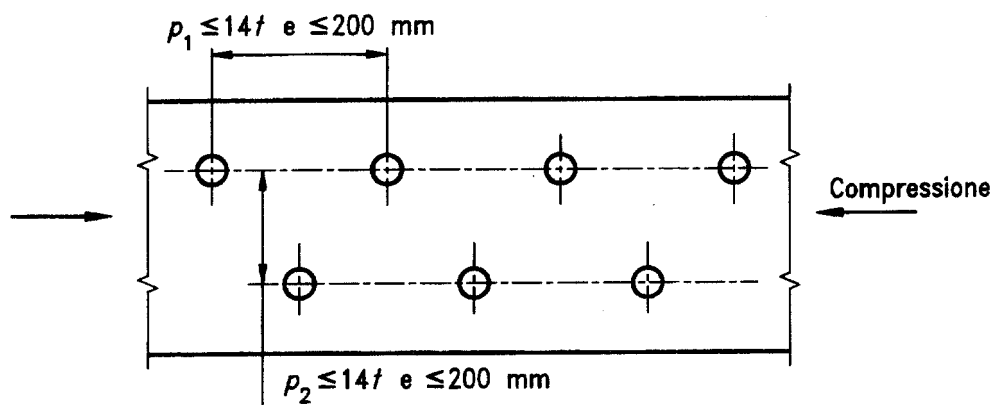


Fig. 6.5.2 - Spaziatura sfalsata – compressione

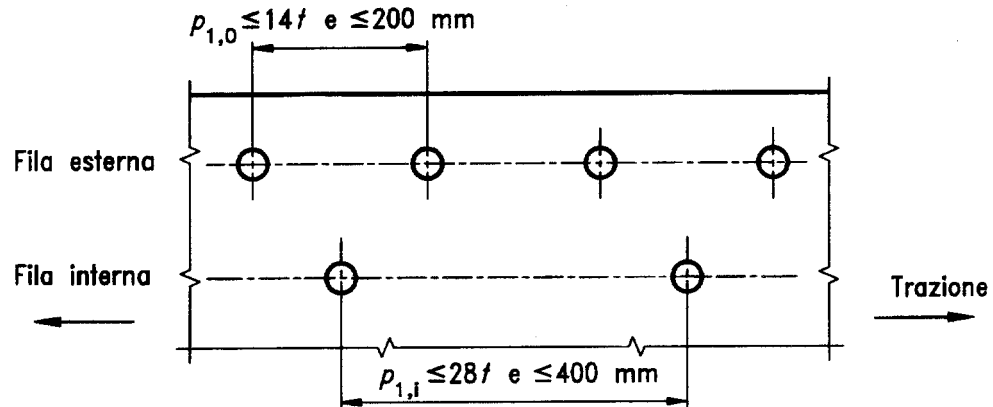


Fig. 6.5.3 - Spaziatura in componenti tesi

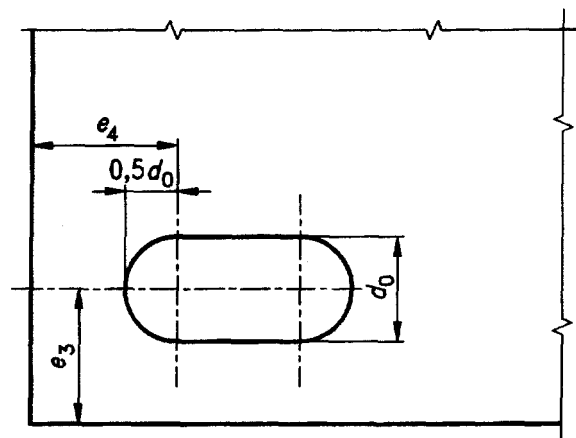


Fig. 6.5.4 - Distanze dalle estremità e dal bordo per fori asolati

6.5.2. Detrazione dell'area dei fori per dispositivi di giunzione

6.5.2.1. Generalità

- (1) Il calcolo dei collegamenti di elementi compressi è normalmente richiesto senza considerare alcuna detrazione dell'area dei fori per i dispositivi di giunzione ad eccezione del caso di fori maggiorati o asolati.
- (2) Per il progetto dei collegamenti degli altri tipi di membrature si applica quanto indicato in 5.4.3, 5.4.5.3(3) e 5.4.6(8) rispettivamente per trazione, momento flettente e taglio.

6.5.2.2. Resistenza di progetto a rottura per taglio

- (1) Il meccanismo di collasso "block shear" in una serie di fori per dispositivi di giunzione vicini all'estremità dell'anima di una trave o di una squadretta (vedere fig. 6.5.5) deve essere prevenuto mediante un'opportuna spaziatura dei fori. Questo tipo di collasso consiste generalmente in una rottura a trazione, lungo la linea dei fori, sulla superficie tensionata del gruppo di fori e in uno snervamento a taglio nella sezione lorda, in corrispondenza della fila di fori, lungo la faccia sollecitata a taglio dei fori stessi (vedere fig. 6.5.5).
- P(2) Il valore di progetto $V_{eff.Rd}$ della resistenza effettiva a rottura per meccanismo tipo "block shear" deve essere assunta pari a:

$$V_{eff.Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} \quad [6.1]$$

dove:

$A_{v,eff}$ è l'area efficace a taglio nel meccanismo "block shear".

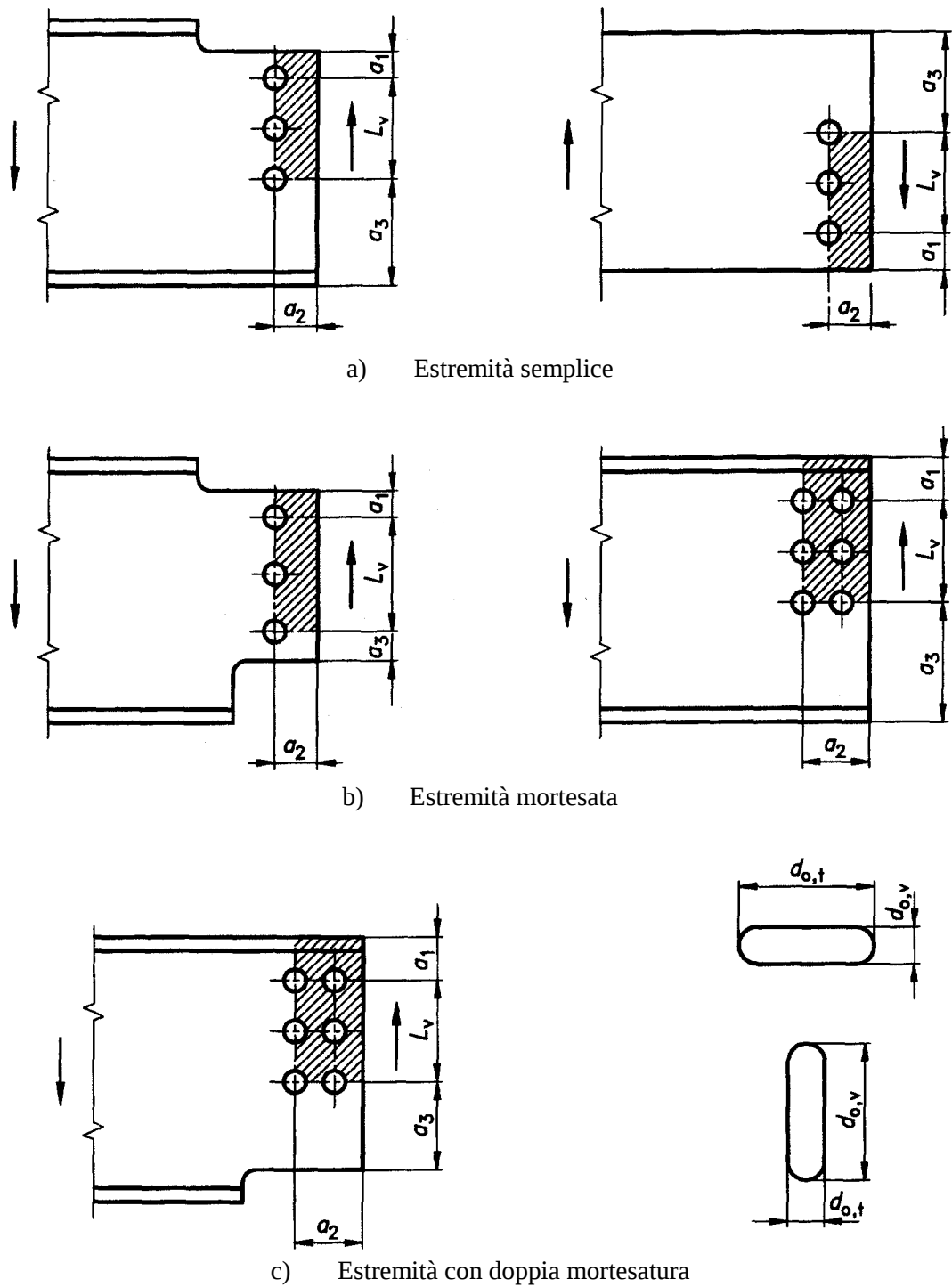


Fig. 6.5.5 - Area efficace a taglio nel meccanismo "block shear"

P(3) L'area efficace a taglio nel meccanismo "block shear" $A_{v,eff}$ deve essere determinata nel modo seguente:

$$A_{v,eff} = t L_{v,eff}$$

dove:

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$$

con la limitazione

$$L_{v,eff} \leq L_3$$

nella quale:

$$L_1 = a_1$$

con la limitazione

$$L_1 \leq 5d$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t}) \frac{f_u}{f_y}$$

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 \quad \text{con la limitazione} \quad L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - n d_{0,v}) \frac{f_u}{f_y}$$

dove:

a_1, a_2, a_3 e L_v sono indicate in fig. 6.5.5;

d è il diametro nominale del dispositivo di giunzione;

$d_{0,t}$ è la larghezza della superficie trazionata del foro, in genere il suo diametro, ma per fori asolati orizzontali si deve considerare la lunghezza dell'asola;

$d_{0,v}$ è la larghezza della superficie del foro soggetta a taglio, in genere il diametro del foro, ma per fori asolati verticali si deve considerare la lunghezza dell'asola;

n è il numero dei fori per dispositivi di giunzione nella superficie soggetta a taglio

t è lo spessore dell'anima o della squadretta;

k è un coefficiente con i seguenti valori:

- per una fila di bulloni: $k = 0,5$;
- per due file di bulloni: $k = 2,5$.

6.5.2.3. Angolari collegati ad una sola ala

- (1) Nel caso di elementi non simmetrici o non collegati simmetricamente quali gli angolari collegati ad una sola ala, per la determinazione della resistenza di progetto si devono considerare l'eccentricità dei dispositivi di giunzione nei collegamenti di estremità e gli effetti della spaziatura e delle distanze dei bulloni dal bordo.
- P(2) Gli angolari collegati su una sola ala mediante una sola fila di bulloni (vedere fig. 6.5.6) possono essere trattati come caricati assialmente e la resistenza ultima di progetto della sezione netta può essere determinata come segue:

$$\text{con 1 bullone:} \quad N_{u,Rd} = \frac{2,0 (e_2 - 0,5 d_0) t f_u}{\gamma_{M2}} \quad [6.2]$$

$$\text{con 2 bulloni:} \quad N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad [6.3]$$

$$\text{con 3 o più bulloni:} \quad N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad [6.4]$$

dove:

β_2 e β_3 sono fattori riduttivi dipendenti dal passo p_1 indicati nel prospetto 6.5.1; per valori intermedi di p_1 il valore di β può essere determinato mediante interpolazione lineare;

A_{net} è l'area netta dell'angolare; per un angolare a lati disuguali collegato attraverso l'ala più piccola, A_{net} deve essere assunto uguale all'area netta di un angolare a lati uguali equivalente avente la dimensione dell'ala coincidente con l'ala minore.

- P(3) La resistenza di progetto all'instabilità di un elemento compresso (vedere 5.5.1) deve essere basata sull'area della sezione trasversale lorda ma non deve essere assunta maggiore della resistenza di progetto della sezione trasversale indicata in (2).

Prospetto 6.5.1 - Fattori riduttivi β_2 e β_3

Passo	p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 bulloni	β_2	0,4	0,7
3 o più bulloni	β_3	0,5	0,7

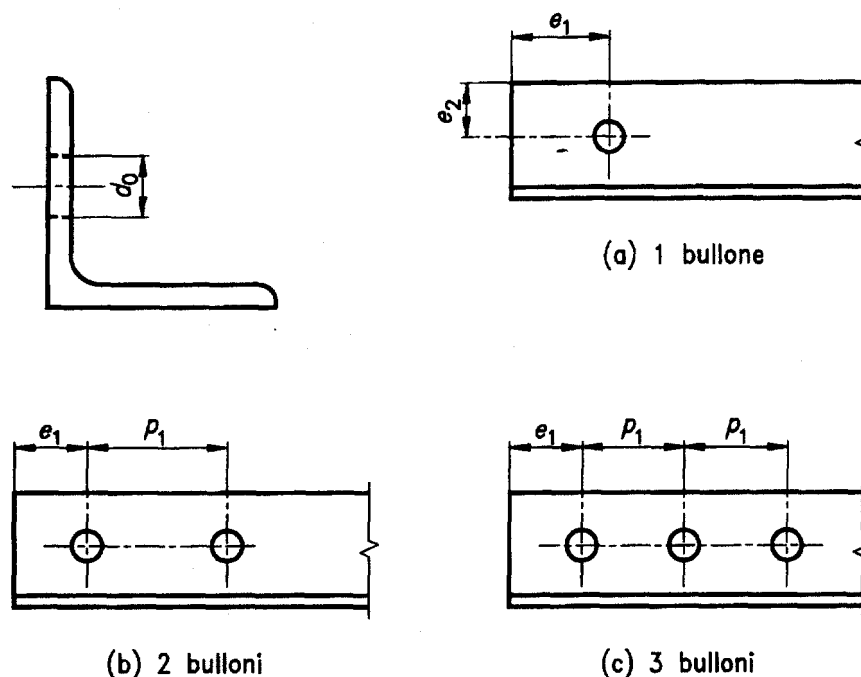


Fig. 6.5.6 - Collegamenti di angolari

6.5.3. Categorie di collegamenti bullonati

6.5.3.1. Collegamenti sollecitati a taglio

- (1) Il progetto di un collegamento bullonato sollecitato a taglio deve essere conforme ad una delle seguenti categorie (vedere prospetto 6.5.2).
- (2) Categoria A: collegamenti a taglio
In questa categoria si devono impiegare bulloni ordinari (prodotti da acciaio a basso contenuto di carbonio) o bulloni ad alta resistenza dalla classe 4.6 fino alla classe 10.9 compresa. Non sono richiesti precarico e prescrizioni particolari per le superfici di contatto. Il carico ultimo di progetto a taglio non deve eccedere né la resistenza di progetto a taglio, né la resistenza di progetto a rifollamento, determinata come indicato in 6.5.5.
- (3) Categoria B: collegamenti ad attrito resistenti allo stato limite di servizio
In questa categoria si devono impiegare bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla "Norma di riferimento" 8. Non si deve avere scorrimento allo stato limite di servizio. La combinazione delle azioni da considerare deve essere selezionata fra quelle indicate in 2.3.4 in funzione delle condizioni di carico per le quali è richiesta la resistenza allo scorrimento. Il carico di progetto a taglio allo stato limite di servizio non deve eccedere la resistenza di progetto allo scorrimento ricavata in 6.5.8. Il carico ultimo di progetto a taglio non deve eccedere né la resistenza di progetto a taglio, né la resistenza di progetto a rifollamento indicata in 6.5.5.
- (4) Categoria C: collegamenti ad attrito resistenti allo stato limite ultimo
In questa categoria si devono impiegare bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla "Norma di riferimento" 8. Non si deve avere scorrimento allo stato limite ultimo. Il carico ultimo di progetto a taglio non deve eccedere né la resistenza di progetto allo scorrimento indicata in 6.5.8, né la resistenza di progetto a rifollamento indicata in 6.5.5. Inoltre, allo stato limite ultimo, la resistenza plastica di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i bulloni $N_{net,Rd}$ (vedere 5.4.3) deve essere assunta pari a:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad [5.14]$$

6.5.3.2. Collegamenti caricati a trazione

- (1) Il calcolo di un collegamento bullonato caricato a trazione deve essere svolto in conformità ad una delle seguenti categorie (vedere prospetto 6.5.2).
- (2) Categoria D: collegamenti con bulloni non precaricati
In questa categoria devono essere impiegati bulloni ordinari (prodotti con acciaio a basso contenuto di carbonio) o bulloni ad alta resistenza fino alla classe 10.9 compresa.
Non è richiesto precarico. Questa categoria non deve essere usata qualora i collegamenti siano frequentemente soggetti a variazioni della forza di trazione. Essi tuttavia possono essere impiegati nei collegamenti calcolati per resistere ai normali carichi di vento.
- (3) Categoria E: collegamenti con bulloni ad alta resistenza precaricati
In questa categoria si devono impiegare bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla “Norma di riferimento” 8. Tale precarico migliora la resistenza a fatica. L’entità del miglioramento dipende comunque dai dettagli costruttivi e dalle tolleranze.
- (4) Per i collegamenti caricati a trazione di entrambe le categorie D ed E non è necessario alcun trattamento delle superfici di contatto, ad eccezione dei collegamenti di categoria E soggetti alla combinazione di trazione e taglio (combinazione E-B oppure E-C).

Prospetto 6.5.2 - Categorie di collegamenti bullonati

Collegamenti sollecitati a taglio		
Categoria	Criterio	Note
A A taglio	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Non è richiesto precarico. Tutte le classi da 4.6 a 10.9
B Ad attrito resistente allo stato limite di servizio	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati. Assenza di scorrimento allo stato limite di servizio.
C Ad attrito resistente allo stato limite ultimo	$F_{v.Sd} \leq F_{vs.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati. Assenza di scorrimento allo stato limite ultimo.
Collegamenti caricati a trazione		
Categoria	Criterio	Note
D Non precaricati	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Non è richiesto precarico. Tutte le classi da 4.6 a 10.9
E Precaricati	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati.
Simbologia: $F_{v.Sd.ser}$ = Forza di progetto a taglio per ogni bullone allo stato limite di servizio $F_{v.Sd}$ = Forza di progetto a taglio per ogni bullone allo stato limite ultimo $F_{v.Rd}$ = Resistenza di progetto a taglio di un bullone $F_{b.Rd}$ = Resistenza di progetto a rifollamento di un bullone $F_{s.Rd.ser}$ = Resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone allo stato limite di servizio $F_{s.Rd}$ = Resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone allo stato limite ultimo $F_{t.Sd}$ = Forza di progetto a trazione per ogni bullone allo stato limite ultimo $F_{t.Rd}$ = Resistenza di progetto a trazione di un bullone		

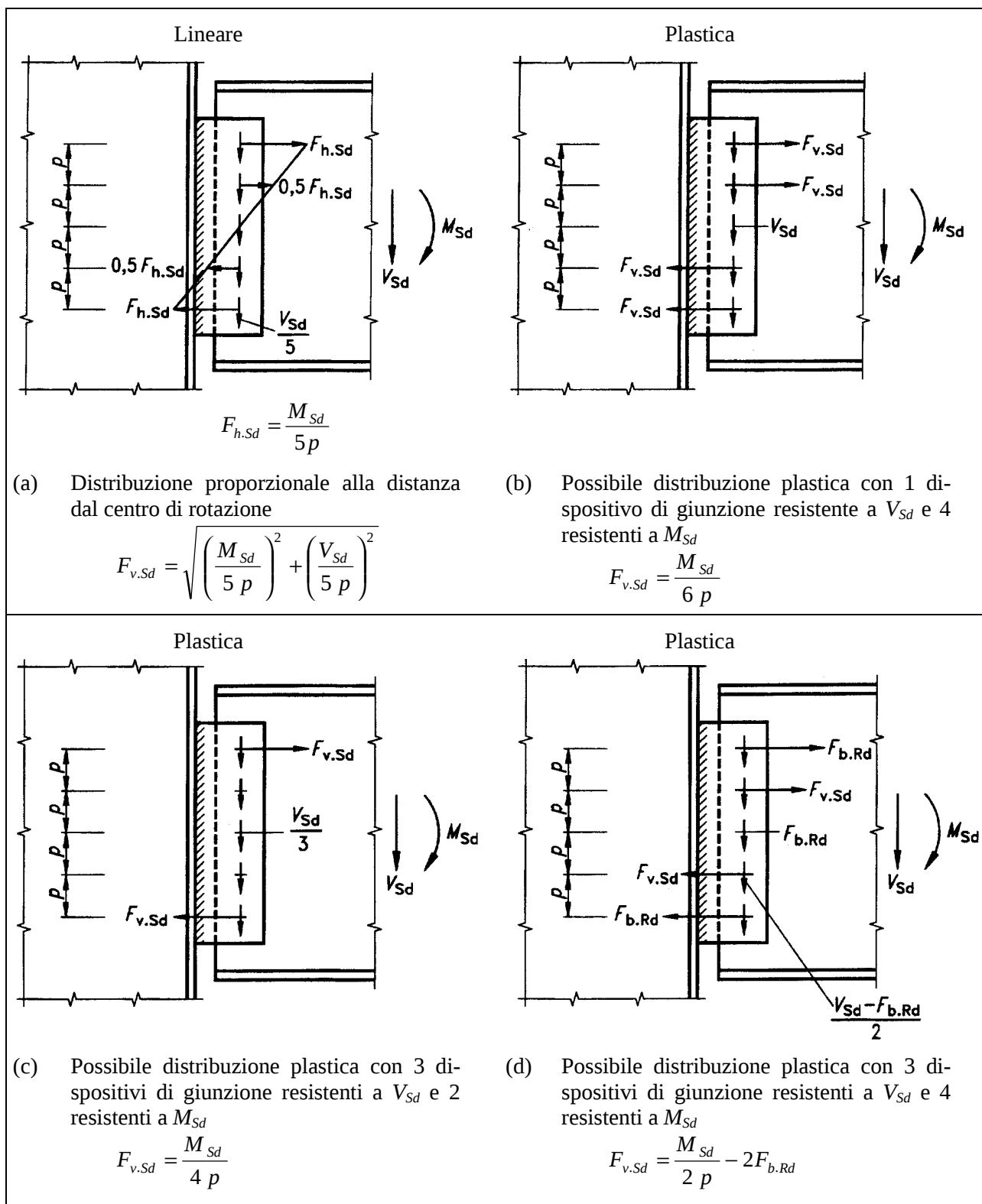


Fig. 6.5.7 - Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione

6.5.4. Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione

- (1) La distribuzione delle forze interne fra i dispositivi di giunzione allo stato limite ultimo deve essere proporzionale alla distanza dal centro di rotazione [vedere la fig. 6.5.7(a)] nei seguenti casi:
- collegamenti resistenti ad attrito di categoria C;
 - altri collegamenti a taglio dove la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$ di un dispositivo di giunzione è inferiore alla resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$.
- P(2) Negli altri casi la distribuzione delle forze interne fra i dispositivi di giunzione allo stato limite ultimo può essere o come indicato in (1) o altrimenti plastica: vedere la fig. 6.5.7. Può essere ipotizzata ogni ragionevole distribuzione purché essa soddisfi i requisiti indicati in 6.1.4.
- P(3) In un giunto a sovrapposizione, si deve assumere per ciascun dispositivo di giunzione la stessa resistenza al rifollamento in ogni particolare direzione.

6.5.5. Resistenza di progetto dei bulloni

- (1) Le resistenze di progetto fornite in questa norma si applicano ai bulloni di comune fabbricazione aventi gradi di resistenza dalla classe 4.6 fino alla classe 10.9 compresa che sono conformi alla “Norma di riferimento” 3, vedere l’appendice B. Anche dadi e rosette devono essere conformi alla “Norma di riferimento” 3 e devono avere le corrispondenti resistenze specificate.
- (2) Allo stato limite ultimo la forza di progetto a taglio $F_{v,Sd}$ su un bullone non deve eccedere il valore minore fra:
- la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$;
 - la resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$;
- entrambe come indicato nel prospetto 6.5.3.
- (3) La forza di progetto a trazione $F_{t,Sd}$, comprendente l’eventuale azione dovuta all’effetto leva, non deve eccedere la resistenza di progetto a trazione $B_{t,Rd}$ del complesso bullone-piatto.
- (4) La resistenza di progetto a trazione del complesso bullone-piatto $B_{t,Rd}$ deve essere assunta pari al valore minore fra la resistenza di progetto a trazione $F_{t,Rd}$ indicata nel prospetto 6.5.3 e la resistenza di progetto $B_{p,Rd}$ a punzonamento della testa del bullone e del dado, ottenuta dall’equazione:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{Mb}} \quad [6.5]$$

dove:

t_p è lo spessore del piatto sotto la testa del bullone o del dado;

d_m è il valore minore fra il valore medio della distanza misurata fra i punti e fra le superfici piane della testa del bullone oppure del dado.

- (5) I bulloni soggetti alla combinazione di taglio e trazione devono inoltre soddisfare la seguente equazione:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad [6.6]$$

- (6) Le resistenze di progetto a trazione ed a taglio attraverso la porzione filettata fornite dal prospetto 6.5.3 sono limitate ai bulloni fabbricati in conformità alla “Norma di riferimento” 3. Per altri tipi con filettature ottenute per asportazione di truciolo, quali bulloni di ancoraggio o tiranti fabbricati da barre tonde di acciaio dove le filettature siano ottenute per asportazione di truciolo dal fabbricante delle strutture di acciaio e non da un produttore di bulloneria specializzato, i relativi valori ricavati dal prospetto 6.5.3 devono essere ridotti moltiplicandoli per un coefficiente di 0,85.
- (7) Il valore della resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$ fornito dal prospetto 6.5.3 si applica solo quando i bulloni sono usati in fori aventi giochi foro-bullone nominali non eccedenti quelli specificati in 7.5.2(1) per i fori normali.

Prospetto 6.5.3 - Resistenza di progetto dei bulloni

Resistenza a taglio per piano di taglio:

se il piano di taglio passa attraverso la porzione filettata del bullone:

– per classi di resistenza 4.6, 5.6 e 8.8:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

– per classi di resistenza 4.8, 5.8 e 10.9:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

se il piano di taglio passa attraverso la porzione non filettata del bullone:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}}$$

Resistenza a rifollamento:*)

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_{ub} d t}{\gamma_{Mb}}$$

dove: α è il minore fra:

$$\frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \quad \text{oppure} \quad 1,0$$

Resistenza a trazione:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

A è l'area della sezione lorda del bullone;
 A_s è l'area sollecitata a trazione del bullone;
 d è il diametro del bullone;
 d_0 è il diametro del foro.

*) Vedere pure il prospetto 6.5.4 per i valori della resistenza di progetto a rifollamento basati sul diametro del bullone.

- (8) Bulloni M12 e M14 possono pure essere usati in fori con 2 mm di gioco purché:
- per i bulloni delle classi 4.8, 5.8, 6.8 o 10.9 la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$ sia presa pari a 0.85 volte il valore indicato nel prospetto 6.5.3;
 - la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$ (ridotta eventualmente come sopra indicato) sia non inferiore alla resistenza di progetto al rifollamento $F_{b,Rd}$
- (9) I valori forniti nel prospetto 6.5.3 per la resistenza di progetto a rifollamento si applicano solo quando la distanza dal bordo e_2 non sia minore di $1,5 d_0$ e l'interasse p_2 , misurato trasversalmente alla direzione di applicazione del carico, è almeno $3,0 d_0$.
- (10) Se e_2 si riduce a $1,2 d_0$ e/o p_2 si riduce a $2,4 d_0$, allora la resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ deve essere ridotta a 2/3 del valore dato dal prospetto 6.5.3. Per valori intermedi $1,2 d_0 < e_2 \leq 1,5 d_0$ e/o $2,4 d_0 \leq p_2 < 3 d_0$ il valore di $F_{b,Rd}$ può essere determinato mediante interpolazione lineare.
- P(11) Per i bulloni impiegati in fori aventi gioco foro-bullone normale (vedere 7.5.2), dal prospetto 6.5.4 possono essere ottenuti valori conservativi della resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$, basati sul diametro del bullone d .

Prospetto 6.5.4 - Resistenza di progetto a rifollamento - Basata sul diametro del bullone

Valori conservativi per bulloni impiegati in fori aventi gioco foro-bullone normale (vedere 7.5.2) con $\gamma_{Mb} = 1,25$ – basati sul diametro del bullone d			
Classe di rifollamento normale	Dimensioni minime		Resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$
	e_1	p_1	
bassa	$1,7 d$	$2,5 d$	$1,0 f_u d t^*)$
media	$2,5 d$	$3,4 d$	$1,5 f_u d t^*)$
alta	$3,4 d$	$4,3 d$	$2,0 f_u d t^*)$
*) Con la limitazione $F_{b,Rd} \leq 2,0 f_{ub} d t$			

6.5.6. Resistenza di progetto dei chiodi

- (1) Allo stato limite ultimo la forza di progetto a taglio $F_{v,Sd}$ su un chiodo non deve eccedere il valore minore fra:
 - la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$;
 - la resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$;
 entrambe come indicato nel prospetto 6.5.5.
- (2) I collegamenti chiodati devono essere calcolati per trasmettere essenzialmente forze di taglio. Se è necessaria la trazione per soddisfare l'equilibrio, la forza di progetto a trazione $F_{t,Sd}$ non deve eccedere la resistenza di progetto a trazione $F_{t,Rd}$ data nel prospetto 6.5.5.
- (3) I chiodi soggetti alla combinazione di taglio e trazione devono inoltre soddisfare la seguente equazione:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad [6.6]$$
- (4) I valori forniti nel prospetto 6.5.5 per la resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ si applicano solo quando la distanza dal bordo e_2 non sia minore di $1,5 d_0$ e l'interasse p_2 , misurato trasversalmente alla direzione di applicazione del carico, sia almeno $3,0 d_0$.

Prospetto 6.5.5 - Resistenza di progetto dei chiodi

<u>Resistenza a taglio per piano di taglio:</u>	
$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{Mr}}$	
<u>Resistenza a rifollamento:</u>	
$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d_0 t}{\gamma_{Mr}}$	
dove: α è il minore fra:	
$\frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ur}}{f_u} \quad \text{oppure} \quad 1,0$	
<u>Resistenza a trazione:</u>	
$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ur} A_0}{\gamma_{Mr}}$	
A_0	è l'area del foro del chiodo;
d_0	è il diametro del foro del chiodo;
f_{ur}	è la specificata resistenza a trazione ultima del chiodo.

- (5) Per valori inferiori di e_2 e/o p_2 sarà applicata a $F_{b,Rd}$ la stessa riduzione indicata in 6.5.5(10) per i bulloni.
- (6) Per acciaio di tipo $Fe\ 360$ il valore di f_{ur} del chiodo ribattuto ("as driver") può essere preso pari a 400 N/mm^2 .
- P(7) Quale regola generale, la lunghezza di serraggio di un chiodo non deve superare $4,5\ d$ per chiodature eseguite a martello e $6,5\ d$ per chiodature realizzate alla pressa.

6.5.7. Bulloni e chiodi a testa svasata

- (1) La resistenza di progetto a trazione $F_{t,Rd}$ di un bullone o chiodo a testa svasata deve essere presa pari a 0,7 volte la resistenza di progetto a trazione indicata rispettivamente nel prospetto 6.5.3 o nel prospetto 6.5.5.
- (2) L'angolo e la profondità della svasatura devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 3; in caso contrario la resistenza a trazione deve essere modificata conseguentemente.
- (3) La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ di un bullone o chiodo a testa svasata deve essere calcolata come specificato rispettivamente in 6.5.5 o in 6.5.6, con metà della profondità della svasatura dedotta dallo spessore t della relativa parte giuntata.

6.5.8. Bulloni ad alta resistenza nei collegamenti ad attrito

6.5.8.1. Resistenza allo scorrimento

- (1) La resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad alta resistenza precaricato deve essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p,Cd} \quad [6.7]$$

dove:

$F_{p,Cd}$ è la forza di progetto di precarico definita in 6.5.8.2;

μ è il coefficiente di attrito, vedere 6.5.8.3;

n è il numero delle superfici di scorrimento.

- (2) Il valore di k_s deve essere determinato come segue:
- quando i fori in tutti i piatti hanno giaco foro-bullone "normale", come specificato in 7.5.2(1):
 $k_s = 1,0$
 - per fori maggiorati, come specificato in 7.5.2(6), o per fori ad asola corta, come specificato in 7.5.2(9):
 $k_s = 0,85$
 - per fori ad asola lunga, come specificato in 7.5.2(10):
 $k_s = 0,7$
- (3) Per bulloni disposti in fori aventi il giaco foro-bullone "normale" e per bulloni in fori asolati con l'asse dell'asola perpendicolare alla direzione di applicazione del carico, il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Ms} per la resistenza allo scorrimento deve essere preso pari a:
- $$\gamma_{Ms,ult} = |1,25| \quad \text{per lo stato limite ultimo;}$$
- $$\gamma_{Ms,ser} = |1,10| \quad \text{per lo stato limite di servizio.}$$
- (4) I collegamenti con bulloni in fori maggiorati o in fori asolati con l'asse dell'asola parallelo alla direzione di applicazione del carico devono essere calcolati come appartenenti alla categoria C, resistenti allo scorrimento allo stato limite ultimo.
- In questo caso il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza allo scorrimento deve essere preso pari a:
- $$\gamma_{Ms,ult} = |1,40|$$

Nota: il NAD italiano modifica così i coefficienti γ_M per scorrimento di unioni ad attrito:

- per lo stato limite ultimo: $\gamma_{Ms,ult} = |1,25|$
- per lo stato limite di $\sigma\epsilon\rho\omega\zeta\iota\omicron$: $\gamma_{Ms,ser} = |1,25|$
- per lo stato limite ultimo $\chi\omicron\upsilon\upsilon$ fori maggiorati o asolati: $\gamma_{Ms,ult} = |1,50|$

6.5.8.2. Precarico

- (1) Per i bulloni ad alta resistenza conformi alla “Norma di riferimento” 3, aventi coppia di serraggio controllata in conformità alla “Norma di riferimento” 8, la forza di progetto di precarico $F_{p.Cd}$, da usarsi nei calcoli di progetto, deve essere la seguente:

$$F_{p.Cd} = 0,7 f_{ub} A_s \quad [6.8]$$

- (2) Qualora siano impiegati altri tipi di bulloni precaricati o altri tipi di dispositivi di giunzione precaricati, la forza di progetto di precarico $F_{p.Cd}$ deve essere concordata fra il cliente, il progettista e le Autorità competenti.

6.5.8.3. Coefficiente di attrito

- (1) Il valore di progetto del coefficiente di attrito μ dipende dalla classe del trattamento superficiale specificata come indicato nella “Norma di riferimento” 8. Il valore di μ deve essere preso come segue:

$\mu = 0,50$ per superfici di classe A;

$\mu = 0,40$ per superfici di classe B;

$\mu = 0,30$ per superfici di classe C;

$\mu = 0,20$ per superfici di classe D.

- (2) La classificazione di ogni trattamento superficiale deve essere basata su prove su campioni rappresentativi delle superfici impiegate nella struttura, utilizzando la procedura descritta nella “Norma di riferimento” 8.

- (3) Qualora le superfici di contatto siano state trattate in conformità alla “Norma di riferimento” 8, i seguenti trattamenti superficiali possono essere classificati senza ulteriore sperimentazione.

Nella classe A:

- superfici sabbiare meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature;
- superfici sabbiare meccanicamente o a graniglia e metallizzate a spruzzo con alluminio;
- superfici sabbiare meccanicamente o a graniglia e metallizzate a spruzzo con una vernice a base di zinco certificata per assicurare un coefficiente di attrito non minore di 0,5.

Nella classe B:

- superfici sabbiare meccanicamente o a graniglia e verniciate con silicato di zinco alcalino applicando uno spessore dello strato di 50-80 μm .

Nella classe C:

- superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine.

Nella classe D:

- superfici non trattate.

6.5.8.4. Combinazione di trazione e taglio

- (1) Qualora un collegamento ad attrito sia soggetto ad una forza di trazione F_t , oltre all'azione di taglio F_v che tende a provocare lo scorrimento, la resistenza allo scorrimento di un bullone deve essere assunta come segue.

- Categoria B: collegamento resistente allo scorrimento allo stato limite di servizio:

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0,8 F_{t.Sd.ser})}{\gamma_{Ms.ser}} \quad [6.9]$$

- Categoria C: collegamento resistente allo scorrimento allo stato limite ultimo:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p.Cd} - 0,8 F_{t.Sd})}{\gamma_{Ms,ult}} \quad [6.10]$$

- (2) Qualora, in un collegamento a momento, la forza di trazione applicata sia controbilanciata da una forza di contatto nel lato compresso, non è richiesta alcuna riduzione della resistenza allo scorrimento.

6.5.9. Forze per effetto leva

- (1) Quando i dispositivi di giunzione devono sopportare una forza di trazione, il loro dimensionamento deve essere tale da poter resistere anche alla forza addizionale dovuta all'effetto leva, qualora ciò si verifichi: vedere fig. 6.5.8.
- (2) Le forze per effetto leva dipendono dalla rigidità reciproca e dalle proporzioni geometriche delle parti costituenti il collegamento: vedere la fig. 6.5.9.
- P(3) Qualora nel progetto delle parti si tenga conto del vantaggio risultante dalla forza per effetto leva, allora tale forza per effetto leva deve essere determinata attraverso un'adeguata analisi analoga a quella incorporata nelle regole applicative fornite nell'appendice J per i collegamenti trave-colonna.

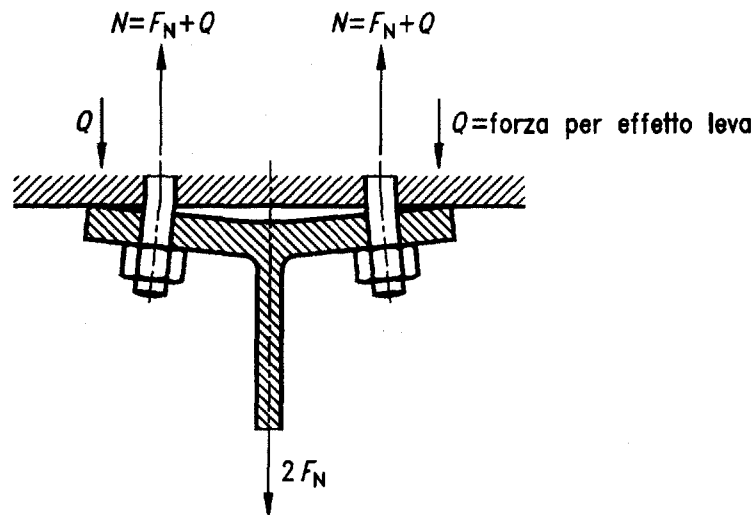


Fig. 6.5.8 - Forze per effetto leva

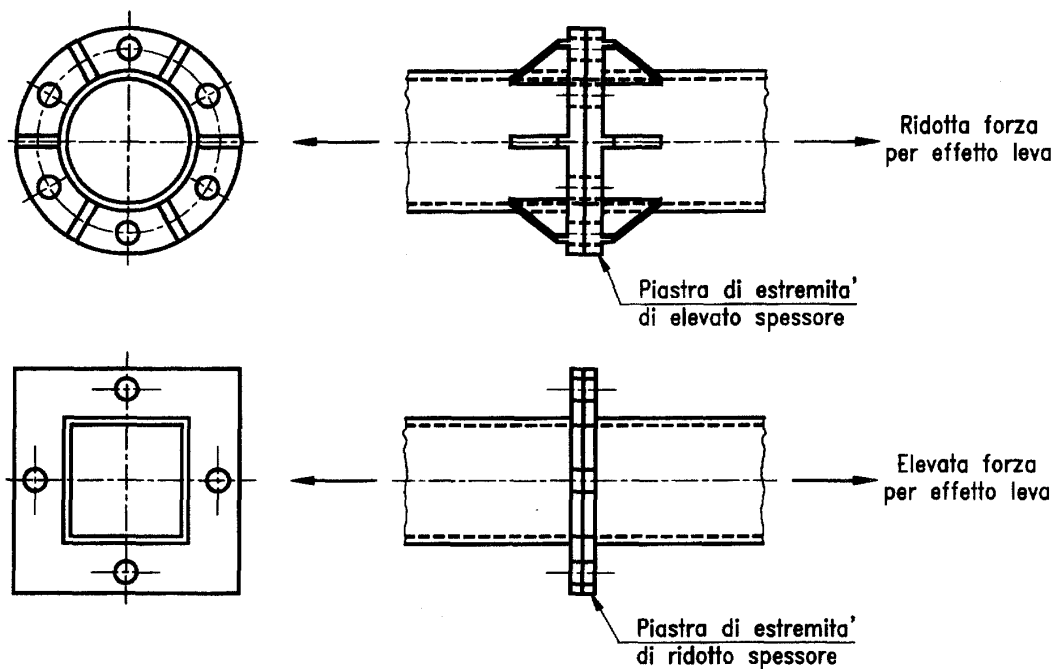


Fig. 6.5.9 - Effetto dei dettagli costruttivi sulle forze per effetto leva

6.5.10. Giunti a sviluppo longitudinale

- (1) Dove la distanza L_j fra i centri dei dispositivi di giunzione terminali di un giunto, misurata nella direzione di trasmissione del carico (vedere fig. 6.5.10) sia maggiore di $15 d$, dove d è il diametro nominale dei bulloni o dei chiodi, la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$ di tutti i dispositivi di giunzione calcolata come specificato in 6.5.5 o in 6.5.6, secondo il caso, deve essere ridotta moltiplicandola per un coefficiente di riduzione β_{Lf} dato da:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad [6.11]$$

con le limitazioni $\beta_{Lf} \leq 1,0$ e $\beta_{Lf} \leq 0,75$.

- (2) Questa regola non si applica quando si abbia una distribuzione uniforme della forza trasmessa su tutta la lunghezza del giunto, per esempio per la trasmissione dell'azione di taglio dell'anima di una sezione alla piattabanda.

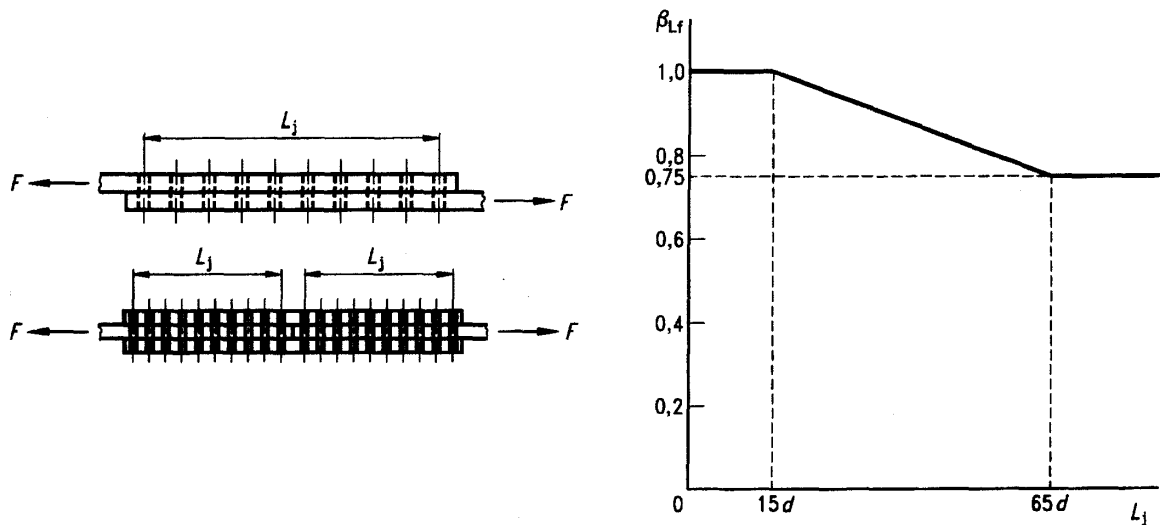


Fig. 6.5.10 - Giunti a sviluppo longitudinale

6.5.11. Giunti a singola sovrapposizione con un bullone

- (1) Nei giunti a singola sovrapposizione di piatti con un solo bullone (vedere fig. 6.5.11), il bullone deve essere provvisto di rosette sia sotto la testa che sotto il dado, per evitare il collasso per estrazione del bullone.
- (2) La resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ determinata secondo 6.5.5 deve essere limitata a:

$$F_{b,Rd} \leq \frac{1,5 f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad [6.12]$$

Nota - I chiodi singoli non devono essere impiegati in giunti a singola sovrapposizione.

- P(3) Nel caso di bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9, per i giunti a singola sovrapposizione di piatti aventi un solo bullone si devono impiegare rosette indurite, anche quando i bulloni non sono precaricati.

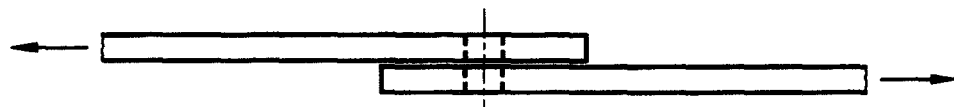


Fig. 6.5.11 - Giunto a singola sovrapposizione con un bullone

6.5.12. Dispositivi di giunzione attraverso piatti di imbottitura

- (1) Qualora bulloni o chiodi che trasmettono il carico a taglio e per mezzo delle pressioni di contatto attraversino piatti di imbottitura aventi spessore totale t_p maggiore di un terzo del diametro nominale d , la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$, calcolata come specificato in 6.5.5

o in 6.5.6, secondo il caso, deve essere ridotta moltiplicandola per un coefficiente di riduzione β_p dato da:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \quad [6.13]$$

- P(2) Nel caso di doppi collegamenti a taglio con piatti di imbottitura disposti ad entrambi i lati del giunto, t_p deve essere preso come lo spessore dell'imbottitura più spessa.
- P(3) I dispositivi di giunzione aggiuntivi richiesti in conseguenza dell'introduzione del coefficiente di riduzione β_p possono essere disposti estendendo l'imbottitura.

6.5.13. Collegamenti con perni

6.5.13.1. Finalità

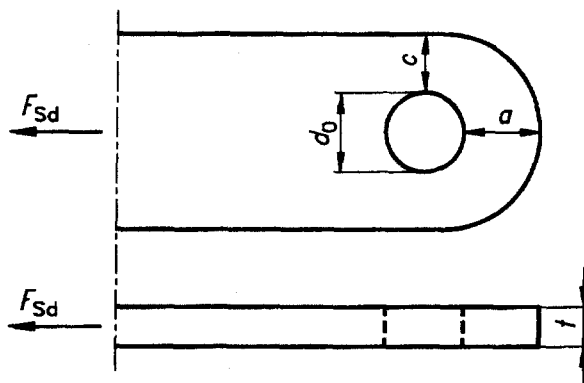
- (1) Questa prescrizione si applica ai collegamenti con perni dove sia richiesta la libera rotazione. I collegamenti con perni per i quali non è richiesta rotazione possono essere calcolati come collegamenti con un singolo bullone: vedere 6.5.5 e 6.5.11.

6.5.13.2. Piastre e fori per i perni

- (1) La geometria delle piastre nei collegamenti con perni deve essere in accordo con i requisiti dimensionali forniti dalla fig. 6.5.6.
- (2) Allo stato limite ultimo la forza di progetto N_{Sd} nella piastra non deve superare la resistenza di progetto a rifollamento indicata nel prospetto 6.5.7.

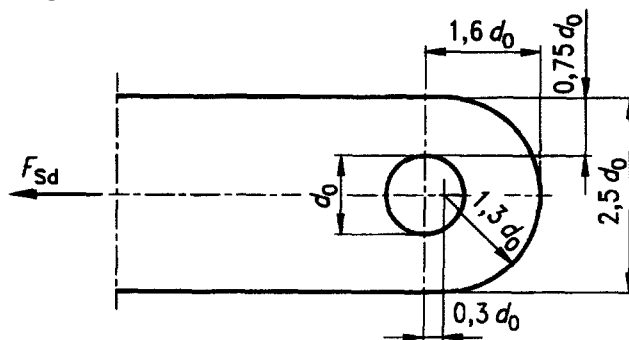
Prospetto 6.5.6 - Condizioni geometriche per piastre nei collegamenti con perni

Tipo A: spessore assegnato t



$$a \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{2 t f_y} + \frac{2 d_0}{3} \quad : \quad c \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{2 t f_y} + \frac{d_0}{3}$$

Tipo B: geometria assegnata



$$t \geq \sqrt{\frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{f_y}} \quad : \quad d_0 \leq 2.5 t$$

Prospetto 6.5.7 - Resistenza di progetto per collegamenti a perno

Criterio	Resistenza
Taglio del perno	$F_{v,Rd} \leq \frac{0,6 A f_{up}}{\gamma_{Mp}}$
Flessione del perno	$M_{Rd} \leq \frac{0,8 W_{el} f_{yp}}{\gamma_{Mp}}$
Combinazione di taglio e flessione del perno	$\left[\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
Rifollamento della piastra e del perno	$F_{b,Rd} \leq \frac{1,5 t d f_y}{\gamma_{Mp}}$

- (3) Le piastre dei perni predisposte per incrementare l'area netta di una membratura o per aumentare la resistenza a rifollamento di un perno devono avere dimensione sufficiente per trasmettere la forza di progetto dal perno alla membratura e devono essere disposte in modo da evitare eccentricità.

6.5.13.3. Calcolo dei perni

- (1) I momenti flettenti in un perno devono essere calcolati come indicato nella fig. 6.5.12.
- (2) Allo stato limite ultimo le forze di progetto ed i momenti in un perno non devono eccedere le relative resistenze di progetto fornite dal prospetto 6.5.7.

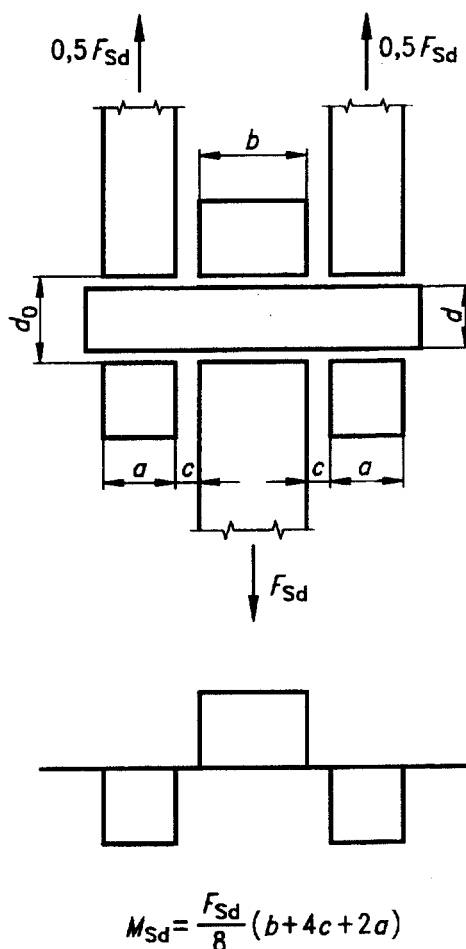


Fig. 6.5.12 - Momento flettente in un perno

6.6. Collegamenti saldati

6.6.1. Generalità

- (1) I collegamenti eseguiti per saldatura devono soddisfare i requisiti relativi ai materiali ed i requisiti costruttivi specificati nei punti 3 e 7.
- (2) Le prescrizioni indicate in 6.6 si applicano nelle seguenti circostanze.
 - Acciai strutturali saldabili che soddisfano i requisiti indicati in 3.2 e nel punto 7.
 - Saldature eseguite mediante un processo di saldatura ad arco, definito in accordo con il documento EN..... “Processi di saldatura”^{*)} come segue:
 - 111 - saldatura ad arco con elettrodi rivestiti;
 - 114 - saldatura ad arco a filo animato (senza gas di protezione);
 - 12 - saldature ad arco sommerso;
 - 131 - saldature MIG (“metal inert gas”);
 - 135 - saldature MAG (“metal active gas”);
 - 136 - saldature a filo animato (con gas di protezione attivo);
 - 141 - saldature TIG (“tungsten inert gas”).
 - Spessori dei materiali di 4 mm e più. Per saldature di materiali più sottili si rinvia alla ENV 1993-1-3 Eurocodice 3, parte 1-3.^{*)}
 - Giunti nei quali il metallo d’apporto è compatibile con il metallo base in termini di proprietà meccaniche.
- (3) Le saldature soggette a fatica devono inoltre soddisfare i requisiti indicati nel punto 9.

Il NAD italiano aggiunge:

Al punto 6.6.1. comma (1) di EC3 si deve intendere aggiunto tutto quanto contenuto nel paragrafo 2.4. (Saldature) della Parte Seconda del presente decreto.

Ulteriori indicazioni per quanto riguarda la scelta dei materiali di apporto e le precauzioni per evitare l'insorgere di cricche a freddo in zona termicamente alterata o in saldatura si possono reperire ai punti 2.5.1. e 9.9.4. della CNR 10011/86 (Bollettino Ufficiale C.N.R. - XXVI - n. 164 - 1992).

Ulteriori indicazioni per quanto riguarda le prove di qualifica dei procedimenti di saldatura si possono reperire al punto 2.5.2. della CNR 10011/86.

Ulteriori indicazioni per la definizione delle classi delle saldature, per quanto riguarda l'estensione dei controlli non distruttivi ed i criteri di accettabilità dei difetti si possono reperire al punto 2.5.3. della CNR 10011/86.

Si modifica nel modo seguente il punto 6.6.1. di EC3 comma (2), titolo secondo, procedimento 136:

136 - saldatura ad arco con filo animato (con gas di protezione inerte o attivo).

6.6.2. Geometria e dimensioni

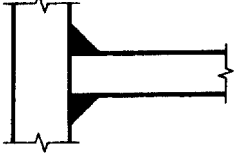
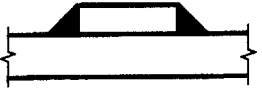
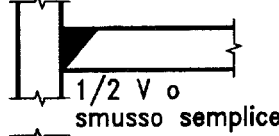
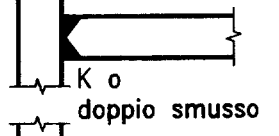
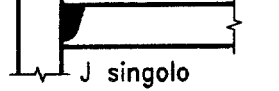
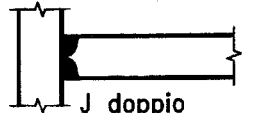
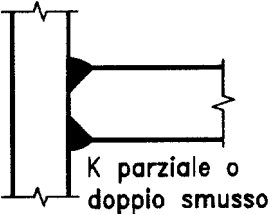
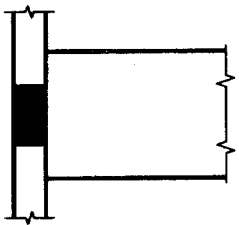
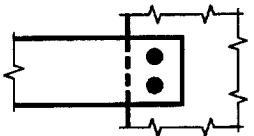
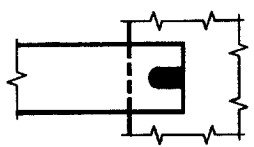
6.6.2.1. Tipi di saldature

- (1) Ai fini del presente Eurocodice le saldature devono generalmente essere classificate come:
 - saldature a cordoni d’angolo;
 - saldature di testa;
 - saldature entro intagli;
 - saldature entro fori;
 - saldature entro scanalature.
- (2) Le saldature di testa possono essere:
 - o saldature di testa a penetrazione completa, oppure
 - saldature di testa a penetrazione parziale.
- (3) Le saldature entro intagli possono essere:
 - o in fori circolari, oppure
 - in fori allungati.

^{*)} In preparazione

P(4) Questa classificazione è illustrata nel prospetto 6.6.1.

Prospetto 6.6.1 - Tipologie comuni di giunti saldati

Tipo di saldatura	Tipo di giunto		
	Giunto di testa	Giunto di testa a T	Giunto a sovrapposizione
Saldatura a cordoni d'angolo			
Saldatura di testa			
Saldatura di testa a penetrazione completa ^{*)}	 V singolo  V doppio  U singolo  U doppio	 1/2 V o smusso semplice  K o doppio smusso  J singolo  J doppio	
Saldatura di testa a penetrazione parziale ^{*)}	 V doppio parziale  U doppio parziale	 K parziale o doppio smusso	
Saldatura entro fori			 
Saldatura entro scanalature	(vedere le fig. 6.6.3 e 6.6.4)		

^{*)} Talvolta si possono eseguire le saldature testa a testa senza preparazione dei lembi.

6.6.2.2. Saldature a cordoni d'angolo

- (1) Le saldature a cordoni d'angolo possono essere usate per collegare parti con angolo di cianfrino compreso fra 60° e 120° .
- (2) Sono pure permessi angoli minori di 60° . Tuttavia in tali casi la saldatura deve essere considerata come una saldatura di testa a parziale penetrazione.
- (3) Per angoli maggiori di 120° non sono da considerarsi efficaci per la trasmissione di forze.
- P(4) Le saldature a cordoni d'angolo non devono terminare in corrispondenza degli angoli delle parti o degli elementi, ma devono essere fatte ritornare con continuità, a piena sezione, attorno all'angolo per una lunghezza pari a due volte il lato del cordone, ogni volta che tale ritorno può essere fatto sullo stesso piano.

Il NAD italiano aggiunge:

Il comma (4) del punto 6.6.2.2. di EC3 deve intendersi prescrittivo per saldature fortemente tese e/o soggette a sensibili fenomeni di fatica o a corrosione atmosferica o di altro tipo (non "regola applicativa" dunque, ma "principio").

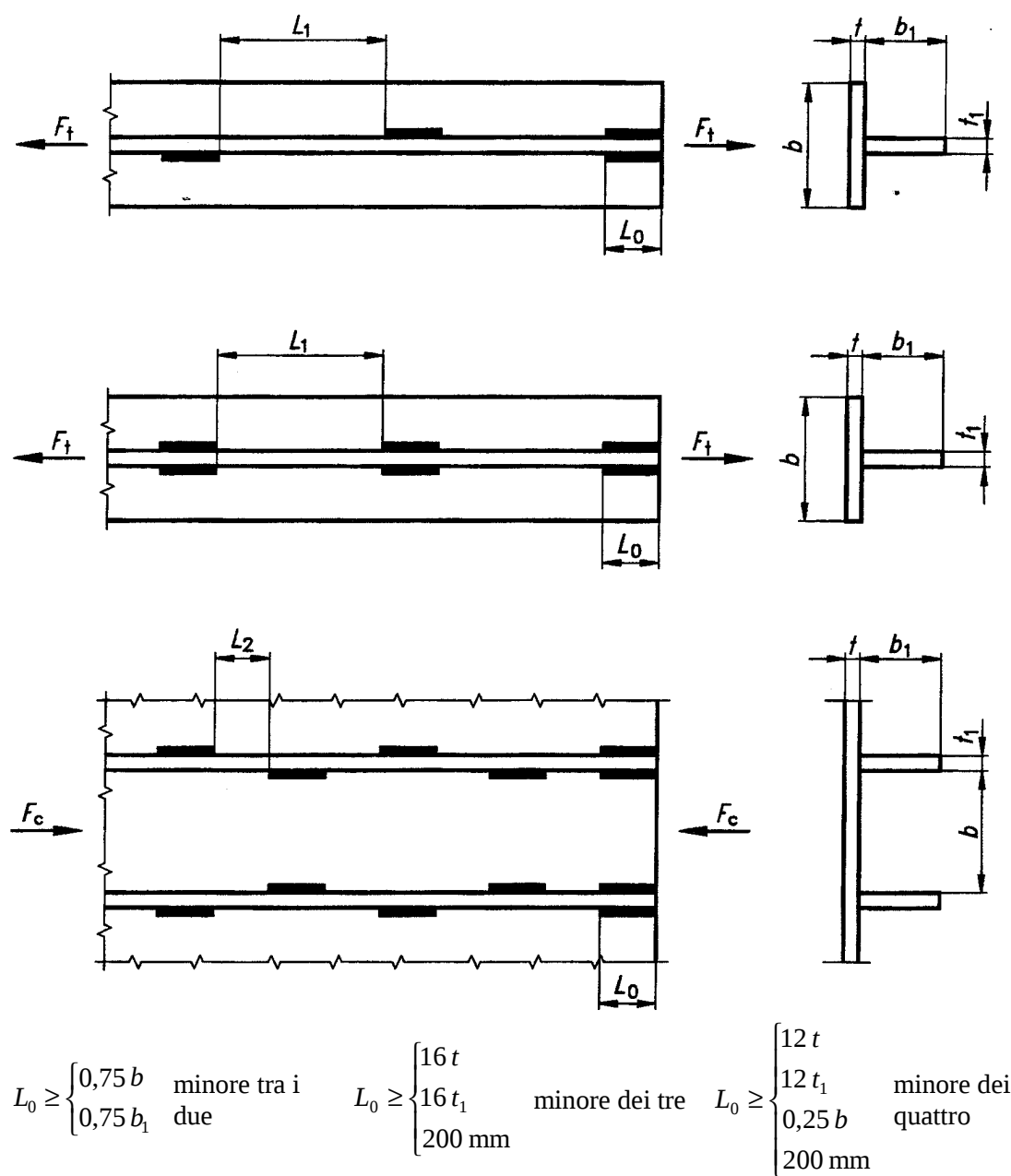


Fig. 6.6.1 - Saldature a cordoni d'angolo a tratti

- P(5) I tratti terminali devono essere indicati nei disegni.
- (6) Le saldature a cordoni d'angolo possono essere continue o a tratti.
- (7) Le saldature a cordoni d'angolo a tratti non devono essere usate in ambiente corrosivo.
- (8) In una saldatura a cordoni d'angolo discontinua, le distanze fra le estremità di ciascun tratto saldato (vedere fig. 6.6.1) non devono superare il valore minore fra:
- (a) 200 mm;
 - (b) 12 volte lo spessore della parte più sottile quando la parte collegata è in compressione;
 - (c) 16 volte lo spessore della parte più sottile quando la parte collegata è in trazione;
 - (d) un quarto della distanza fra gli irrigidimenti quando la saldatura è usata per collegare tali irrigidimenti ad una piastra o ad altri elementi soggetti a compressione o taglio.
- (9) In una saldatura a cordoni d'angolo discontinua, le distanze fra i tratti saldati devono essere misurate fra le estremità delle saldature su lati opposti o sullo stesso lato, secondo quale è il valore inferiore.
- (10) Le estremità di elementi collegati con saldatura a tratti devono sempre essere saldate.
- (11) Le lunghezze dei tratti di saldatura alle estremità di elementi strutturali costituiti da diverse anime saldate ad una piattabanda devono essere almeno uguali a tre quarti della larghezza del piatto più stretto tra quelli collegati (vedere fig. 6.6.1).
- (12) Una saldatura a singolo cordone d'angolo non deve essere usata per trasmettere un momento flettente attorno all'asse longitudinale della saldatura se esso produce sollecitazioni alla radice della saldatura, né per trasmettere una forza di trazione di rilevante entità perpendicolare all'asse longitudinale della saldatura in situazioni che produrrebbero effettivamente tale momento flettente.
- P(13) Una saldatura a cordoni d'angolo può essere usata quale parte di un gruppo di saldature attorno al perimetro di una sezione strutturale cava [vedere fig. 6.6.2(a)], ma non deve essere usata nella situazione indicata nella fig. 6.6.2(c).

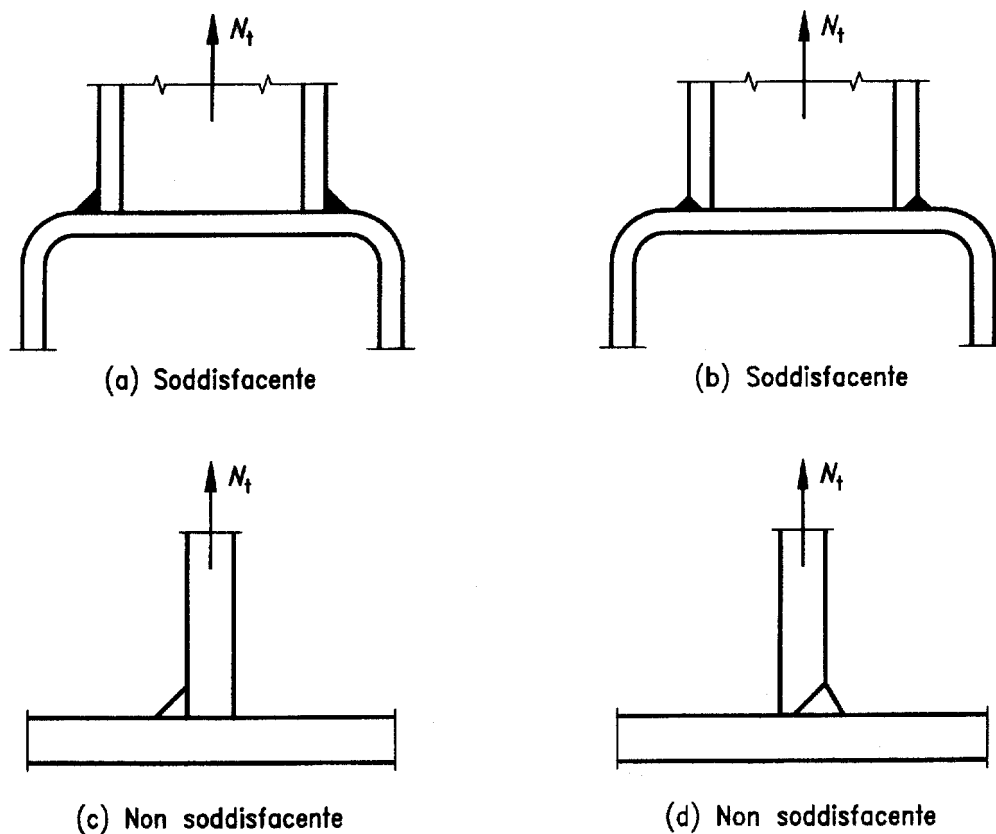


Fig. 6.6.2 - Saldature a singolo cordone d'angolo e saldature di testa da un solo lato a parziale penetrazione

- (14) Quando una saldatura a singolo cordone d'angolo è usata per trasmettere una forza perpendicolare al suo asse longitudinale, l'eccentricità della saldatura (relativa alla retta di azione della forza da contrastare) deve essere tenuta in considerazione.

P(15) Normalmente non ci sono eccentricità di questa natura nei collegamenti saldati di sezioni strutturali cave.

6.6.2.3. Saldature a cordoni d'angolo

- (1) Le saldature a cordoni d'angolo nei fori o negli intagli possono essere usate solo per trasmettere il taglio o per prevenire l'instabilità o la separazione di parti sovrapposte.
- (2) Il diametro di un foro o la larghezza di un intaglio per saldature a cordoni d'angolo non deve essere inferiore a quattro volte lo spessore dell'elemento che lo contiene.
- (3) Le estremità di tale intaglio devono essere semi-circolari, ad eccezione di quelle estremità che si estendono fino al bordo della parte interessata.

6.6.2.4. Saldature di testa

- (1) Per saldatura di testa a completa penetrazione si intende una saldatura di testa nella quale la penetrazione del metallo base è completa e riguarda l'intero spessore del giunto.
- (2) Per saldatura di testa a parziale penetrazione si intende una saldatura di testa nella quale la penetrazione è inferiore all'intero spessore del metallo base.
- (3) Una saldatura di testa da un solo lato a parziale penetrazione non deve essere usata per trasmettere un momento flettente attorno all'asse longitudinale della saldatura se questo produce sollecitazioni alla radice della saldatura, né per trasmettere una forza di trazione di rilevante entità perpendicolare all'asse longitudinale della saldatura in situazioni che produrrebbero effettivamente tale momento flettente.
- P(4) Una saldatura di testa da un solo lato a parziale penetrazione può essere usata quale parte di un gruppo di saldature attorno al perimetro di una sezione strutturale cava [vedere fig. 6.6.2(b)], ma non deve essere usata nella situazione indicata nella fig. 6.6.2(d).
- (5) Quando una saldatura di testa da un solo lato a parziale penetrazione è usata per trasmettere una forza perpendicolare al suo asse longitudinale, l'eccentricità della saldatura (relativa alla retta di azione della forza da contrastare) deve essere tenuta in considerazione.
- P(6) Normalmente non ci sono eccentricità di questa natura nei collegamenti saldati di sezioni strutturali cave.
- (7) Non devono essere usate saldature di testa discontinue.

6.6.2.5. Saldature entro fori od intagli

Il NAD italiano aggiunge:

Questo tipo di saldatura non è ammesso per giunti fortemente sollecitati a trazione e/o soggetti a fenomeni di fatica.

- (1) Le saldature entro fori od intagli non devono essere usate per resistere ai carichi esterni applicati di trazione, ma possono essere usate:
 - per trasmettere il taglio; oppure
 - per prevenire l'instabilità o la separazione di parti sovrapposte; oppure
 - per collegare i componenti di elementi composti.
- (2) Il diametro di un foro per saldatura entro fori o la larghezza di un'asola per saldatura entro intagli deve essere di almeno 8 mm maggiore dello spessore della parte forata.
- (3) Le estremità di un intaglio devono avere forma semicircolare o altrimenti devono avere gli angoli arrotondati con un raggio di curvatura non minore dello spessore della parte che contiene l'intaglio, ad eccezione di quelle estremità che si estendono fino al bordo della parte interessata.
- (4) Negli elementi spessi fino a 16 mm lo spessore di una saldatura entro fori od intagli deve essere uguale allo spessore dell'elemento. Lo spessore di una saldatura entro fori od intagli in elementi spessi oltre 16 mm deve essere pari ad almeno metà dello spessore dell'elemento e non inferiore a 16 mm.

- (5) L'interasse fra i centri delle saldature entro fori od intagli non deve eccedere il valore necessario per prevenire l'instabilità locale.

6.6.2.6. Saldature entro scanalature

Il NAD italiano aggiunge:

Questo tipo di saldatura non è ammesso per giunti fortemente sollecitati a trazione e/o soggetti a fenomeni di fatica.

- (1) Nelle sezioni strutturali cave rettangolari l'altezza di gola efficace per saldature in scanalature formate da una o due superfici curve a V (vedere fig. 6.6.3) deve essere determinata a mezzo di saldature su saggi operativi in ogni condizione di esecuzione.
- (2) I saggi operativi devono essere sezionati e misurati per stabilire le tecniche di saldatura che assicureranno, in produzione, l'ottenimento della sezione di gola di progetto.
- (3) Per tondi pieni deve essere usata la stessa procedura per determinare l'altezza di gola efficace di saldatura nei casi indicati in fig. 6.6.4.

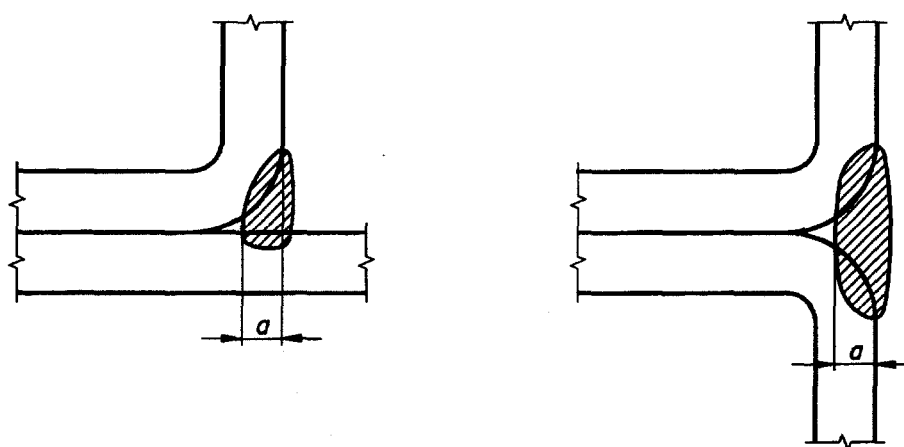


Fig. 6.6.3 - Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni strutturali cave rettangolari

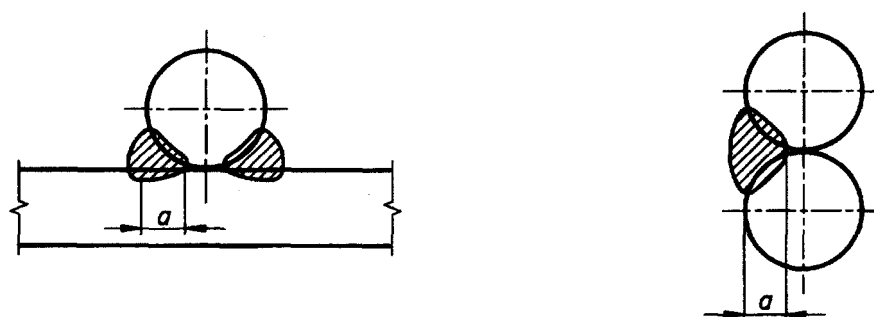


Fig. 6.6.4 - Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni piene

6.6.3. Strappi lamellari

- (1) Quando possibile devono essere evitate soluzioni costruttive che inducano tensioni al traverso corto quando si saldi in condizioni di vincolo.
 - (2) Dove tali particolari costruttivi non siano evitabili devono essere prese opportune precauzioni per minimizzare la possibilità di strappi lamellari.
- P(3) Qualora si abbiano sollecitazioni di trazione perpendicolari alla superficie dell'elemento (causate dai carichi esterni o dalle tensioni residue di saldatura) in un piatto avente uno spessore maggiore di 15 mm, la procedura di saldatura e le proprietà del materiale e del giunto al traverso corto dovrebbero essere tali da evitare strappi lamellari (vedere fig. 6.6.5).

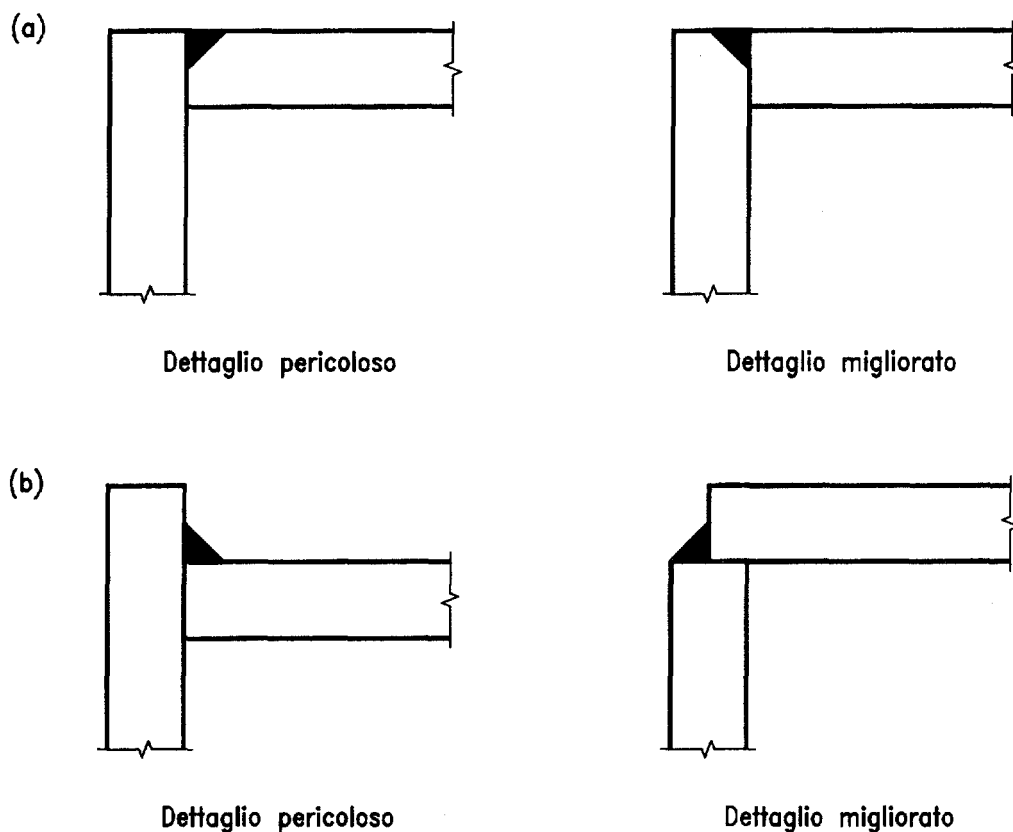


Fig. 6.6.5 - Per evitare strappi lamellari

6.6.4. Distribuzione delle forze

- (1) La distribuzione delle forze in un collegamento saldato può essere calcolata sulla base delle ipotesi di comportamento elastico o plastico in conformità con 6.1.3 e 6.1.4.
- (2) Di norma si può accettare di assumere una distribuzione semplificata dei carichi nelle saldature.
- (3) Nella verifica della resistenza di una saldatura non occorre tenere conto delle tensioni residue e delle sollecitazioni che non partecipano alla trasmissione dei carichi. Ciò si riferisce specificatamente alla tensione normale parallela all'asse della saldatura.
- P(4) I collegamenti saldati devono essere progettati per avere una adeguata capacità di deformazione.
- (5) Nei giunti nei quali possono formarsi cerniere plastiche, le saldature devono essere calcolate per assicurare almeno la stessa resistenza di progetto della più debole fra le parti collegate.
- (6) In altri giunti dove a causa della possibilità di eccessive deformazioni è richiesta una capacità deformativa alle rotazioni, le saldature necessitano di una resistenza sufficiente per non giungere a rottura prima che il materiale base adiacente sia giunto allo snervamento generale.
- P(7) In genere questa esigenza sarà soddisfatta se la resistenza di progetto della saldatura non è minore dell'80% della resistenza di progetto della più debole fra le parti collegate.

6.6.5. Resistenza di progetto di saldature a cordoni d'angolo

6.6.5.1. Lunghezza efficace

- (1) La lunghezza efficace di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere posta pari alla lunghezza complessiva del cordone a piena sezione, comprese le parti terminali. Non occorre operare riduzioni della lunghezza efficace né all'inizio né alla fine della saldatura purché il cordone sia mantenuto a piena sezione per tutta la sua lunghezza.

- P(2) Le saldature la cui lunghezza efficace è inferiore a 40 mm oppure a 6 volte l'altezza di gola, secondo quale dei due è il valore maggiore, devono essere trascurate ai fini della trasmissione delle forze.
- (3) Qualora la distribuzione delle tensioni lungo una saldatura sia fortemente influenzata dalla rigidità degli elementi o parti giuntate, la disuniformità nella distribuzione delle tensioni può essere trascurata purché la resistenza di progetto sia ridotta corrispondentemente.
- P(4) Le larghezze efficaci dei giunti saldati calcolati per trasferire i carichi trasversali ad una piattabanda non irrigidita di un profilo ad I , H o di una sezione scatolare devono essere ridotte come specificato in 6.6.8.
- P(5) Le resistenze di progetto delle saldature nei giunti lunghi devono essere ridotte come specificato in 6.6.9.

Il NAD italiano aggiunge:

Il comma (1) del punto 6.6.5.1. di EC3 deve essere integrato nel modo seguente.

La lunghezza efficace sarà assunta pari a quella reale del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Il comma (5) del punto 6.6.5.1. di EC3 si applica ai giunti lunghi a sovrapposizione.

6.6.5.2. Altezza di gola

- (1) L'altezza di gola, a , di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere presa come l'altezza del triangolo più grande che può essere inscritto fra i lembi e la superficie della saldatura, misurata perpendicolarmente al lato esterno di questo triangolo: vedere fig. 6.6.6.
- P(2) L'altezza di gola di un cordone di saldatura non deve essere minore di 3 mm.
- (3) Nel determinare la resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione si può prendere in considerazione la profondità di penetrazione (vedere fig. 6.6.7), purché sia dimostrato mediante prove preliminari che la penetrazione richiesta può essere effettivamente realizzata.

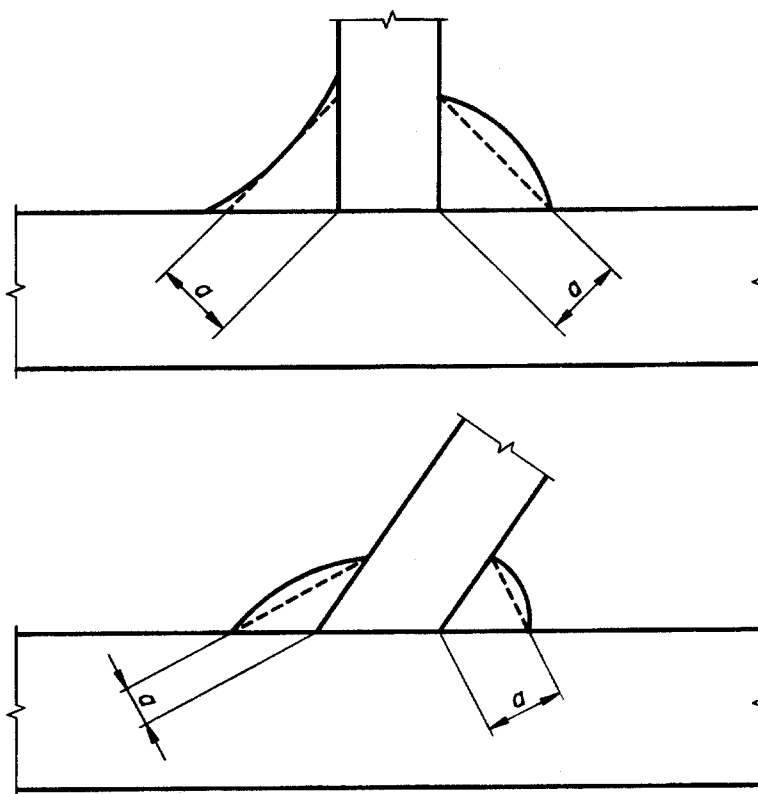


Fig. 6.6.6 - Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo

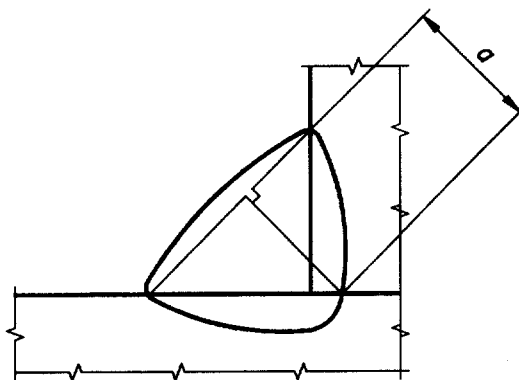


Fig. 6.6.7 - Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione

- P(4) Nel caso di saldature a cordoni d'angolo eseguite con processo automatico ad arco sommerso, l'altezza di gola può essere aumentata del 20% oppure 2 mm, secondo quale dei due è il valore inferiore, senza ricorrere a prove preliminari.

Il NAD italiano prescrive di sostituire il comma (4) del punto 6.6.5.2. di EC3 con il testo seguente.

- (4) *La altezza effettiva di gola è quella teorica incrementata del 50% della penetrazione minima rilevata su non meno di tre macrografie, ricavate da saggi di certificazione del procedimento o da specifici giunti di prova (almeno un giunto avente lunghezza > 500 mm; tre macrografie ricavate una in mezzzeria, due a 50 mm dalle estremità).*

6.6.5.3. Resistenza per unità di lunghezza

- (1) La resistenza di progetto per unità di lunghezza di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere determinata usando o il metodo seguente [indicato nei punti da (2) a (4)], oppure il metodo alternativo fornito nell'appendice M.
- (2) La resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo risulta adeguata se, in ciascun punto della sua lunghezza, la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura non supera la sua resistenza di progetto $F_{w.Rd}$.
- (3) Indipendentemente dall'orientamento della saldatura, la resistenza di progetto per unità di lunghezza $F_{w.Rd}$ deve essere determinata dalla equazione:

$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} a \quad [6.14]$$

dove:

$f_{vw.d}$ è la resistenza di progetto a taglio della saldatura.

- (4) La resistenza di progetto a taglio $f_{vw.d}$ della saldatura deve essere determinata dall'equazione:

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_w} \quad [6.15]$$

dove:

f_u è la resistenza nominale a rottura per trazione dell'elemento più debole costituente il giunto;

β_w è l'opportuno coefficiente di correlazione.

- P(5) Il valore del coefficiente di correlazione β_w deve essere preso come segue:

Tipo di acciaio	Resistenza a rottura per trazione f_u	Coefficiente di correlazione β_w
EN 10025:		
Fe 360	360 N/mm ²	0,8
Fe 430	430 N/mm ²	0,85
Fe 510	510 N/mm ²	0,9
prEN 10113:		
Fe E275	390 N/mm ²	0,8
Fe E 355	490 N/mm ²	0,9

- P(6) Per valori intermedi di f_u il valore di β_w può essere determinato mediante interpolazione lineare.

6.6.6. Resistenza di progetto di saldature di testa

6.6.6.1. Saldature di testa a completa penetrazione

- (1) La resistenza di progetto di una saldatura di testa a completa penetrazione deve essere presa uguale alla resistenza di progetto della parte più debole fra quelle giuntate, purché la saldatura sia eseguita con elettrodi idonei (o altro materiale d'apporto) tali da produrre provini per prove di trazione aventi sia una resistenza minima allo snervamento che una resistenza minima a rottura per trazione non inferiori a quelle specificate per il metallo base.

Il NAD italiano aggiunge i seguenti commi.

- (2) Si deve adottare $\gamma_{mw}=1,05$ per i giunti di I classe e $\gamma_{mw}=1,20$ per i giunti di II classe.
- (3) Tra le eventuali azioni correttive, che devono essere concordate con il progettista e con il direttore dei lavori, a seguito di mancanza di penetrazione rilevata con i controlli, è ammesso anche il declassamento a parziale penetrazione di giunti indicati dal progettista a piena penetrazione.

In ogni caso i controlli devono escludere la presenza di difetti, eccedenti i limiti di difettosità relativi alla II classe, diversi dalla mancanza di penetrazione.

La valutazione dell'altezza di gola dei cordoni conseguente al declassamento può effettuarsi sulla base sia di controlli non distruttivi (ultrasuoni), sia di controlli semidistruttivi (macrografie di estremità o sondaggi di mola), sia della preparazione dei lembi.

6.6.6.2. Saldature di testa a parziale penetrazione

- (1) La resistenza di una saldatura di testa a parziale penetrazione deve essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione: vedere 6.6.5.
- (2) L'altezza di gola di una saldatura di testa a parziale penetrazione deve essere presa pari alla profondità della penetrazione che può essere effettivamente raggiunta.
- (3) L'altezza di gola che può essere effettivamente realizzata può essere determinata mediante prove preliminari.
- P(4) Quando la preparazione della saldatura è del tipo a U, V, J o a smusso, vedere fig. 6.6.8, l'altezza di gola deve essere presa pari alla profondità nominale della penetrazione meno 2 mm, salvo che un valore maggiore si dimostri giustificato da prove preliminari.

Il NAD italiano sopprime la figura 6.6.8. e sostituisce il comma (4) col seguente.

- (4) Adottando le preparazioni dei lembi per parziale penetrazione indicate nella UNI 11001 (gennaio 1962) l'altezza di gola può essere considerata pari alla profondità della preparazione. In caso di preparazioni diverse, e comunque quando si voglia tener conto della penetrazione, verrà adottato il criterio di cui al comma (4) del punto 6.6.5.2.

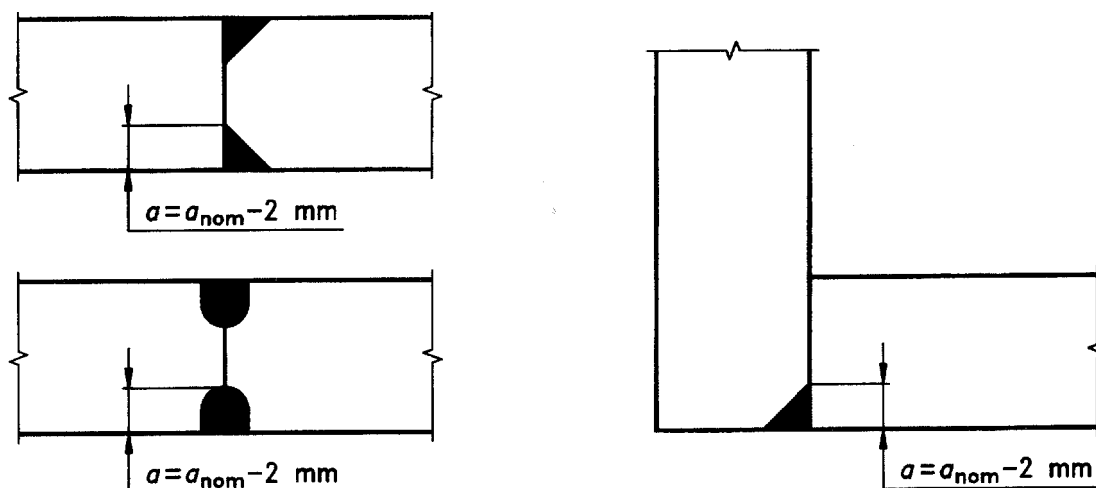


Fig. 6.6.8 - Saldature di testa a parziale penetrazione

6.6.6.3. Giunti di testa a T

- (1) La resistenza di un giunto di testa a T, consistente in una coppia di saldature a parziale penetrazione rinforzate da saldature a cordoni d'angolo con piede esterno al piano dell'anima può essere determinata come per la saldatura di testa a completa penetrazione (vedere 6.6.6.1) se l'altezza totale nominale di gola, con l'esclusione della parte non saldata, non è inferiore allo spessore t della parte formante il gambo del giunto a T, purché la porzione non saldata non sia maggiore di $t/5$ oppure 3 mm, secondo quale è il valore inferiore [vedere fig. 6.6.9(a)].

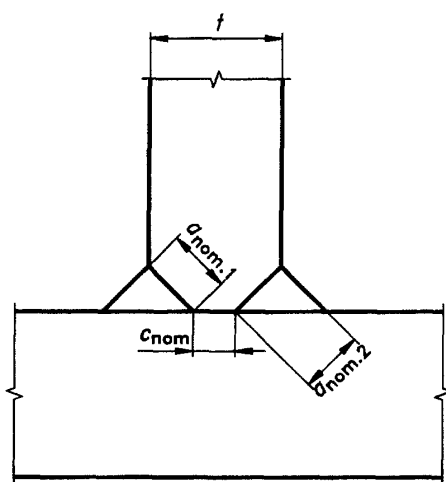
Il NAD italiano aggiunge al comma (1) le seguenti prescrizioni.

L'entità della mancanza di penetrazione viene così stabilita:

- *pari alla spalla usando le preparazioni per parziale penetrazione di cui alla UNI 11001 (punto 9.2.5.);*
- *pari alla spalla diminuita del 50% della penetrazione, quando si ritenga tener conto di quest'ultima e comunque nel caso di uso di preparazioni diverse da quelle della UNI 11001 [i criteri per la valutazione della penetrazione sono quelli di cui al comma (4) del punto 6.6.5.2. di EC3 modificato in questo decreto].*

I giunti saranno sottoposti a controllo ultrasonoro con i criteri per i giunti di II classe; è ammessa una mancanza di penetrazione continua dell'ordine di 3 mm; non sono ammesse mancanze di fusione al vertice.

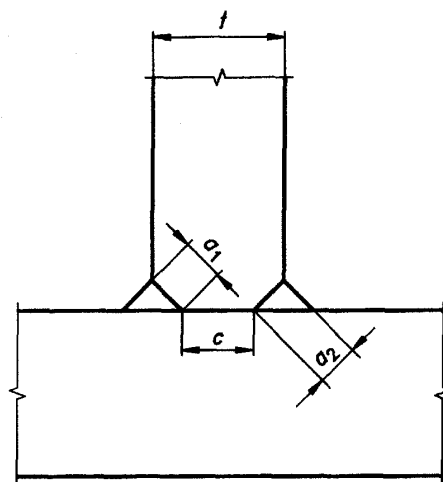
Per le verifiche di resistenza si adotta $\gamma_{mw} = 1,20$ come per i giunti testa - testa a piena penetrazione di II classe.



$$a_{nom.1} + a_{nom.2} \geq t$$

$$c_{nom} \leq t/5 \text{ e } c_{nom} \leq 3 \text{ mm}$$

- (a) Parziale penetrazione di resistenza equivalente alla piena penetrazione



$$a_1 = a_{nom.1} - 2 \text{ mm}$$

$$a_2 = a_{nom.2} - 2 \text{ mm}$$

- (b) Parziale penetrazione

Fig. 6.6.9 - Saldature di testa a T

- (2) La resistenza di un giunto di testa a T che non soddisfa i requisiti indicati in (1) deve essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione; vedere 6.6.5. L'altezza di gola deve essere determinata in conformità ai provvedimenti indicati sia per le saldature a cordoni d'angolo (vedere 6.6.5.2) sia per le saldature di testa a parziale penetrazione (vedere 6.6.6.2).

Il NAD italiano sostituisce il comma (2) con il testo seguente.

- (2) *La resistenza di un giunto di testa a T che non soddisfa i requisiti di cui al precedente comma (1) dovrà essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo.*

L'altezza di gola dei cordoni verrà considerata pari a:

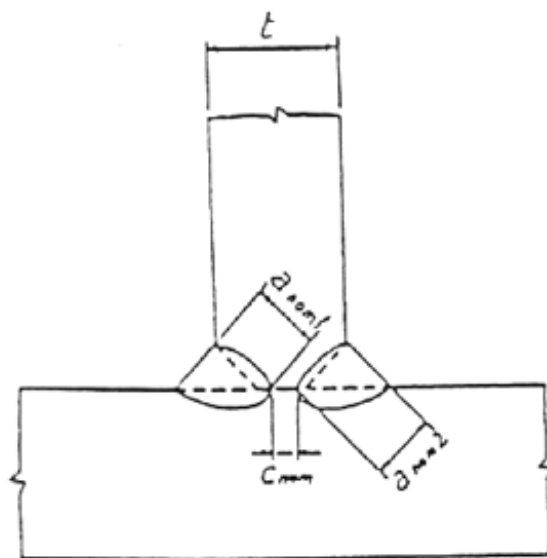
- *quella teorica, usando le preparazioni per parziale penetrazione di cui alla UNI 11001 (punto 9.2.5.);*

- quella rilevata nelle sezioni macrografiche, con i criteri di cui al comma 4 del punto 6.6.5.2. (nel caso di preparazioni diverse da quelle previste dalla UNI 11001 e comunque quando si voglia tener conto della penetrazione).

Anche i giunti a T a parziale penetrazione con preparazione da un solo lato si verificano come i cordoni d'angolo, indipendentemente dalla entità della mancanza di penetrazione.

Giunto a T di testa a parziale penetrazione calcolabile come un giunto testa-testa a piena penetrazione [la mancanza di penetrazione nominale c_{nom} è indicata a titolo di esempio, dovendosi applicare per la sua determinazione quanto specificato al comma (1) del punto 6.6.6.3].

La figura 6.6.9. di EC3 viene sostituita dalla seguente figura.



$$a_{nom.1} + a_{nom.2} \geq t$$

$$c_{nom} \leq t/5 \quad \text{oppure} \quad c_{nom} \leq 3 \text{ mm}$$

Fig. 6.6.9.

- P(3) L'altezza di gola deve essere presa pari all'altezza di gola nominale meno 2 mm [vedere fig. 6.6.9(b)], salvo che un valore maggiore si dimostri giustificato da prove preliminari.

Il NAD italiano sostituisce il comma (3) con il testo seguente.

- (3) I giunti a T a piena penetrazione si verificano con criteri identici a quelli indicati per i giunti testa - testa a piena penetrazione (punto 6.6.6.1.).

6.6.7. Resistenza di progetto di saldature entro fori od intagli

- (1) La resistenza di progetto $F_{w,Rd}$ di una saldatura entro fori od intagli deve essere presa pari a $f_{vw,d} A_w$, dove $f_{vw,d}$ è la resistenza di progetto a taglio della saldatura, indicata in 6.6.5.3(4).
- (2) L'area efficace A_w di una saldatura entro fori od intagli deve essere presa pari all'area del foro o dell'intaglio.
- (3) Le saldature entro fori od intagli devono essere considerate come cordoni d'angolo. La resistenza di progetto di una saldatura entro foro od intaglio deve essere determinata in base a 6.6.5.

6.6.8. Giunti a piattabanda non irrigidita

- (1) In un giunto a T di una piastra ad una piattabanda non irrigidita di un profilo ad I, H o di una sezione scatolare, deve essere presa in considerazione una larghezza efficace ridotta sia per il metallo base che per le saldature: vedere fig. 6.6.10.
- P(2) Per una sezione ad I o H la larghezza efficace b_{eff} deve essere ottenuta dalla relazione:

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f$$

con la limitazione
$$b_{eff} \leq t_w + 2r + 7 \left(\frac{t_f^2}{t_p} \right) \left(\frac{f_y}{f_{yp}} \right) \quad [6.16]$$

dove:

f_y è la resistenza di progetto dell'elemento strutturale;

f_{yp} è la resistenza di progetto della piastra.

P(3) Se b_{eff} è minore di 0,7 volte l'intera larghezza, il giunto deve essere irrigidito.

P(4) Per una sezione scatolare la larghezza efficace b_{eff} deve essere ottenuta dall'equazione:

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f$$

con la limitazione
$$b_{eff} \leq 2t_w + 5 \left(\frac{t_f^2}{t_p} \right) \left(\frac{f_y}{f_{yp}} \right) \quad [6.17]$$

(5) Le saldature che collegano la piastra alla piattabanda devono avere una resistenza di progetto per unità di lunghezza non minore della resistenza di progetto per unità di larghezza della piattabanda.

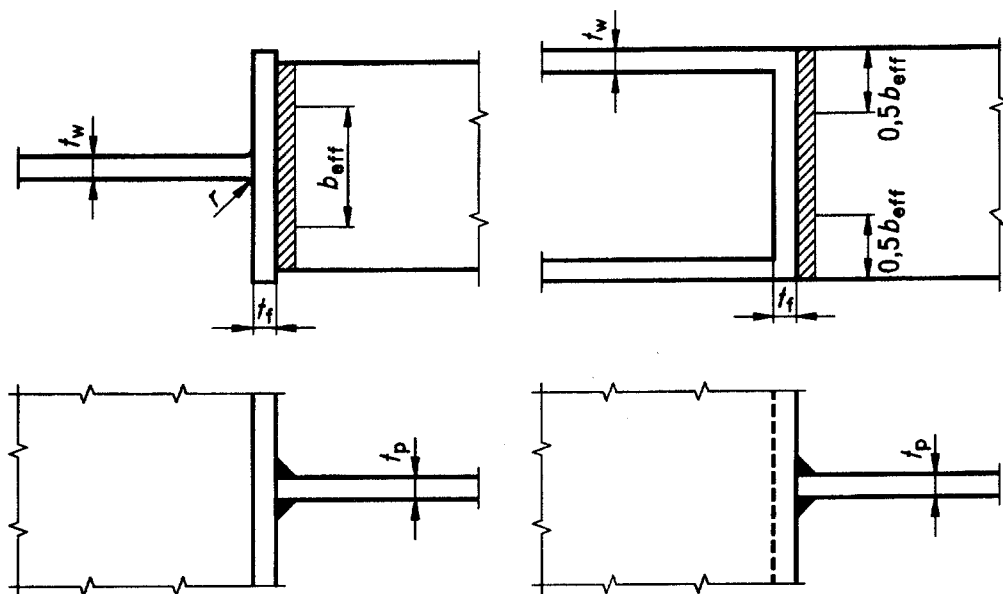


Fig. 6.6.10 - Larghezza efficace di un giunto a T non irrigidito

6.6.9. Giunti paralleli alla direzione delle forze prevalenti

- (1) Nei giunti a sovrapposizione la resistenza di progetto di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere ridotta moltiplicandola per un coefficiente riduttivo β_{Lw} per tenere in conto gli effetti della distribuzione non uniforme delle tensioni lungo il suo sviluppo.
 - (2) Questo criterio non si applica quando la distribuzione delle tensioni lungo la saldatura corrisponde alla distribuzione delle tensioni nel metallo base adiacente, come, per esempio, nel caso di una saldatura che collega la piattabanda e l'anima di una trave composta.
- P(3) Generalmente nei giunti a sovrapposizione più lunghi di 150 a il coefficiente riduttivo β_{Lw} deve essere preso come $\beta_{Lw,1}$ dato dall'equazione:

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2 \frac{L_j}{150 a} \quad [6.18]$$

con la limitazione $\beta_{Lw,1} \leq 1,0$

dove:

L_j è la lunghezza complessiva della sovrapposizione nella direzione di trasferimento della forza.

- P(4) Per cordoni di saldatura più lunghi di 1,7 m che collegano irrigidimenti trasversali in membrature composte, il coefficiente riduttivo β_{Lw} può essere preso come $\beta_{Lw.2}$ dato dall'equazione:

$$\beta_{Lw.2} = 1,1 - \frac{L_w}{17} \quad [6.19]$$

con le limitazioni $\beta_{Lw.2} \leq 1,0$ e $\beta_{Lw.2} \geq 0,6$

dove:

L_w è la lunghezza della saldatura, in metri.

6.6.10. Angolari collegati attraverso una sola ala

- (1) Negli angolari collegati attraverso una sola ala l'eccentricità dei giunti saldati a sovrapposizione alle estremità degli elementi può essere tenuta in conto adottando un'area efficace per la sezione trasversale e quindi trattando gli elementi come caricati assialmente.
- P(2) Per un angolare a lati uguali, o per un angolare a lati disuguali collegato attraverso l'ala maggiore, l'area efficace può essere presa pari all'area lorda.
- P(3) Per un angolare a lati disuguali collegato attraverso l'ala minore, nella determinazione della resistenza di progetto della sezione trasversale (vedere 5.4.3 e 5.4.4) l'area efficace deve essere presa uguale all'area della sezione trasversale lorda di un angolare a lati uguali equivalente avente la dimensione delle ali coincidente con l'ala minore. Tuttavia nella valutazione della resistenza di progetto all'instabilità di un elemento compresso (vedere 5.5.1) deve essere usata l'area lorda effettiva della sezione trasversale.

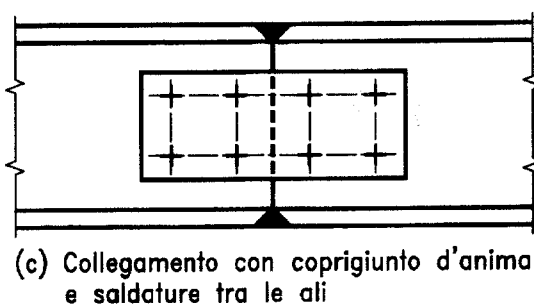
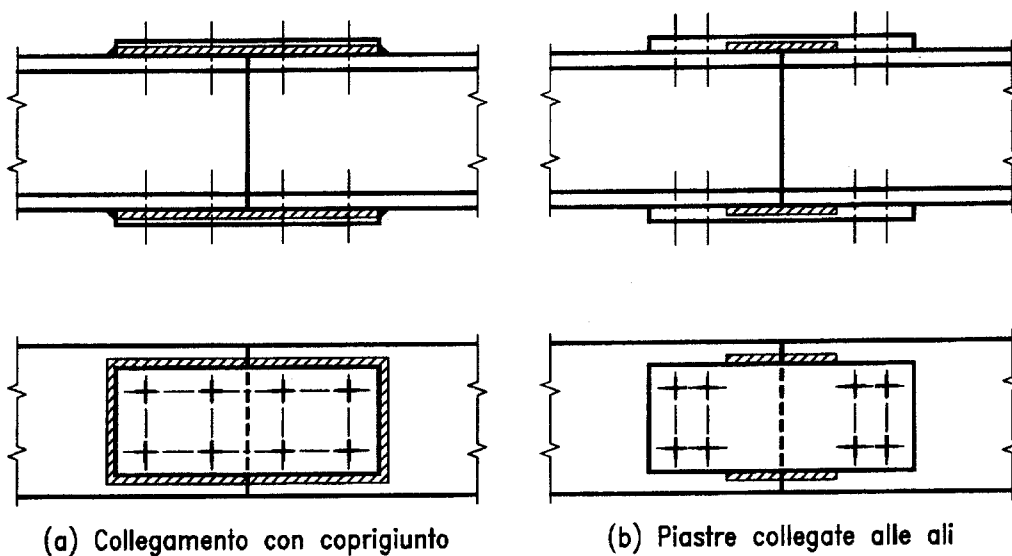


Fig. 6.7.1 - Collegamenti di tipo misto

6.7. Collegamenti di tipo misto

- (1) Quando sono impiegate differenti tipologie di dispositivi di giunzione per la trasmissione di un'azione di taglio o quando saldature e dispositivi di giunzione sono usati in combinazione (vedere fig. 6.7.1), allora uno dei tipi di collegamento deve di norma essere dimensionato per trasferire il carico nella sua totalità.
- (2) Quale eccezione a questa norma si può assumere, in collegamenti progettati per resistere ad attrito allo stato limite ultimo (categoria C in 6.5.3.1), che l'azione di taglio si ripartisca tra bulloni ad alta resistenza pretesi e saldature, purché il serraggio finale dei bulloni sia eseguito dopo il completamento della saldatura.

6.8. Giunti intermedi ad una membratura**6.8.1. Generalità**

- (1) Questo punto si riferisce al dimensionamento di giunzioni presenti entro la lunghezza di una membratura o di un'altra componente della struttura.
- (2) I giunti devono essere progettati in modo da mantenere le membrature collegate nella loro mutua posizione.
- (3) Se possibile le membrature devono essere disposte in modo che l'asse baricentrico degli elementi del collegamento coincida con l'asse baricentrico della membratura collegata. Quando esiste eccentricità, bisogna tenere in considerazione le forze che ne risultano.

6.8.2. Giunti in membrature compresse

- (1) Quando le sezioni di estremità delle membrature non sono lavorate in modo da consentire il pieno contatto, deve essere previsto un giunto in grado di trasmettere le forze ed i momenti interni agenti nella sezione giuntata, includendo i momenti causati da eccentricità di applicazione del carico, da imperfezioni iniziali e dagli effetti del secondo ordine.
- (2) Quando le sezioni di estremità delle membrature sono lavorate in modo da consentire il pieno contatto, il giunto deve essere progettato per assicurare la continuità della rigidità attorno ad entrambi gli assi e per resistere ad eventuali forze di trazione conseguenti a momenti presenti per qualsiasi ragione, incluse quelle indicate in (1).
- (3) L'allineamento delle estremità lavorate deve essere assicurato con piastre di coprigiunto o in altro modo. Le parti del collegamento ed i dispositivi di giunzione devono essere dimensionate per poter sopportare una forza in corrispondenza delle estremità collegate, agente in una direzione qualsiasi perpendicolare all'asse della membratura, pari ad almeno il 2,5% della forza di compressione nella membratura.

6.8.3. Giunti in membrature tese

- (1) Un giunto in una membratura o in un componente strutturale tesi deve essere dimensionato in modo da poter trasmettere tutti i momenti e le forze alle quali la membratura o l'elemento sono soggetti nella sezione del collegamento.

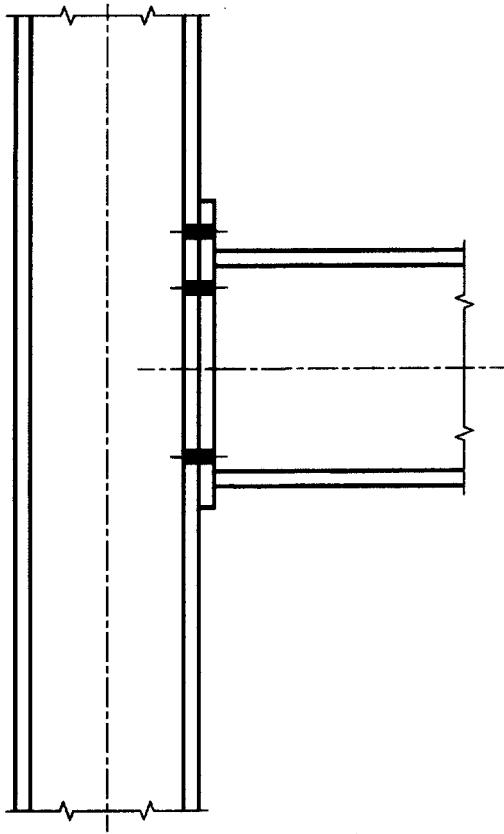
6.9. Collegamenti trave-colonna**6.9.1. Criteri di progetto**

- (1) Il momento resistente di progetto M_{Rd} di un collegamento trave-colonna non deve essere minore al valore di progetto del momento applicato M_{Sd} .
- (2) Le relazioni momento-rotazione di un collegamento trave-colonna devono essere congruenti sia con le ipotesi fatte nella analisi globale della struttura sia con le ipotesi fatte nel progetto delle membrature: vedere 5.2.2.1.

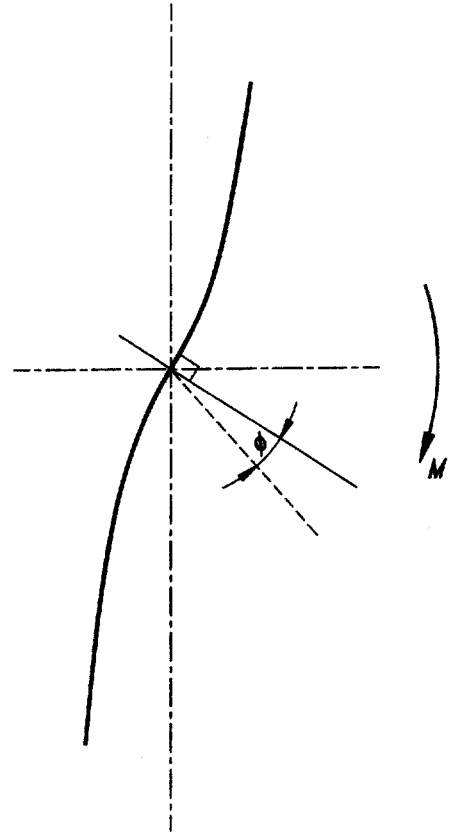
6.9.2. Relazione momento-rotazione

- (1) La determinazione delle relazioni momento-rotazione di progetto di collegamenti trave-colonna deve essere basata su teorie validate da risultati sperimentali.

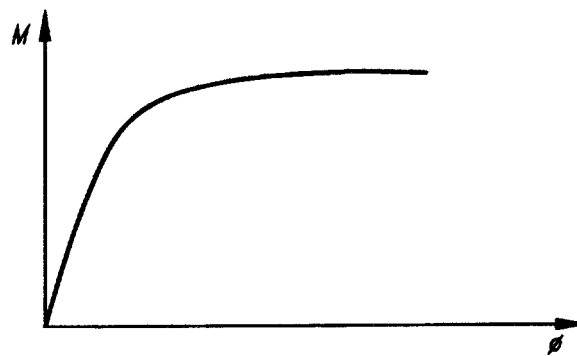
- (2) Quale approssimazione del comportamento reale, un collegamento trave-colonna può essere rappresentato da una molla rotazionale che collega gli assi della colonna e della trave nel loro punto d'intersezione, come indicato nella fig. 6.9.1.
- (3) In generale l'effettiva relazione momento-rotazione di un collegamento trave-colonna non è lineare.



(a) Collegamento



(b) Modello



(c) Relazione momento-rotazione

Fig. 6.9.1 - Modellazione di un collegamento quale molla rotazionale

- (4) Una relazione momento-rotazione di progetto approssimata può essere derivata da una relazione più accurata adottando una qualunque curva appropriata, compresa una approssimazione linearizzata (per esempio: bi-lineare o tri-lineare), purché la curva approssimata si trovi completamente al di sotto della caratteristica più accurata: vedere fig. 6.9.2.
- (5) Una relazione momento-rotazione di progetto (vedere fig. 6.9.3) deve definire tre proprietà principali, come di seguito indicato:
- il momento resistente (vedere 6.9.3);
 - la rigidezza rotazionale (vedere 6.9.4);
 - la capacità di rotazione (vedere 6.9.5).

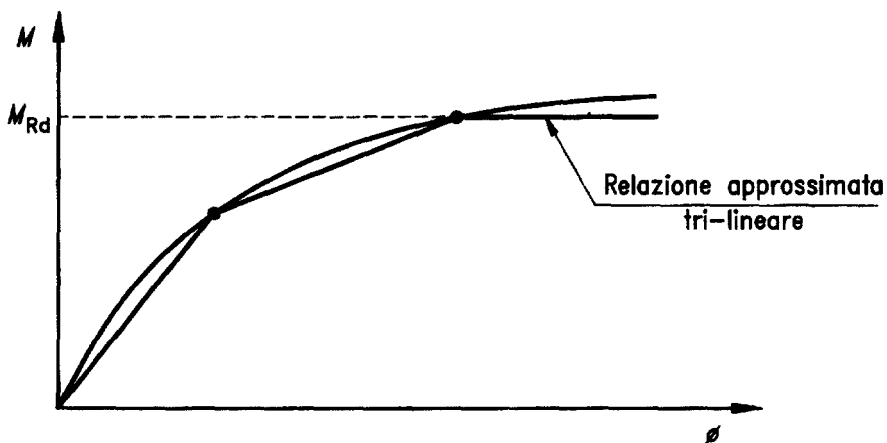
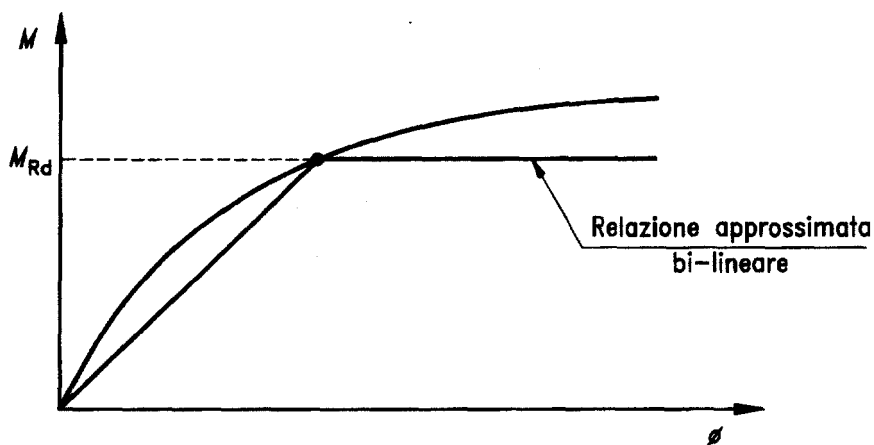
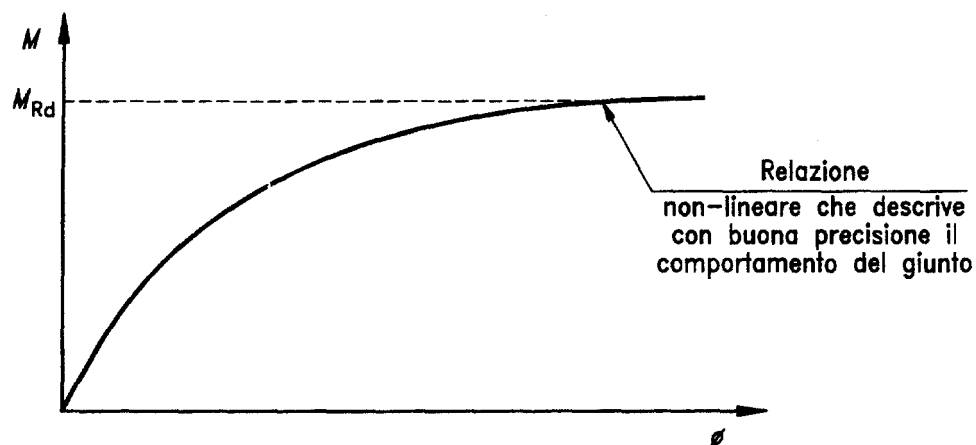
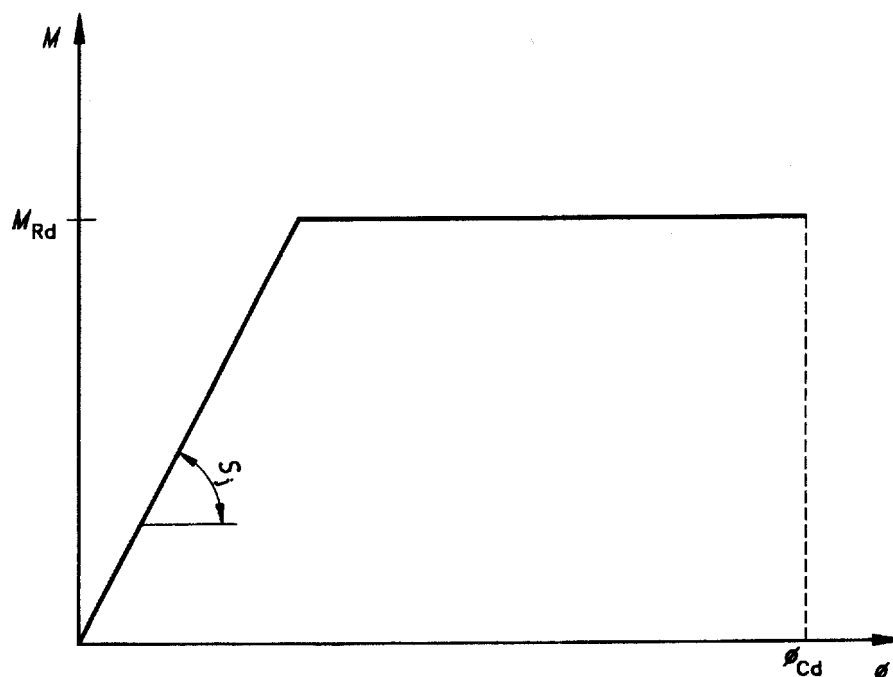


Fig. 6.9.2 - Definizione di relazioni momento-rotazione approssimate



M_{Rd} è il momento resistente di progetto
 S_j è la rigidezza rotazionale
 ϕ_{Cd} è la capacità di rotazione di progetto

Fig. 6.9.3 - Proprietà di una relazione momento-rotazione di progetto

- P(6) Quando si adotta l'analisi elastica globale non è necessario considerare la capacità di rotazione dei collegamenti rigidi o semi-rigidi: vedere 6.4.2.
- (7) In alcuni casi il comportamento momento-rotazione di un collegamento trave-colonna comprende una rotazione iniziale dovuta allo scorrimento dei bulloni o alla mancanza di contatto, come indicato nella fig. 6.9.4. Dove ciò accada, nella relazione momento-rotazione di progetto deve essere anche incluso un comportamento iniziale a cerniera fino a una rotazione ϕ_0 rispetto alla colonna: vedere fig. 6.9.4(b).

6.9.3. Momento resistente

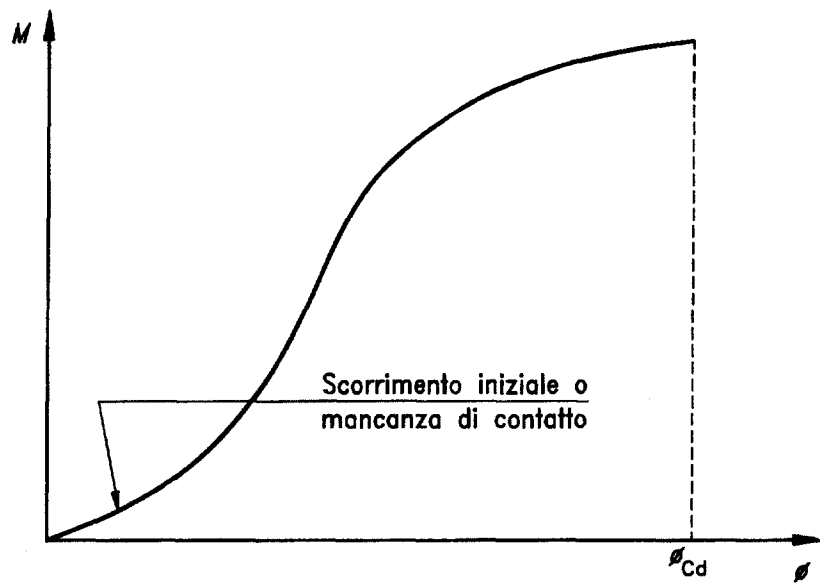
- (1) Il momento resistente di progetto M_{Rd} è uguale al valore massimo della relazione momento-rotazione di progetto.

6.9.4. Rigidezza rotazionale

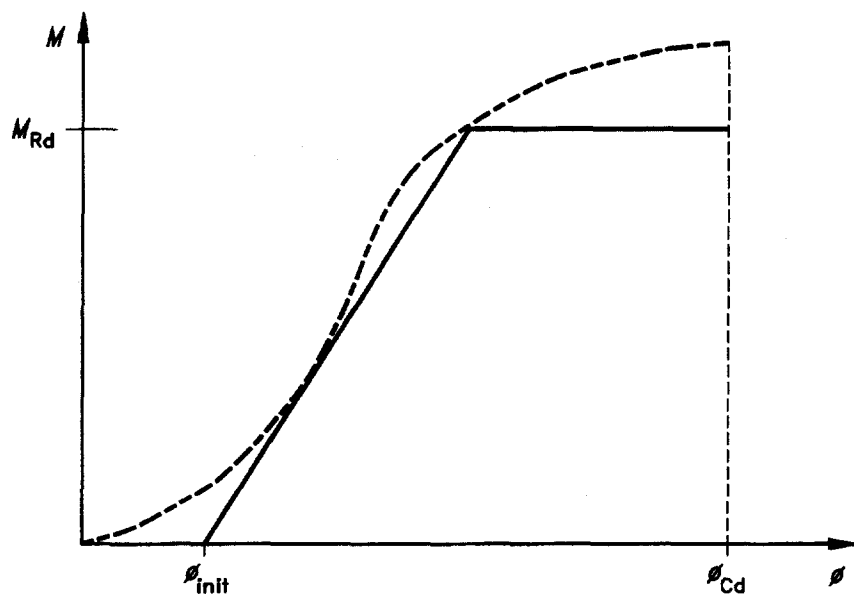
- (1) È possibile trarre completo beneficio da una relazione momento-rotazione di progetto non lineare utilizzando procedure di calcolo incrementali.
- (2) Ad eccezione di quanto indicato in (1), la rigidezza rotazionale S_j deve essere presa come rigidezza secante, come indicato nella fig. 6.9.5.
- (3) Possono essere usati differenti valori della rigidezza secante, in funzione del momento di progetto M_{Sd} relativo alla combinazione di carico ed allo stato limite in oggetto: vedere fig. 6.9.6.

6.9.5. Capacità di rotazione

- (1) La capacità di rotazione di progetto ϕ_{Cd} di un collegamento trave-colonna deve essere assunta come la rotazione raggiunta in corrispondenza del massimo momento resistente di progetto del collegamento: vedere fig. 6.9.7.

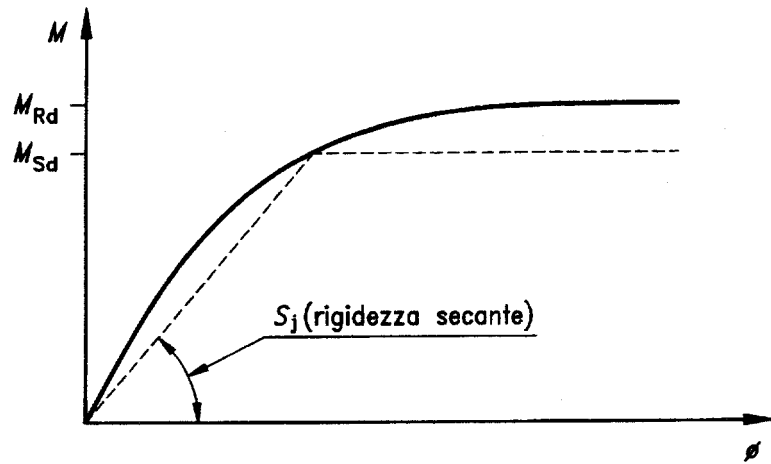


(a) Relazione momento-rotazione reale

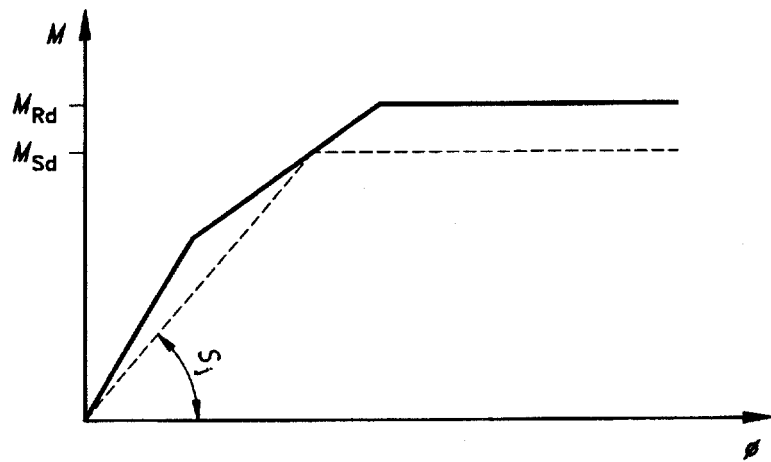


(b) Relazione momento-rotazione di progetto

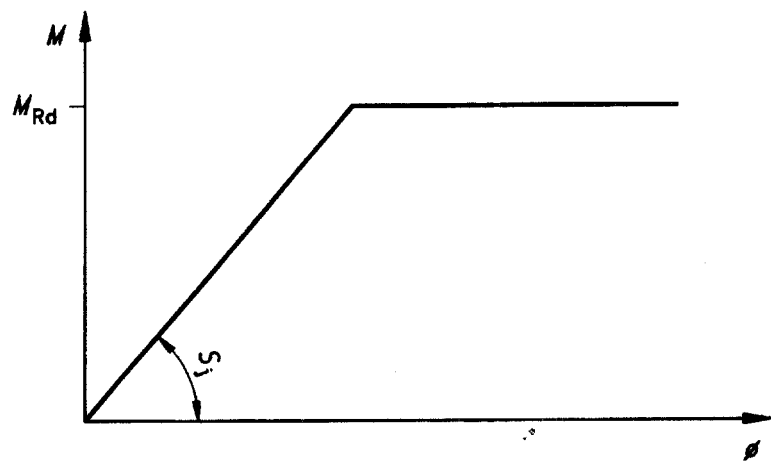
Fig. 6.9.4 - Relazione momento-rotazione con una rotazione iniziale a cerniera



(a) Relazione non lineare



(b) Relazione tri-lineare



(c) Relazione bi-lineare

Fig. 6.9.5 - Rigidezza rotazionale S_j

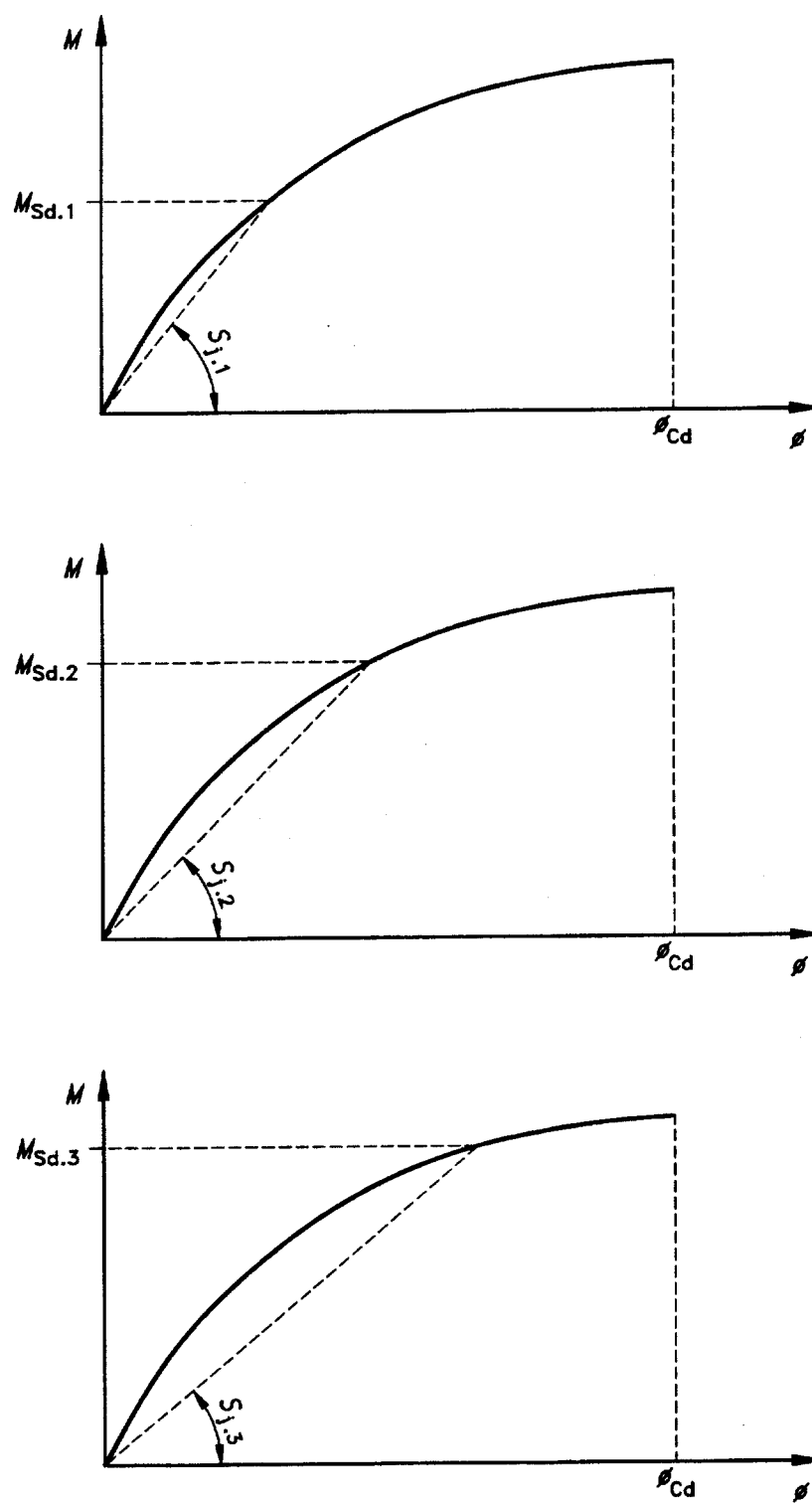
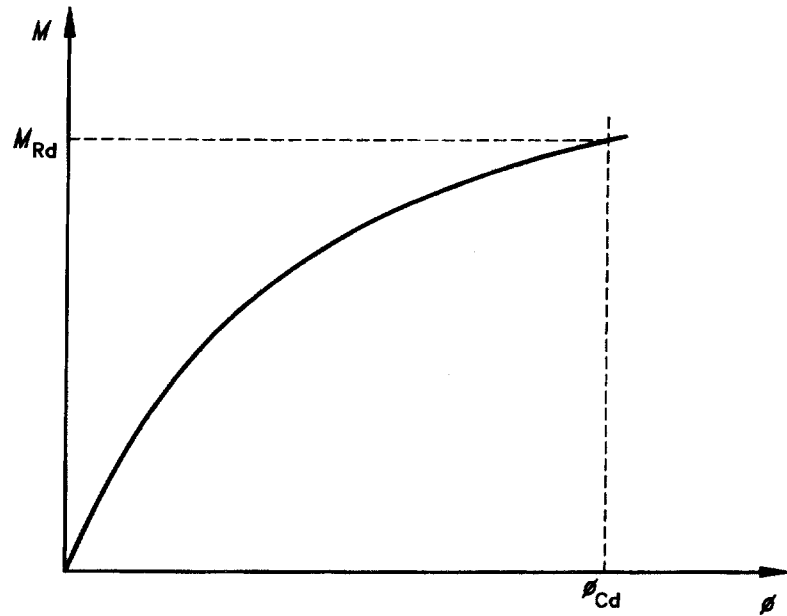
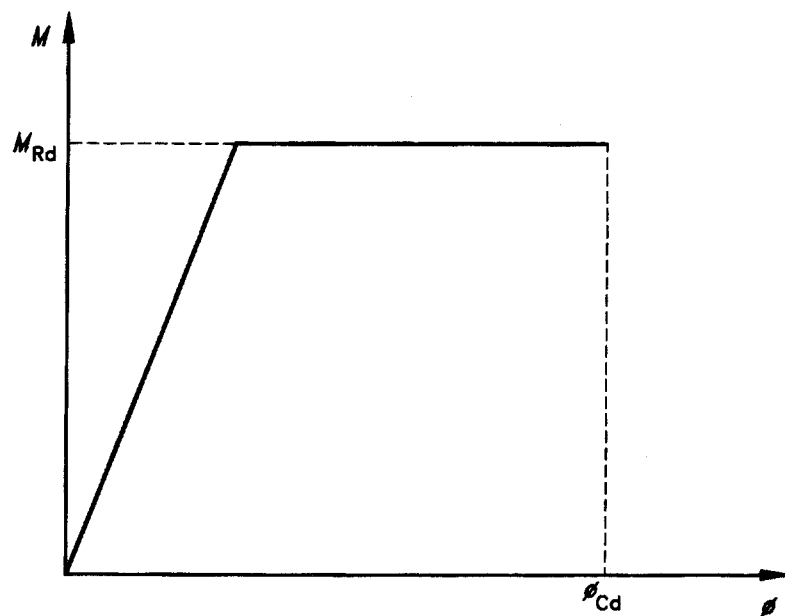


Fig. 6.9.6 - Variazione della rigidezza rotazionale con il momento applicato



(a) Relazione non lineare



(b) Relazione bi-lineare

Fig. 6.9.7 - Capacità di rotazione ϕ_{Cd}

6.9.6. Classificazione dei collegamenti trave-colonna

6.9.6.1. Criteri generali

- (1) I collegamenti trave-colonna possono essere classificati:
 - secondo la rigidezza rotazionale: vedere 6.9.6.2;
 - secondo il momento resistente: vedere 6.9.6.3.

6.9.6.2. Rigidezza rotazionale

- (1) In rapporto alla rigidezza rotazionale un collegamento trave-colonna può essere classificato come:
- a cerniera: vedere 6.4.2.1;
 - rigido: vedere 6.4.2.2;
 - semi-rigido: vedere 6.4.2.3.
- (2) Un collegamento trave-colonna può essere classificato come rigido o a cerniera in base a risultati sperimentali particolari o generali, o in base ad una esperienza rilevante di prestazioni precedenti soddisfacenti per casi analoghi o attraverso calcoli basati su risultati di prove.
- P(3) Un collegamento trave-colonna può essere classificato come “a cerniera” se la sua rigidezza rotazionale S_j (basata su una relazione momento-rotazione rappresentativa del comportamento reale previsto) soddisfa la condizione:

$$S_j \leq 0,5 \frac{E I_b}{L_b} \quad [6.20]$$

dove:

S_j è la rigidezza rotazionale secante del collegamento: vedere 6.9.4;

I_b è il momento di inerzia della trave collegata;

L_b è la lunghezza della trave collegata.

- P(4) Un collegamento trave-colonna appartenente ad un telaio controventato, oppure ad un telaio non controventato che soddisfi la condizione specificata in (5), può essere considerato rigido in confronto alla trave collegata se la parte iniziale della sua relazione momento-rotazione giace al di sopra della linea a tratto pieno sul diagramma pertinente nella fig. 6.9.8.
- (5) Il limite indicato nella fig. 6.9.8(a) per un telaio non controventato può essere usato solo per telai nei quali ciascun piano soddisfa la condizione:

$$\frac{K_b}{K_c} \geq 0,1 \quad [6.21]$$

nella quale:

K_b è il valore medio di I_b/L_b per tutte le travi alla sommità di quel piano;

K_c è il valore medio di I_c/L_c per tutte le colonne di quel piano;

dove:

I_b è il momento di inerzia di una trave;

I_c è il momento di inerzia di una colonna;

L_b è la luce di una trave (distanza asse-asse fra le colonne);

L_c è l'altezza di piano per una colonna.

- P(6) Se la parte iniziale della relazione momento-rotazione giace al di sotto del limite pertinente nella fig. 6.9.8, un collegamento trave-colonna deve essere classificato come semi-rigido, salvo che esso soddisfi i requisiti per un collegamento a cerniera.
- P(7) I collegamenti che sono classificati come rigidi o a cerniera possono essere trattati, in alternativa, come semirigidi.

6.9.6.3. Momento resistente

- (1) In rapporto al momento resistente di progetto i collegamenti trave-colonna possono essere classificati come:
- a cerniera: vedere 6.4.3.1;
 - a completo ripristino di resistenza: vedere 6.4.3.2;
 - a parziale ripristino di resistenza: vedere 6.4.3.3.
- P(2) Un collegamento trave-colonna può essere classificato come a cerniera se il suo momento resistente di progetto M_{Rd} non supera 0,25 volte il momento resistente plastico di progetto $M_{pl,Rd}$ della trave collegata, purché esso abbia anche sufficiente capacità di rotazione.
- P(3) Un collegamento trave-colonna può essere classificato come a completo ripristino di resistenza se il suo momento resistente di progetto M_{Rd} è almeno uguale al momento resistente plastico di progetto $M_{pl,Rd}$ della trave collegata, purché esso abbia anche sufficiente capacità di rotazione.

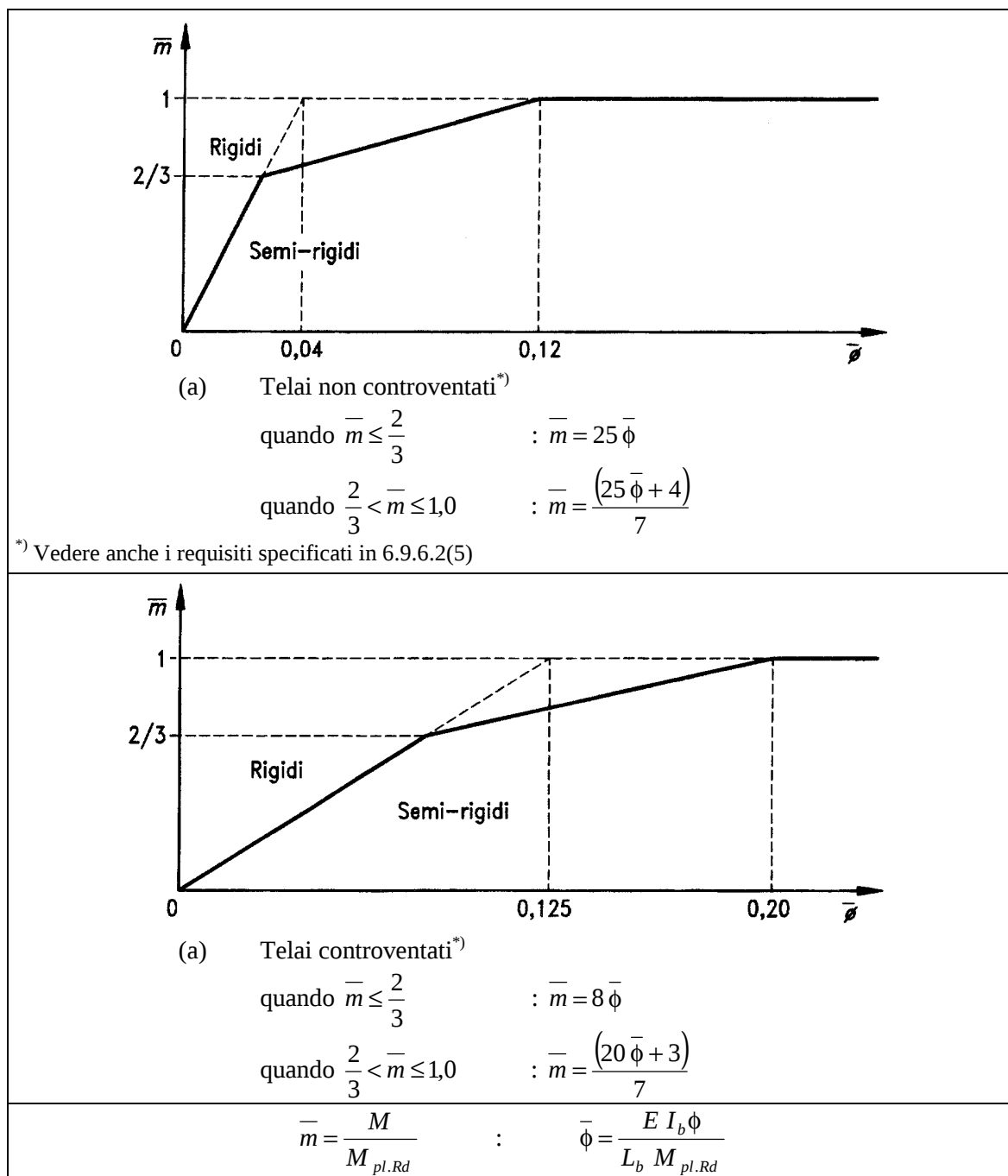
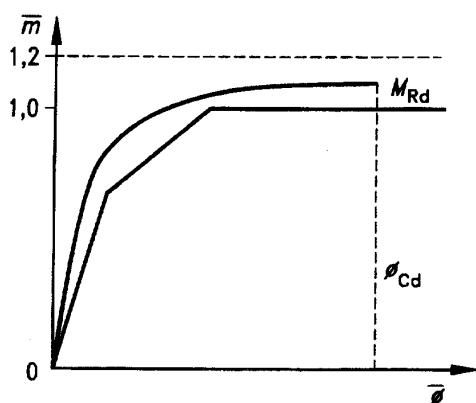


Fig. 6.9.8 - Limiti raccomandati per la classificazione dei collegamenti trave-colonna come rigidi

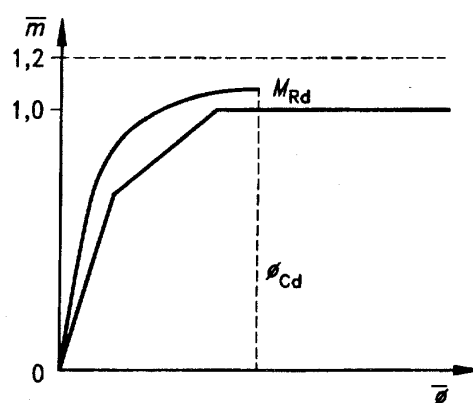
- P(4) Se il momento resistente di progetto M_{Rd} di un collegamento trave-colonna è almeno $1,2M_{pl.Rd}$ esso può essere classificato come a completo ripristino di resistenza senza verificare la capacità di rotazione.
- P(5) Un collegamento trave-colonna deve essere classificato come a parziale ripristino di resistenza se il suo momento resistente di progetto M_{Rd} è minore di $M_{pl.Rd}$.

6.9.6.4. Classificazione delle relazioni momento-rotazione

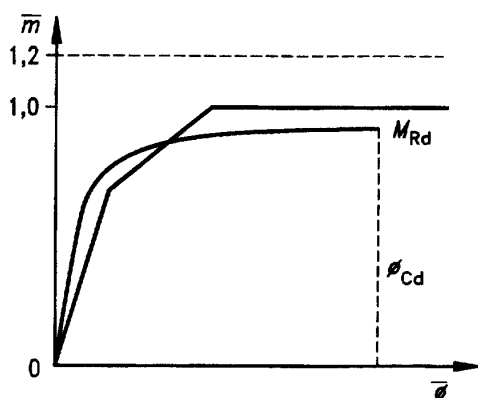
- P(1) La classificazione delle relazioni momento-rotazione tipiche per i collegamenti trave-colonna in rapporto sia alla rigidezza rotazionale sia al momento resistente è illustrata nella fig. 6.9.9.
- P(2) Le relazioni momento-rotazione indicate nella fig. 6.9.9 sono tracciate per chiarezza come non lineari. La figura è ugualmente valida per relazioni bi-lineari e tri-lineari.



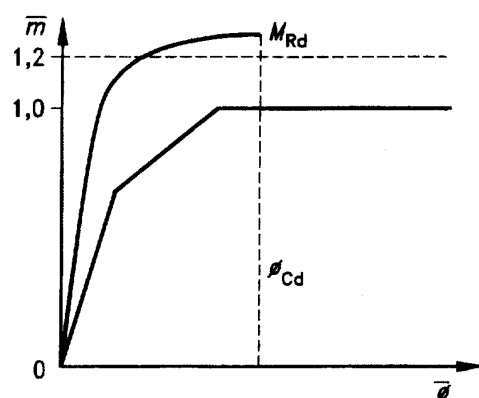
Rigido – Completo ripristino di resistenza
($M_{Rd} < 1,2 M_{pl,Rd}$ verificare quindi se è sufficiente la capacità di rotazione ϕ_{Cd})



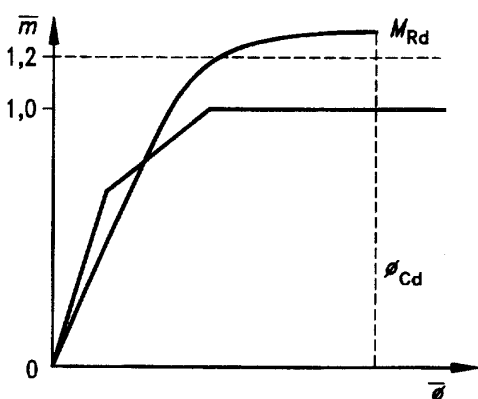
Rigido – Completo ripristino di resistenza
($M_{Rd} < 1,2 M_{pl,Rd}$ verificare quindi se è sufficiente la capacità di rotazione ϕ_{Cd})



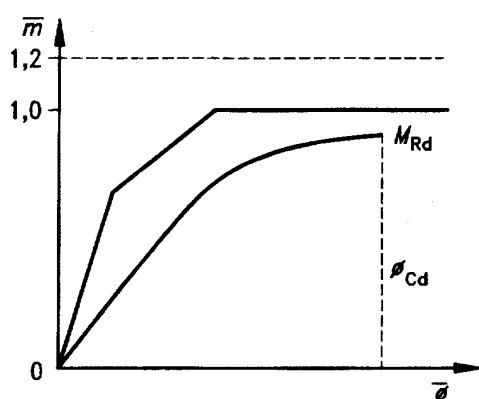
Rigido – Parziale ripristino di resistenza
($M_{Rd} < M_{pl,Rd}$)



Rigido – Parziale ripristino di resistenza
($M_{Rd} > 1,2 M_{pl,Rd}$)



Semi-rigido – Completo ripristino di resistenza
($M_{Rd} > 1,2 M_{pl,Rd}$)



Semi-rigido – Parziale ripristino di resistenza
($M_{Rd} < M_{pl,Rd}$)

Fig. 6.9.9 - Esempi di classificazione di relazioni momento-rotazione per collegamenti trave-colonna

6.9.7. Calcolo delle proprietà

6.9.7.1. Momento resistente

- (1) Il momento resistente di un collegamento trave-colonna dipende dalla resistenza delle tre zone critiche indicate nella fig. 6.9.10 e precisamente:
 - zona in trazione;
 - zona in compressione;
 - zona soggetta a taglio.
- (2) Il momento resistente di progetto deve essere determinato tenendo in considerazione i seguenti criteri.
 - (a) Zona in trazione:
 - snervamento dell'anima della colonna;
 - snervamento dell'anima della trave;
 - snervamento della piattabanda della colonna;
 - snervamento del materiale di collegamento (per esempio la flangia di estremità);
 - rottura delle saldature;
 - rottura dei bulloni.
 - (b) Zona in compressione:
 - schiacciamento dell'anima della colonna;
 - imbozzamento dell'anima della colonna.
 - (c) Zona soggetta a taglio:
 - collasso per taglio del pannello d'anima della colonna.
- (3) La resistenza di progetto della zona compressa può essere influenzata da effetti locali del secondo ordine causati da sollecitazioni normali nella colonna conseguenti al comportamento del telaio.
- (4) Ad eccezione per quanto indicato in (3), si può assumere che la resistenza di progetto delle zone critiche del collegamento non sia influenzata dalle sollecitazioni dovute al comportamento del telaio.
- (5) Il momento resistente di progetto di un collegamento trave-colonna deve essere preso come la resistenza minore fra quelle della zona in trazione e della zona in compressione (ridotta, se necessario, in modo che la resistenza a taglio di progetto del pannello d'anima della colonna non venga superata), moltiplicata per la distanza fra i centri delle resistenze.
- P(6) Qualora la resistenza di progetto della zona soggetta a taglio sia maggiore o uguale alla minore fra le resistenze di progetto della zona in trazione e della zona in compressione, non è richiesta alcuna ulteriore verifica della resistenza a taglio del pannello d'anima della colonna.

6.9.7.2. Rigidezza rotazionale

- (1) Il calcolo della rigidezza rotazionale di un collegamento trave-colonna deve essere basato sulla deformabilità dei componenti nelle zone critiche.

6.9.7.3. Capacità di rotazione

- (1) La validità delle procedure di calcolo usate per determinare la capacità di rotazione deve essere verificata in base a risultati sperimentali.
- (2) Il calcolo della capacità di rotazione di un collegamento trave-colonna deve essere basato sulla capacità di deformazione plastica della stessa zona critica che governa il calcolo del momento resistente di progetto del collegamento.

6.9.8. Regole applicative

- P(1) I criteri generali per il progetto dei collegamenti trave-colonna forniti in 6.9 possono essere soddisfatti seguendo le regole applicative dettagliate indicate nell'appendice *J*.
- P(2) Il progetto di altri tipi di collegamenti non trattati nell'appendice *J* deve essere basato su regole applicative simili conformi ai criteri generali in 6.9.

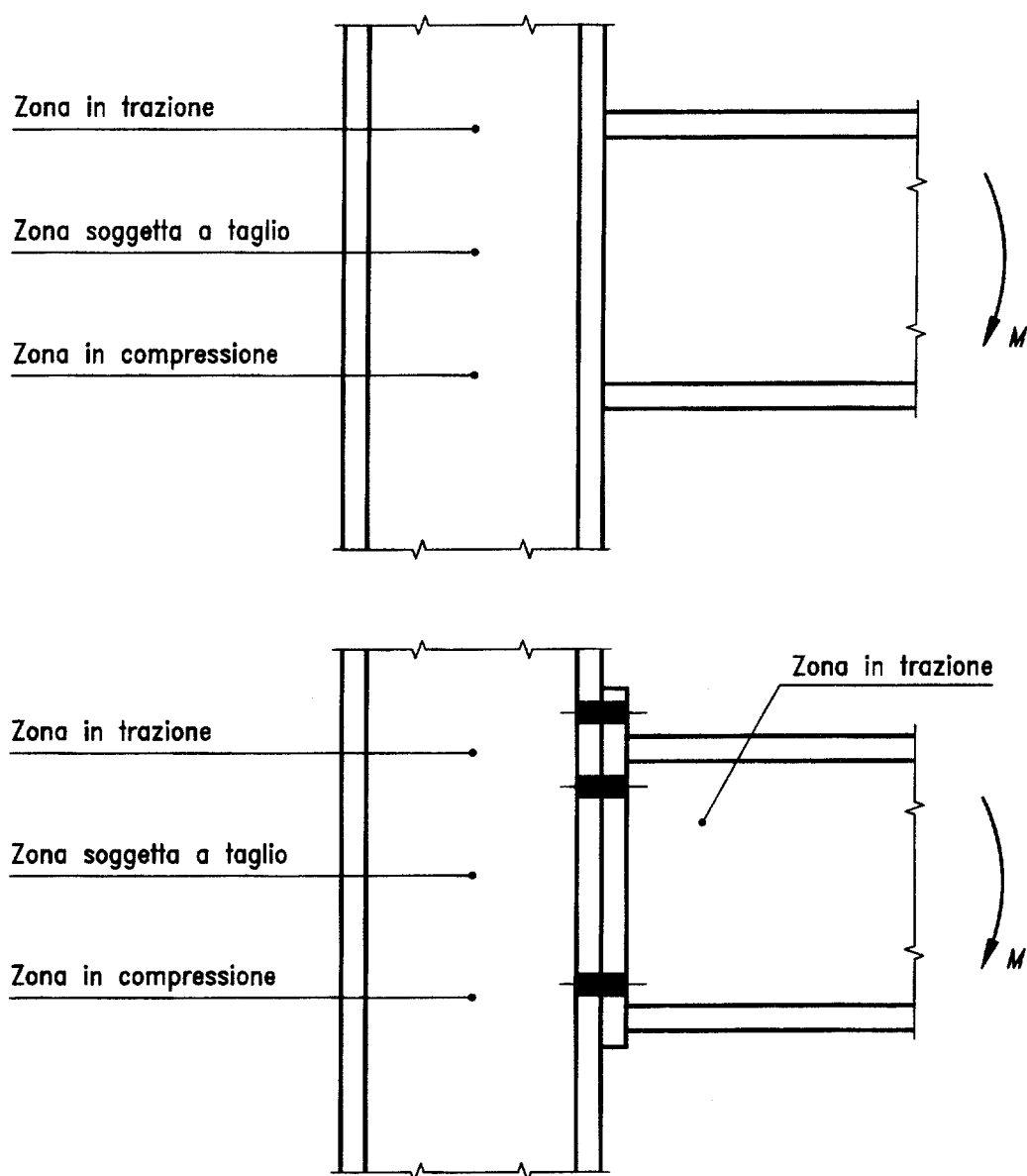


Fig. 6.9.10 - Zone critiche nei collegamenti trave-colonna.

- P(3) Regole applicative alternative possono pure essere impiegate purché:
- esse siano in accordo con gli stessi criteri generali; ed inoltre:
 - possa essere dimostrato che esse conducono almeno allo stesso livello di sicurezza.

6.10. Giunzione di profilati cavi in travi reticolari

6.10.1 Resistenza di progetto

- (1) La resistenza di progetto di giunzioni fra profilati cavi deve essere basata sui seguenti criteri, quando applicabili:
- (a) collasso della faccia del corrente;
 - (b) collasso dell'anima (o della parete) del corrente per snervamento od instabilità;
 - (c) collasso del corrente per taglio;
 - (d) collasso del corrente per azione tagliente di punzonamento;
 - (e) collasso di un'asta di parete con larghezza efficace ridotta;
 - (f) collasso per instabilità locale.

- (2) Le saldature devono essere dimensionate per avere resistenza e duttilità sufficienti a consentire la redistribuzione di tensioni distribuite in modo non uniforme ed a permettere una redistribuzione dei momenti flettenti secondari.

6.10.2. Regole applicative

- P(1) I criteri generali per il progetto delle giunzioni in travi reticolari di profilati cavi forniti in 6.10 possono essere soddisfatti seguendo le regole applicative dettagliate indicate nell'appendice K.
- P(2) Regole applicative alternative possono pure essere impiegate purché:
- esse siano in accordo con gli stessi criteri, ed inoltre:
 - possa essere dimostrato che esse conducono almeno allo stesso livello di sicurezza.

6.11. Giunti di base

6.11.1 Piastre di base

- (1) Le colonne devono essere provviste di piastre di base adatte a distribuire le forze di compressione presenti nelle parti compresse della colonna su di un'area portante tale che la pressione di contatto sulla fondazione non superi la resistenza di progetto della giunzione.
- (2) La resistenza di progetto della giunzione fra la piastra di base e la fondazione dovrà essere determinata tenendo in considerazione le proprietà del materiale e le dimensioni sia della malta sia del calcestruzzo della fondazione.

6.11.2 Tirafondi

- (1) Tirafondi dovranno essere previsti, se necessario, per resistere agli effetti dei carichi di progetto. Essi dovranno essere dimensionati per resistere alla trazione causata da forze di sollevamento ed alla trazione prodotta dai momenti flettenti, secondo il caso.
- (2) Ai fini del calcolo delle forze di trazione dovute ai momenti flettenti, il braccio interno non dovrà essere assunto superiore alla distanza fra il baricentro dell'area di contatto sul lato compresso ed il baricentro del gruppo dei bulloni sul lato teso, tenendo conto delle tolleranze nel posizionamento dei tirafondi.
- (3) I tirafondi dovranno essere ancorati alla fondazione o tramite piegatura a gancio, o con l'inserimento di una rosetta o di un altro elemento appropriato annegato nel calcestruzzo, che distribuisca il carico.
- (4) Se non sono previsti elementi speciali che resistano all'azione tagliente, quali connettori di taglio per contatto o connettori a barra, si dovrà dimostrare che una resistenza sufficiente a trasferire l'azione tagliente fra la colonna e la fondazione è assicurata attraverso una delle seguenti modalità:
- la resistenza di attrito della giunzione fra la piastra di base e la fondazione;
 - la resistenza a taglio dei tirafondi;
 - la resistenza a taglio della parte circostante della fondazione.

6.11.3. Regole applicative

- P(1) I criteri generali per il progetto delle piastre di base forniti in 6.11 possono essere soddisfatti seguendo le regole applicative dettagliate indicate nell'appendice L.
- P(2) Regole applicative alternative possono pure essere impiegate purché:
- esse siano in accordo con gli stessi criteri, ed inoltre:
 - possa essere dimostrato che esse conducono almeno allo stesso livello di sicurezza.