Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

Il materiale di seguito riportato è liberamente tratto da appunti preparati nel 1998 da A. D'Aveni e F. Neri per il corso di Progetto di strutture della Facoltà di Ingegneria. Nel 2001 ho apportato alcune integrazioni per metterlo a disposizione degli studenti del Laboratorio di Costruzioni II (Facoltà di Architettura). Nel settembre 2008 ho ripreso il testo per adattarlo alle nuove normative (DM 14/1/2008 ed Eurocodice 3 vers. 2004).

Aurelio Ghersi

1. Riferimenti bibliografici

Un libro molto completo dal punto di vista teorico (anche al di là degli argomenti trattati nel corso) è:

G. Ballio, F.M. Mazzolani, Strutture in acciaio, Hoepli.

Interessante, in particolar modo per i richiami storici, è il libro:

E. F. Radogna, Tecnica delle costruzioni, acciaio, Masson.

Un po' più applicativo è il libro:

N. Scibilia, Progetto di strutture in acciaio, Flaccovio.

Indicazioni generali su modellazione, analisi strutturale, metodi di verifica (dalle tensioni ammissibili allo stato limite ultimo), normativa sono contenute nei primi tre capitoli del mio libro:

A. Ghersi, Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario, Flaccovio.

Indispensabile riferimento è infine la normativa, italiana ed europea.

Normativa italiana

Il riferimento base è:

D.M. 14/1/08. Norme Tecniche per le Costruzioni.

Sono ormai superate, anche se possono essere applicate ancora per breve tempo, le normative precedenti:

D.M. 9/1/96. Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche - Parte II.

CNR 10011-86. Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

CNR 10022-84. Profilati d'acciaio formati a freddo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.

D.M. 14/2/92. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

Normativa europea

La norma europea relativa all'acciaio è:

Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio.

Di questo complesso normativo, molto vasto, evidenzio in particolare:

Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici (anno 2004).

Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-3: Regole generali e regole aggiuntive per elementi piegati a freddo e lamiere (anno 2006).

Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progetto dei collegamenti (anno 2004).

Le prescrizioni dell'Eurocodice 3 devono essere integrate da indicazioni contenute in Appendici Nazionali (al momento esistenti solo come bozza).

2. Metodi di verifica e normativa di riferimento per strutture in acciaio

Anche per l'acciaio il metodo degli stati limite ha ormai completamente sostituito il metodo delle tensioni ammissibili.

Per chi può essere interessato, lascio un breve commento relativo alle normative precedenti.
Se si esaminano le prescrizioni delle precedenti normative italiane si può notare che esse hanno subito negli anni una progressiva evoluzione, dal metodo delle tensioni ammissibili a quello degli stati limite, non prive di resistenze e compromessi. Solo così si può interpretare la definizione di due stati limite ultimi, lo stato limite elastico della sezione e lo stato limite di collasso plastico della struttura, da usare l'uno in alternativa dell'altro.
Lo stato limite elastico assume che le azioni di calcolo non comportino in alcun punto della sezione il superamento della deformazione unitaria corrispondente al limite elastico del materiale. Fino alla precedente edizione della norma (D.M. 14/2/92) ciò comportava una perfetta coincidenza col metodo delle tensioni ammissibili. Infatti operando allo stato limite si usavano carichi maggiorati del 50% rispetto a quelli validi per le tensioni ammissibili (γ_g e $\gamma_q = 1.5$) e contemporaneamente una resistenza del 50% più alta (perché la tensione ammissibile era i 2/3 di quella di snervamento ed inoltre per lo stato limite elastico è $\gamma_m = 1$), con un modello di calcolo e di verifica lineare. Col D.M. 9/1/96 questa coincidenza non è più perfetta, perché ora $\gamma_g = 1.4$ e $\gamma_q = 1.5$, ma la sostanza non è cambiata.
Lo stato limite di collasso plastico fa invece riferimento alla completa plasticizzazione delle sezioni (valutata riducendo la soglia di snervamento con $\gamma_m = 1.12$) e consente di usare un'analisi non lineare fino a giungere alla trasformazione della struttura, o di una sua parte, in un meccanismo. L'impostazione è quindi sostanzialmente equivalente a quella dello stato limite ultimo, così come è definito nell'Eurocodice 3, anche se l'enfasi posta sull'uso di un'analisi non lineare è addirittura maggiore dell'importanza data ad essa dall'Eurocodice 3.
La presenza di questa duplice possibilità è ulteriormente complicata dal rinvio che la norma italiana fa alle istruzioni CNR 10011-86. Queste sono state infatti concepite quando il metodo di riferimento era quello delle tensioni ammissibili e sono state solo ritoccate per includere gli stati limite, creando grosse perplessità in chi cerca di applicarle affiancandole allo stato limite di collasso plastico della struttura. Personalmente, io ritengo più corretto considerarle valide solo nell'ambito in cui sono nate e quindi col metodo delle tensioni ammissibili o con l'equivalente stato limite elastico della sezione.
Passando poi all'Eurocodice 3, occorre prestare attenzione alle modifiche introdotte col decreto di applicazione nazionale (NAD) italiano, cioè la sezione III del D.M. 9/1/96. In particolare, esso ritocca i valori incasellati dei coefficienti parziali di sicurezza del materiale ma comporta anche altre aggiunte e variazioni, soprattutto per quanto riguarda le saldature (ad esempio, per le saldature di testa reintroduce la distinzione tra giunti di prima e seconda classe, presente nella norma italiana ma assente nella versione originaria dell'Eurocodice 3).

La nuova normativa italiana è sostanzialmente coincidente con l'Eurocodice 3 (versione 2004). Le Appendici Nazionali agli Eurocodici sono state approvate ma non ancora pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale. Le variazioni rispetto al testo europeo mi sembrano però minime e di scarsa importanza.

3. L'acciaio per carpenteria metallica

3. 1. Composizione chimica e caratteristiche meccaniche

L'acciaio è una lega ferro-carbonio. La quantità di carbonio condiziona la resistenza e la duttilità (la prima cresce e la seconda diminuisce all'aumentare del contenuto in carbonio). I più comuni acciai per carpenteria metallica hanno un contenuto in carbonio molto basso (da 0.17% a 0.22%) e sono quindi estremamente duttili. Una caratteristica importante è anche la tenacità dell'acciaio, cioè la sua capacità di evitare rottura fragile alle basse temperature.
La normativa (D.M. 9/1/96, punto 2.1, valido anche per chi usa l'Eurocodice 3) impone limiti alle caratteristiche meccaniche (tensione di rottura e di snervamento) ed all'allungamento a rottura dei diversi tipi di acciaio, nonché limiti alla resilienza (legati alla temperatura ed al grado di saldabilità), necessari per garantire la tenacità (si veda anche il punto 2.3.2).

Negli acciai sono contenute piccole quantità di manganese e silicio, che favoriscono la saldabilità, e di altri elementi (fosforo, zolfo, ecc.) che sono da considerare impurità inevitabili. Per la saldabilità dell'acciaio è importante il grado di disossidazione: l'ossigeno presente nell'acciaio fuso si combina col carbonio formando monossido di carbonio CO che nel raffreddamento torna allo stato gassoso creando diffuse soffiature (l'acciaio viene detto *effervescente*); l'aggiunta di alluminio e silicio, che si combinano con l'ossigeno formando ossidi che vengono poi eliminati, riduce la formazione di monossido di carbonio (acciai *calmati* o *semicalmati*).
Precisi limiti alla composizione chimica dell'acciaio per strutture saldate erano riportati nel punto 2.3.1 del D.M. 9/1/96:

Fe 360-430	Grado B:	C≤0.24%	P≤0.055%	S≤0.055%		
	Grado C:	C≤0.22%	P≤0.050%	S≤0.050%		
	Grado D:	C≤0.22%	P≤0.045%	S≤0.045%		
Fe 510	Grado B:	C≤0.26%	Mn≤1.6%	Si≤0.6%	P≤0.050%	S≤0.050%
	Grado C:	C≤0.24%	Mn≤1.6%	Si≤0.6%	P≤0.050%	S≤0.050%
	Grado D:	C≤0.22%	Mn≤1.6%	Si≤0.6%	P≤0.045%	S≤0.045%

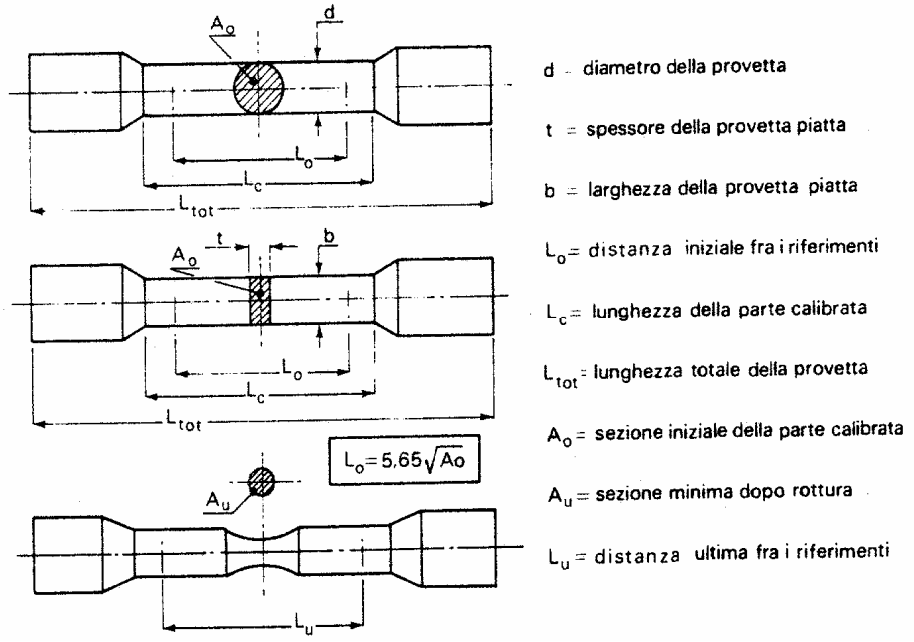
3.2. Prove sull'acciaio

Le prove di laboratorio che più frequentemente si effettuano sugli acciai da carpenteria metallica sono:
- prova di trazione;
- prova di resilienza;
- prova di piegamento.

Vengono talvolta effettuate anche le seguenti prove:
- prova a compressione globale;
- prova di durezza;
- prova di fatica.

Prova di trazione

Si effettua su di un provino sagomato secondo la UNI 556 ottenendo il diagramma tensione deformazione σ−ε.

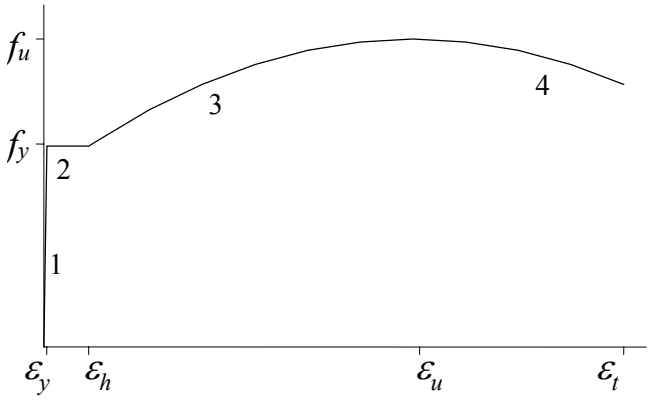


Caratteristiche geometriche del provino[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

La prova fornisce i valori della forza di trazione e della variazione di distanza di due punti di riferimento. La tensione viene valutata dividendo la forza di trazione per l'area nominale A_0 del provino; quindi nelle fasi finali della prova, quando si verifica la strizione (cioè una forte riduzione della sezione) la tensione nominale si riduce anche se la reale tensione va sempre crescendo. La deformazione viene valutata dividendo la variazione di distanza tra i punti di riferimento per la distanza iniziale L_0. La distanza L_0 è pari a 5 volte il diametro del provino (se questo non avesse sezione circolare si assumerebbe $L_0 = 5.65\sqrt{A_0}$).

Dalla prova di trazione si ricava la tensione di snervamento f_y e la corrispondente deformazione ε_y; la deformazione in cui inizia l'incrudimento ε_h (che è circa 12-15 volte ε_y); a tensione di rottura a trazione f_u (il massimo raggiunto nella prova) e la corrispondente deformazione ε_u; la deformazione a rottura. ε_t.



1 ramo elastico
2 snervamento
3 incrudimento
4 tratto decrescente (il valore nominale decresce, ma quello reale cresce sempre e la sezione si riduce)

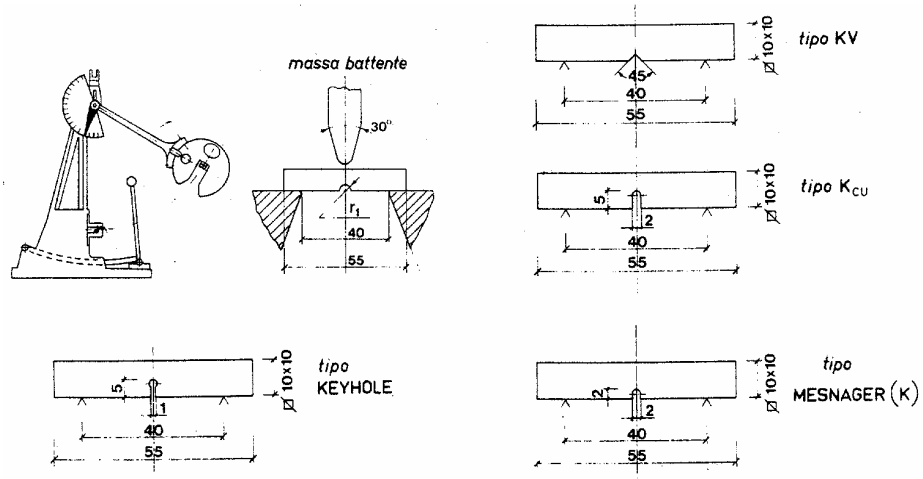
diagramma σ-ε per l'acciaio

Nota 1: per indicare la tensione di rottura a trazione (il massimo raggiunto nella prova) l'Eurocodice 3 usa il simbolo f_u mentre la normativa italiana usa f_t. Io mi sono attenuto alla simbologia dell'Eurocodice 3. In maniera analoga ho usato i pedici *u* e *t* per le deformazioni.

Nota 2: In caso di prova ciclica si ha uno scarico e ricarico elastico, ma all'inversione del carico l'andamento diventa curvilineo (effetto Bauschinger)

Prova di resilienza

La prova di resilienza mette in evidenza la resistenza alla rottura fragile (resilienza) degli acciai.
Si effettua col pendolo di Charpy, operando su un provino predisposto con intagli standardizzati.



prova di resilienza[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Il pendolo, lasciato cadere da un'altezza h_0, rompe il provino e risale dal lato opposto ad un'altezza h. La quantità h_0-h è proporzionale all'energia di rottura della provetta; essa, rapportata all'area di rottura, fornisce il valore della resilienza. Il grafico resilienza-temperatura che si ottiene da queste prove permette di individuare la *temperatura di transizione* intesa come quella temperatura al di sotto della quale vi è un brusco decadimento della resilienza.

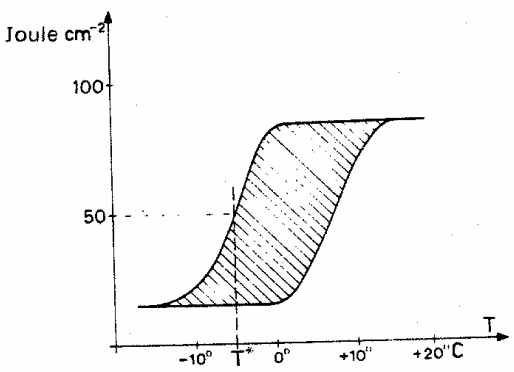


grafico resilienza-temperatura[1]

Poiché i risultati della prova sono fortemente dipendenti dalla forma dell'intaglio essi non rappresentano dati sperimentali obiettivi. I valori di resilienza, come anche la temperatura di transizione, hanno solo significato di riferimento nel senso che bassi valori di resilienza sono spie di rischio di fragilità. Per modificare (abbassare) la temperatura di transizione è necessario intervenire sulla composizione chimica (carbonio, manganese e nichel).

La norma italiana (D.M. 9/1/96, punto 2.1) fissa una resilienza di 27 J alla temperatura di –20 °C, 0 °C, +20 °C rispettivamente per acciai di grado B, C, D, valutata per un provino con intaglio a V ed area 0.8 cm^2.

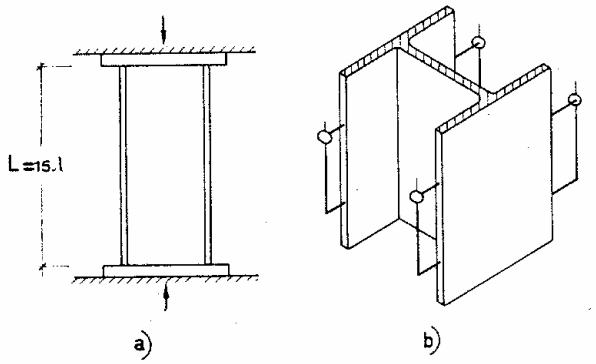
Prova di piegamento

Consiste nel sottoporre il provino ad una deformazione plastica per flessione, piegandolo a un angolo α pari a 90° o più frequentemente 180°. Essa consente di accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi. La prova di piegamento fornisce inoltre, come anche quella di allungamento a rottura, indicazioni sulla duttilità del materiale.

Le UNI 564 e 5468 danno indicazioni su come effettuare la prova rispettivamente per i profili a sezione aperta e cava.

Prova di compressione globale (stub column test)

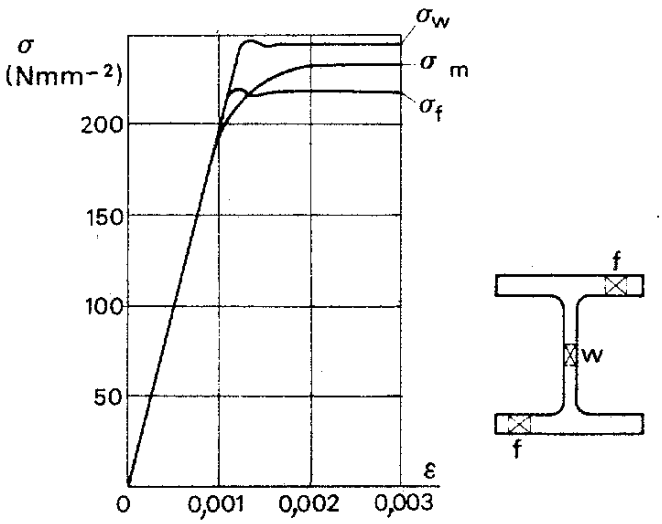
Questa prova viene fatta su tronchi di profilato di opportune dimensioni ed è utile per valutare il comportamento globale dei profilati.



stub column test[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

La prova di compressione globale evidenzia una tensione limite media di proporzionalità σ_m più bassa della corrispondente ottenuta da una prova a trazione su provini normalizzati. Questo fenomeno è dovuto all'influenza delle imperfezioni strutturali (tensioni residue, non omogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nella sezione) che hanno un ruolo degradante sulle caratteristiche meccaniche.



confronto tra risultati di prova a trazione
e prova a compressione globale[1]

Prova di durezza

Consiste nella misura del diametro dell'impronta di penetrazione lasciata sul provino da una sfera di acciaio sottoposta ad un carico F per un determinato intervallo di tempo. La prova viene effettuata con apparecchi diversi (Brinell, Vichers, Rockwell) che si differenziano tra di loro per la forma del penetratore.

La durezza Brinell è data da:

$$HB = \frac{2F}{\pi\, d\left(d - \sqrt{d^2 - d_0^2}\right)} \quad \left(\mathrm{N/mm^2}\right)$$

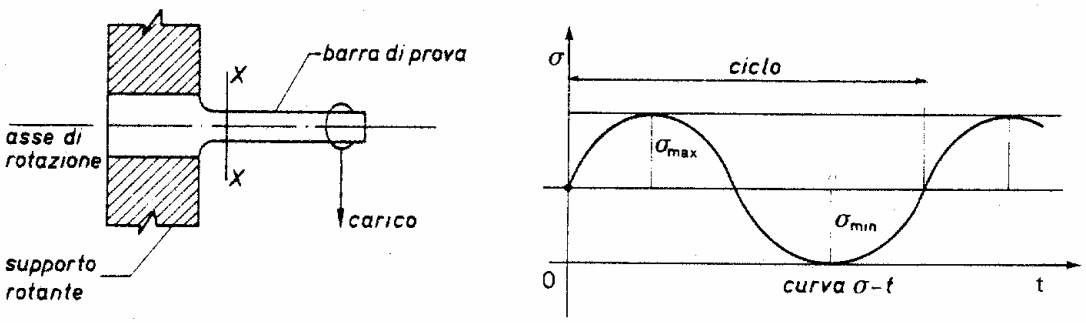
d diametro della sfera

d_0 diametro dell'impronta

I valori della durezza Brinell rappresentano la resistenza superficiale alla penetrazione e sono anche grossolanamente proporzionali al valore di resistenza meccanica.

Prova a fatica

Mette in evidenza la riduzione, rispetto al valore originario, della resistenza meccanica a seguito di cicli di sollecitazioni di intensità oscillante nel tempo.



prova a fatica

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

La prova consiste nel far ruotare il provino attorno al proprio asse con un carico verticale appeso all'estremità. La conseguente sollecitazione momento flettente *M* da luogo, nella sezione di indagine, a valori di tensione che variano con legge sinusoidale nel tempo *t*.
Il diagramma in scala semilogaritmica *f-n* (dove *n* è il numero di cicli di carico) mostra che vi è un valore limite di resistenza al di sotto del quale il materiale non risente più dei cicli di carico.

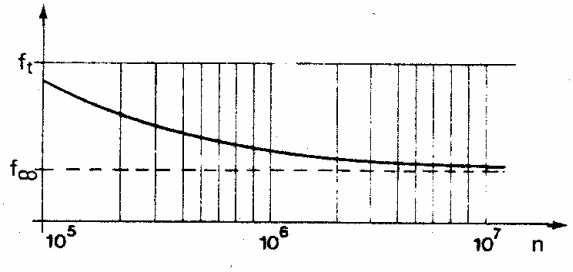
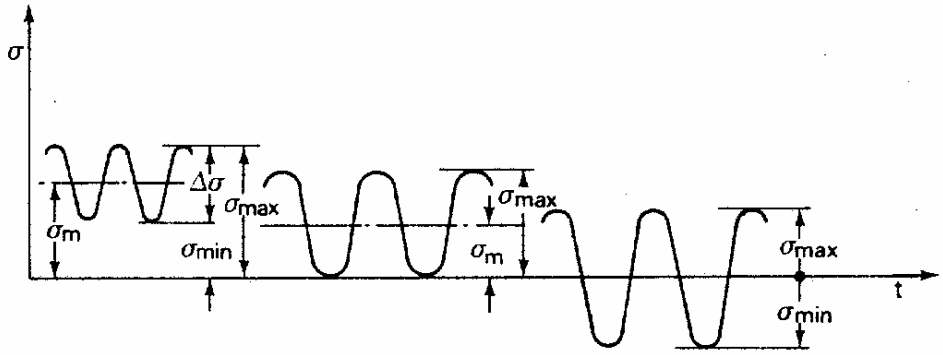


diagramma tensione-numero di cicli[1]

I risultati portano alle seguenti conclusioni:
- se il materiale è sottoposto a carichi ripetuti la rottura può verificarsi per una tensione inferiore a quella corrispondente alla resistenza statica;
- il numero dei cicli necessario per raggiungere la rottura è, a parità di tensione massima, tanto più grande quanto minore è l'ampiezza $\Delta\sigma$ di oscillazione della tensione.



cicli di tensione nella prova a fatica[1]

3.3. Acciai da carpenteria metallica

Gli acciai laminati a caldo utilizzati in Italia erano individuati con le seguenti sigle:

Fe 360 Fe410 Fe530

nelle quali il numero che compare indica la tensione di rottura (in N mm^{-2}). Oggi si usano invece le sigle:

S 235 S 275 S 355

nelle quali il numero che compare indica tensione di snervamento (in N mm^{-2}).

Le NTC08 (punto 11.3.4.1) definiscono i valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u, da utilizzare nel calcolo come valori caratteristici, con la seguente tabella:

Tipo nominale di acciaio	Spessore *t* (mm)			
	$t \le 40$ mm		40 mm $< t \le 100$ mm	
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)
S 235 (ex Fe 360)	235	360	215	360
S 275 (ex Fe 430)	275	430	255	410
S 355 (ex Fe 510)	355	510	335	470

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Solo per completezza si riportano le indicazioni, un po' più particolareggiate, che erano contenute nel punto 2.1 del D.M. 9/1/96[1]:

– per sezioni a profilo aperto

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
f_t	R_m	tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm^2]		(2) ≥ 340 ≤ 470	(3) ≥ 410 ≤ 560	(4) ≥ 490 ≤ 630
f_y	R_e	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm^2]		(5) ≥ 235	(6) ≥ 275	(7) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J] (8)	B +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			D –20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			DD –20°C	–	–	≥ 40
ε_t	A_{min}	Allungamento % a rottura ($L_0 = 5{,}65 \cdot \sqrt{A_0}$)				
		- per lamiere		≥ 24 (9)	≥ 20 (9)	≥ 20 (9)
		- per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti		≥ 26 (10)	≥ 22 (10)	≥ 22 (10)

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C, D e DD della UNI EN 10025 (febbraio 1992), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
(2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.
(3) Per spessore maggiori di 3 mm fino a 100 mm.
(4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.
(5) Per spessori fino a 16 mm;
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm^2;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm^2.
(6) Per spessori fino a 16 mm;
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm^2;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm^2;
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm^2;
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm^2.
(7) Per spessori fino a 16 mm;
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm^2;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm^2;
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm^2;
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm^2.
(8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 100 mm.
(9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza 600 mm;
per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;
per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.
(10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza < 600 mm;
per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;
per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

[1] Nota per lo studente. Ovviamente queste tabelle sono riportate a titolo informativo; è importante conoscere solo i concetti e valori essenziali: valori "standard" della tensione di snervamento; il fatto che la tensione di snervamento è minore per spessori elevati; il fatto che la deformazione unitaria a rottura è molto elevata, oltre il 20%.

– per sezioni a profilo cavo

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
f_t	R_m	tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm^2]		≥ 360	≥ 430	≥ 510
f_y	R_e	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm^2]		(2) ≥ 235	(2) ≥ 275	(3) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J]	B +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			D –20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
ε_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0 = 5{,}65 \cdot \sqrt{A_0}$) %		≥ 24	≥ 21	≥ 20

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7806 (dicembre 1979) e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2) Per spessori fino a 16 mm;
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm^2.

(3) Per spessori fino a 16 mm;
per spessori oltre 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm^2;
per spessori maggiori di 35 mm e fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm^2.

In commercio sono presenti altri tipi di acciaio ad alto limite elastico (EX-TEN, T1 e NICUAGE, tutti con f_y=650 N/mm^2).

Sulla base delle caratteristiche di saldabilità gli acciai sono suddivisi in tre gradi di saldabilità, B, C o D, e anche DD per Fe 510 (nell'ordine dal meno saldabile al più saldabile). Per una struttura bullonata si impiegherà acciaio di grado B.
Il grado di saldabilità è legato alla composizione chimica, al grado di disossidazione, alla fragilità (resilienza).

Per quanto riguarda il metodo delle tensioni ammissibili, il D.M. 14/2/92 punto 3.1.1 imponeva come limiti ammissibili a trazione e compressione per acciaio laminato i valori riportati nella seguente tabella

materiale	$\overline{\sigma}_s$ [N/mm^2]	
	$t \le 40$ mm	$t > 40$ mm
Fe 360	160	140
Fe 430	190	170
Fe 510	240	210

3.4. Tipologie degli elementi in acciaio

Gli elementi in acciaio vengono prodotti industrialmente mediante un processo di *laminazione a caldo* o di *sagomatura a freddo* e sono così classificati:

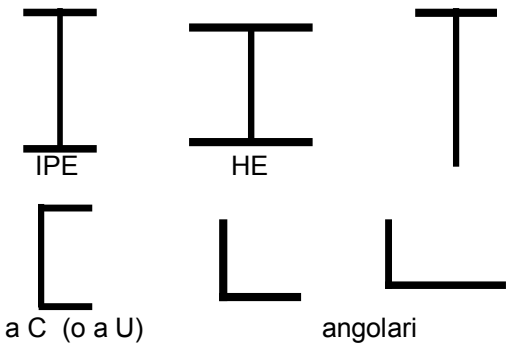
- elementi laminati a caldo;
  profilati, lamiere (lamierini, con $t < 1$ mm; lamiere sottili, con 1 mm $\leq t \leq$4 mm; ecc.), larghi piatti, barre;
- elementi sagomati a freddo:
  lamiere grecate, profili sottili.

Elementi laminati a caldo

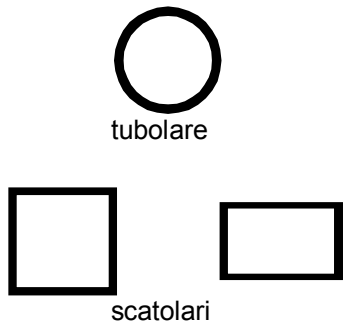
Profilati:	aste di acciaio aventi sezioni particolari a contorno aperto o cavo;
lamiere:	manufatti di spessore non superiore a 50 mm e di larghezza pari alla massima dimensione del laminatoio;
larghi piatti:	manufatti di spessore non superiore a 40 mm e larghezza compresa tra 200 e 1000 mm;
barre	

Profilati

I tipi di sezione e le dimensioni geometriche dei profilati sono unificate in ambito europeo; le loro caratteristiche sono riportate in un *sagomario*.



profilati con sezione a contorno aperto

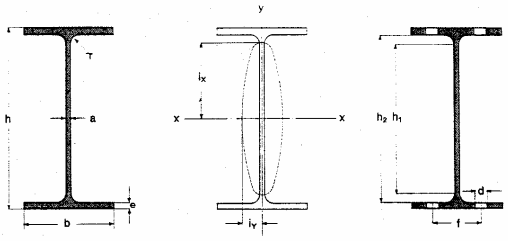


profilati con sezione a contorno chiuso

I profili a doppio T sono utilizzati soprattutto come travi e colonne di strutture a telaio. Ne esistono due distinte tipologie: IPE ed HE. I profili IPE hanno una larghezza b dell'ala pari alla metà dell'altezza h. I profili HE hanno invece b=h; per essere più precisi, esiste una serie normale, HEB, nella quale è effettivamente b=h fino ad una altezza di 300 mm (per altezze maggiori b rimane costantemente pari a 300 mm), una serie leggera, HEA, ed una serie pesante, HEM, che hanno spessori maggiori e piccole differenze nell'altezza rispetto alla serie normale.
A parità di area della sezione (e quindi di peso e costo) i profili IPE hanno momento d'inerzia e modulo di resistenza nettamente maggiore rispetto agli HE e sono quindi più convenienti in caso di aste soggette a flessione semplice; il momento d'inerzia è però molto basso e ciò li rende inadatti a sopportare momento flettente in due piani diversi ed anche molto sensibile all'instabilità in un piano. I momenti d'inerzia dei profili HE nelle due direzioni hanno una minore differenza e ciò rende questi profili più adatti ad essere usati come colonne (perché le colonne sono soggette a sforzo normale oltre che a momento flettente e questo inoltre agisce spesso in due direzioni).

I profili a C e gli angolari sono usati soprattutto come aste di travature reticolari o aste di controventatura; vengono spesso accoppiati a due a due sia perché ciò conferisce simmetria alla sezione composta sia per comodità di realizzazione dei collegamenti.

A titolo di esempio è riportata una sintesi, relativamente ad un profilo IPE, delle informazioni che si possono reperire sul sagomario.



designazione profilo	dimensioni h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	h_1 mm	h_2 mm	A cm^2	p kg/m	U m^2/m
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	59,6	69,6	7,64	6,00	0,328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	74,6	88,6	10,3	8,10	0,400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93,4	107,4	13,2	10,4	0,475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	16,4	12,9	0,551
IPE 160	160	82	5	7,4	9	127,2	145,2	20,1	15,8	0,623
IPE 180	180	91	5,3	8	9	146	164	23,9	18,8	0,698

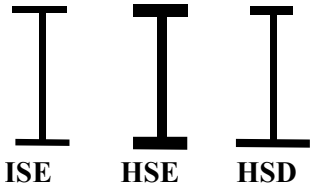
valori statici relativi agli assi xx - yy								(°) foratura sulle ali						designazione profilo
										su 1 ala		su 2 ali		
J_x cm^4	W_x cm^3	i_x cm	J_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm	S_x cm^3	s_x cm	d mm	f mm	A' cm^2	W'_x cm^3	A'' cm^2	W''_x cm^3	
80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	11,6	6,90							IPE 80
171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	19,7	8,68							IPE 100
318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	30,4	10,5							IPE 120
541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	44,2	12,3	11	40	14,9	60,8	13,4	58,0	IPE 140
869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	61,9	14,0	11	45	18,5	88,3	16,8	84,9	IPE 160
1317	146	7,42	101	22,2	2,05	83,2	15,8	13	50	21,8	117	19,7	112	IPE 180

Larghi piatti e lamiere

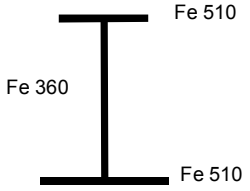
Questi prodotti permettono di realizzare per semplice saldatura o bullonatura elementi strutturali fuori marca.

In commercio sono disponibili:

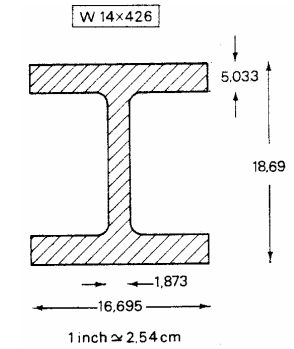
a) una vasta gamma di profili saldati a doppio T realizzati con lamiere e larghi piatti dello spessore di 12-14-19-22-25-26 mm che raggiungono altezze di 1700 mm;



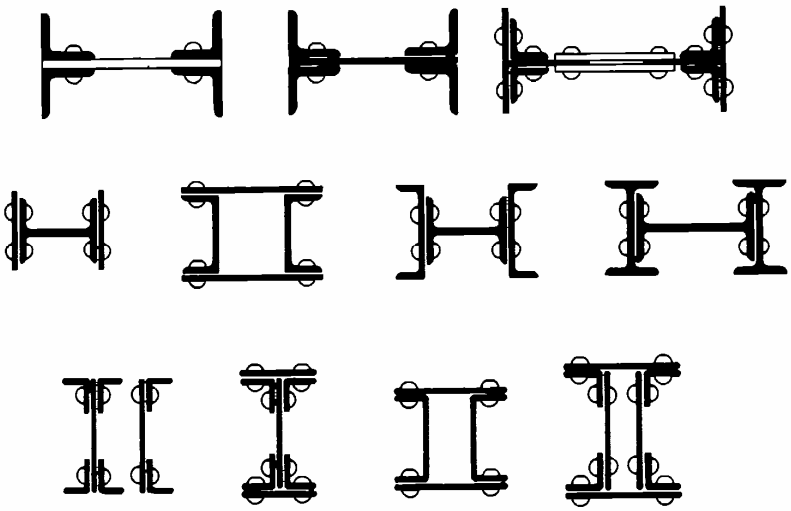
b) alcuni tipi di profilati ibridi la cui sezione è realizzata accoppiando lamiere e larghi piatti di qualità diversa. L'uso contemporaneo di acciai di diversa resistenza permette di avere una "quarta dimensione" nelle costruzioni in acciaio;



c) alcuni tipi di profilati detti "Jumbo" realizzati con lamiere o larghi piatti di notevole spessore;



d) una vasta gamma di profilati dalle forme più fantasiose.

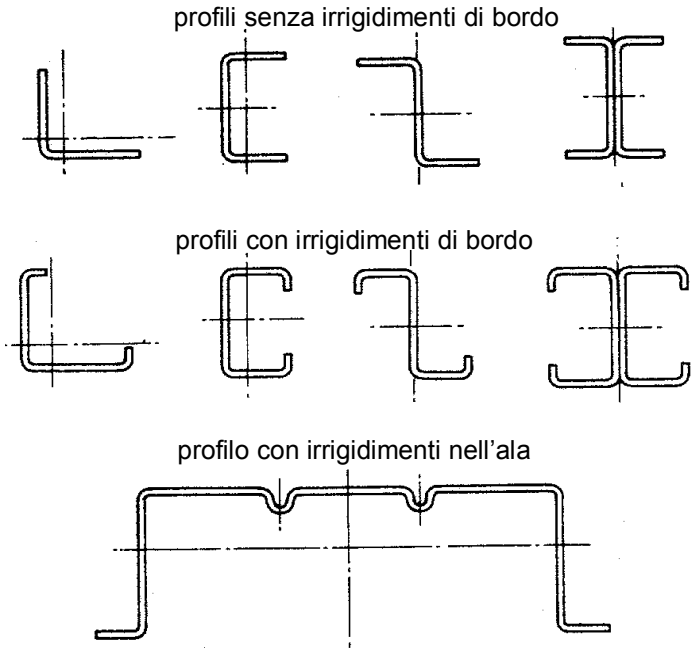


possibili profilati ottenibili mediante composizione di larghi piatti[1]

Elementi sagomati a freddo

Lamiere grecate: elementi ottenuti mediante piegatura a freddo di lamierini o lamiere sottili. Sono di vastissimo impiego come elementi orizzontali e verticali di chiusura

Profili sottili: elementi strutturali di sezioni, in genere a contorno aperto, ottenuti mediante piegatura a freddo di nastri di acciaio di spessore di circa 3-4 mm



Nell'ambito dei profili sottili si possono ottenere le sezioni più varie che realizzano il massimo sfruttamento del materiale, anche "per forma" con conseguente ottimizzazione del peso strutturale. L'esiguo spessore di questi profili richiede una particolare attenzione del progettista ai pericoli connessi con fenomeni di corrosione e/o di instabilità locale.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

4. Le imperfezioni

I modelli con i quali calcoliamo le strutture sono in genere fondati sull'ipotesi che l'asta sia "ideale" cioè perfettamente rettilinea, omogenea, isotropa ed esente da stati tensionali interni precedenti l'applicazione del carico. In realtà le aste prodotte industrialmente presentano inevitabilmente imperfezioni nella sezione e su tutta la lunghezza, causate dal processo di produzione.

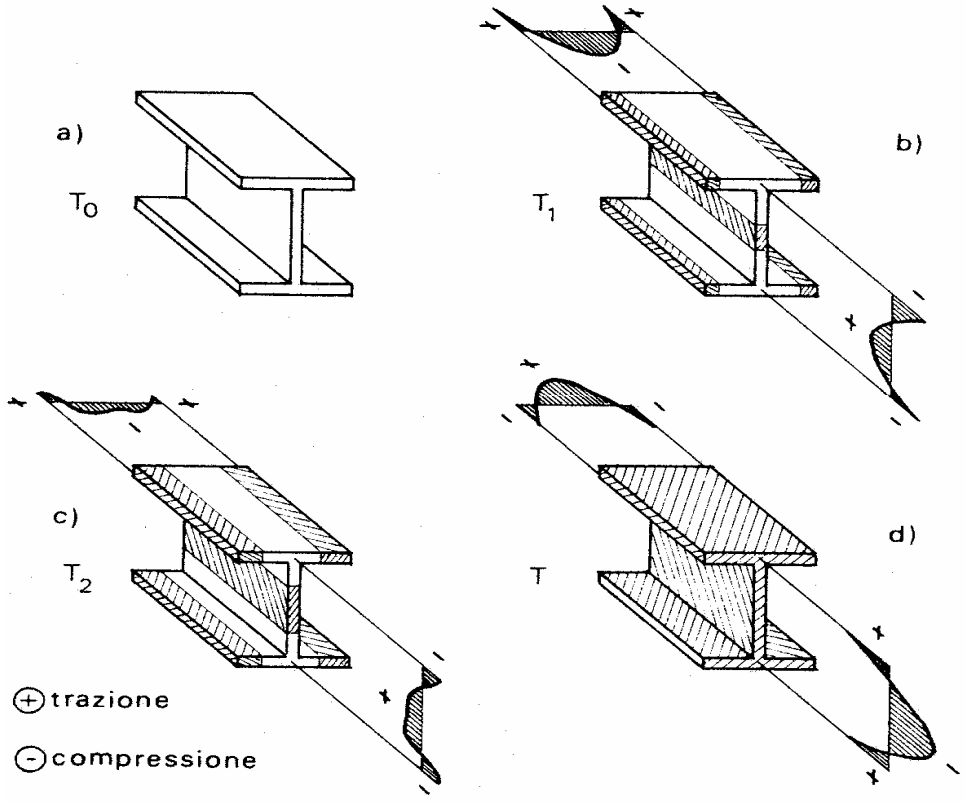
Le imperfezioni possono essere:
- meccaniche
- geometriche

4.1. Imperfezioni di tipo meccanico

Sia nei profili laminati a caldo che in quelli laminati a freddo e a composizione saldata, sono presenti imperfezioni che riguardano le caratteristiche meccaniche, quali:
- la presenza di tensioni residue (stati tensionali autoequilibrati nelle sezioni trasversali);
- la disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali e lungo l'asse dei profilati.

Profili laminati a caldo - tensioni residue

Le tensioni residue si formano a causa del processo di raffreddamento successivo alla laminazione (600° C) e possono venire modificate da eventuali processi termici o da raddrizzamento di natura meccanica. Nella figura seguente è schematizzato il processo temporale dell'andamento dello stato tensionale della sezione del profilo a seguito del suo raffreddamento.



variazione dello stato tensionale durante il raffreddamento[1]

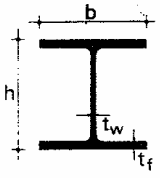
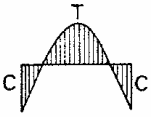
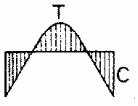
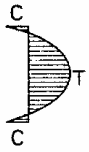
[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Le parti esterne dell'ala e quella centrale dell'anima si raffreddano più rapidamente e tendono quindi ad accorciarsi in misura maggiore rispetto ai punti di intersezione ala-anima. Questo tende a generare tensioni di trazione all'estremo delle ali e compressione all'intersezione ala-anima (b) che però si smorzano (c) grazie alle deformazioni viscose delle parti più calde, non ancora ben solidificate. Il successivo raffreddamento dei punti di intersezione ala-anima, quando il resto del profilo è ormai raffreddato e quindi solidificato, genera trazione all'attacco ala-anima e compressione agli estremi delle ali e al centro dell'anima (d) e questo stato tensionale autoequilibrato rimane presente nel profilato.
Si tenga presente che i valori delle tensioni residue possono essere molto elevati, pari a oltre la metà della tensione di snervamento se non addirittura comparabili ad essa.

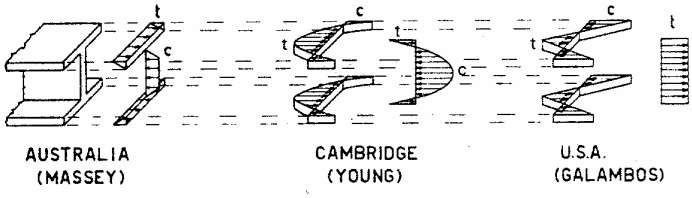
I parametri che influenzano questo comportamento sono la conducibilità termica k, il peso specifico del materiale γ, il calore specifico del materiale c ed il coefficiente di dilatazione termica α. Questi sono combinati nel rapporto $k/\gamma\, c$ da cui in definitiva dipende la differenza di temperatura fra i vari punti della sezione del profilato. Poiché negli acciai il rapporto $k/\gamma\, c$ è costante ,la distribuzione delle tensioni residue dipende dalla geometria delle sezioni trasversali, ossia dai rapporti.

h/b t_w/h t_w/b t_f/h t_f/b

con h = altezza della sezione t_w = spessore dell'anima
b = larghezza delle ali t_f = spessore delle ali

h/b	PROFILO		σ_r (anima)	σ_r (ali)	t_w/h	t_w/b	t_f/h	t_f/b
≤1,2		a			0,032 ÷ 0,040	0,032 ÷ 0,040	0,045 ÷ 0,061	0,045 ÷ 0,060
		b			0,075 ÷ 0,100	0,078 ÷ 0,112	0,091 ÷ 0,162	0,093 ÷ 0,182
		c			0,062 ÷ 0,068	0,068 ÷ 0,073	0,104 ÷ 0,114	0,113 ÷ 0,121
>1,2 <1,7					0,031 ÷ 0,032	0,042 ÷ 0,048	0,048 ÷ 0,051	0,062 ÷ 0,080

andamenti sperimentali delle tensioni residue in travi a doppio T [1]

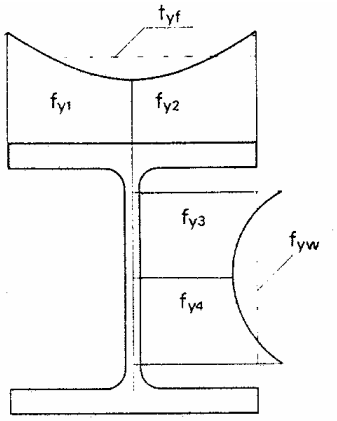


modelli proposti per l'andamento delle tensioni residue[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Profili laminati a caldo - caratteristiche meccaniche

Si è potuto costatare sperimentalmente che vi è una certa dispersione dei risultati anche nei valori delle caratteristiche meccaniche più importanti.

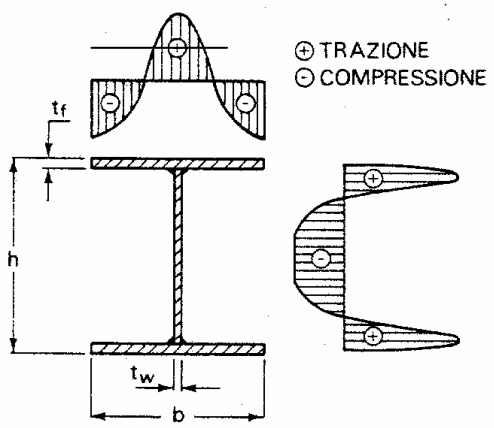


f	HEA 100	HEB 100	HEM 100	HEA 200	HEB 200	HEM 200	HEA 300	HEB 300	HEM 300	IPE 200
1) f_{y1}/f_{yf}	1,06	1,07	1,07	1,04	1,09	1,06	1,07	1,15	1,80	1,02
2) f_{y2}/f_{yf}	0,90	0,95	0,95	0,99	0,95	0,94	1,10	0,97	0,99	0,97
3) f_{y3}/f_{yw}	0,99	1,02	1,02	1,23	1,31	1,36	1,08	1,08	1,00	0,95
4) f_{y4}/f_{yw}	0,96	0,99	0,99	0,97	0,85	0,82	0,98	1,00	1,05	1,03
5) f_{yf}	30,02	31,84	25,35	26,78	28,36	24,49	27,06	24,69	23,08	30,20
6) f_{yw}	33,94	35,38	28,33	30,42	34,30	32,96	29,45	26,56	24,69	36,80
7) f_{yf}/f_{yw}	0,88	0,90	0,89	0,88	0,82	0,74	0,92	0,93	0,93	0,82
8) f_{ym}	31,98	33,61	26,84	28,60	31,33	28,72	28,25	25,62	23,88	33,50
9) f_{yc}	30,98	32,65	25,95	27,49	29,73	26,30	27,66	25,13	23,40	32,87

distribuzione dello snervamento f_y sulla sezione trasversale di un profilato HEA
e valori misurati per vari profilati HE[1]

Profili a composizione saldata - tensioni residue

Le tensioni residue sono causate dal disomogeneo apporto di calore dovuto alla saldatura. Il cordone di saldatura viene depositato allo stato fuso e le zone adiacenti ad esso raggiungono presto la temperatura di fusione. A causa di questi differenti salti termici sulla sezione sono presenti, a saldatura ultimata, tensioni residue di trazione nella zona prossima alla saldatura e di compressione nella zona più lontana.



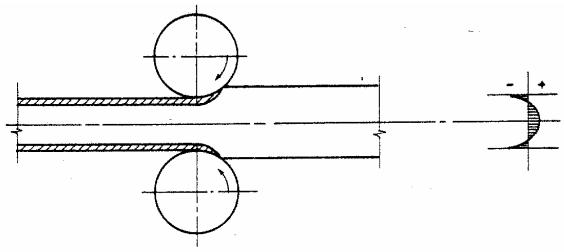
⊕ TRAZIONE ⊖ COMPRES.	σ_r/f_y cordone	ALA centro	ALA estremità	ANIMA centro	h (mm)	b (mm)
C.R.C.		+ 1,03	−0,62	−0,38	250	250
		+ 1,0	−0,73	−0,44	250	230
		± 1,03	−0,59	−0,44	250	230
		+ 1,03	−0,59	−0,59	175	165
C.E.C.M.	+ 0,86	+ 0,33	−0,4	−0,33	190	200
	+ 1,37	+ 0,71	−0,42	−0,29	550 $t_w=30$	600 $t_f=60$

tensioni residue dovute al procedimento di saldatura[1]

Profili formati a freddo - tensioni residue

Le tensioni residue in questi tipi di profilati sono causate dal processo di produzione. È evidente che durante la formatura a freddo, le fibre superficiali tendono ad allungarsi mentre quelle interne rimangono indeformate. A queste possono aggiungersi di tipo flessionale (cioè con andamento variabile lungo lo spessore in maniera lineare intrecciata) dovute alla piegatura.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio



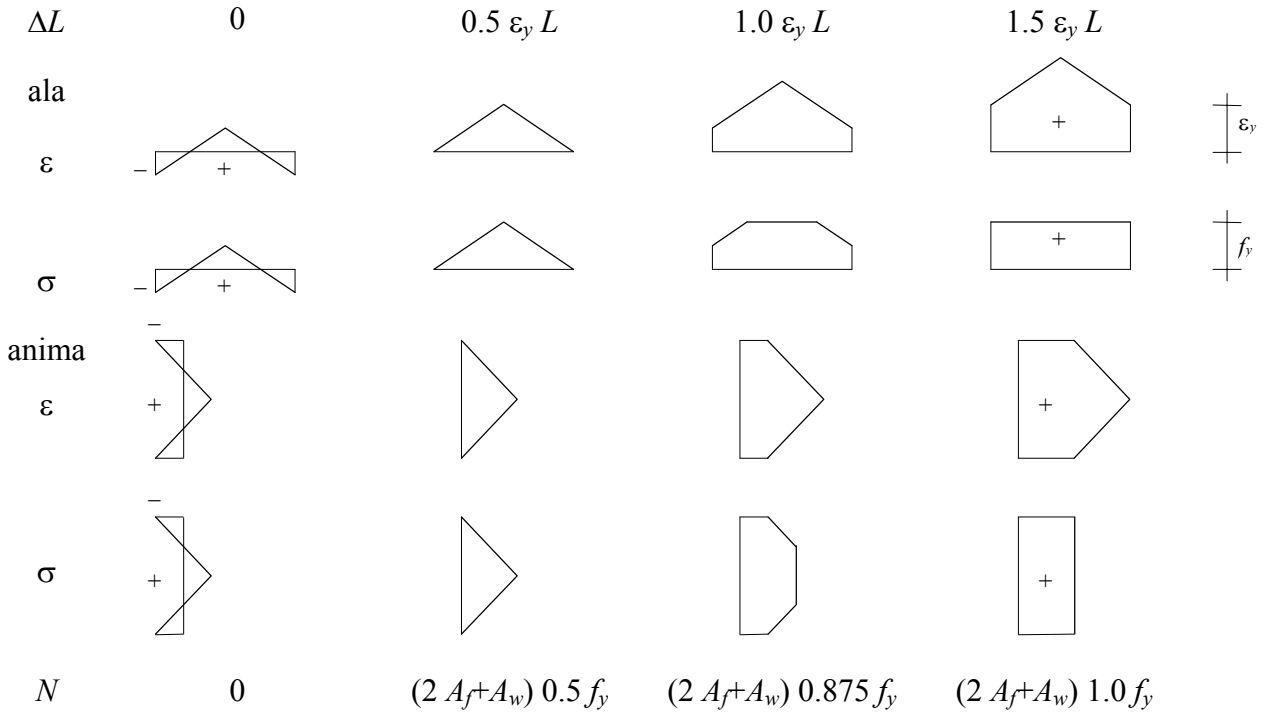
tensioni residue da formatura a freddo[1]

Profili formati a freddo - caratteristiche meccaniche

La variazione delle caratteristiche meccaniche lungo la sezione è dovuta all'incrudimento per piegatura del materiale. L'operazione di piegatura produce un innalzamento del limite elastico del materiale tanto maggiore quanto più piccolo è il raggio di curvatura della piega. All'aumento della resistenza si accompagna però una diminuzione della resilienza che rende il profilo fragile.

4.2. Considerazioni sull'importanza delle imperfezioni meccaniche

L'influenza delle tensioni residue sullo stato tensionale e sulla relazione tra caratteristiche della sollecitazione e deformazioni è mostrato esemplificativamente nel caso di un profilato a doppio T con tensioni residue pari a 0.5 f_y, soggetto ad una azione assiale N (si è imposto l'allungamento ΔL e quindi la deformazione e si è ricavato il conseguente stato tensionale e il valore di N).



Si nota che la relazione N-ΔL si discosta dall'andamento lineare a partire da deformazioni ben più piccole di quelle corrispondenti allo snervamento, ma il valore massimo di N coincide con quello di un'asta ideale anche se è raggiunto per deformazioni maggiori. In definitiva, le tensioni residue autoequilibrate (così come la variazione delle caratteristiche meccaniche) non alterano il comportamento globale (resistenza ultima) della sezione trasversale, ma influiscono sul comportamento sotto carichi di esercizio; esse inoltre possono aumentare il rischio di instabilità di un'asta o innescare pericolosi fenomeni di instabilità locale delle parti compresse di una sezione.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

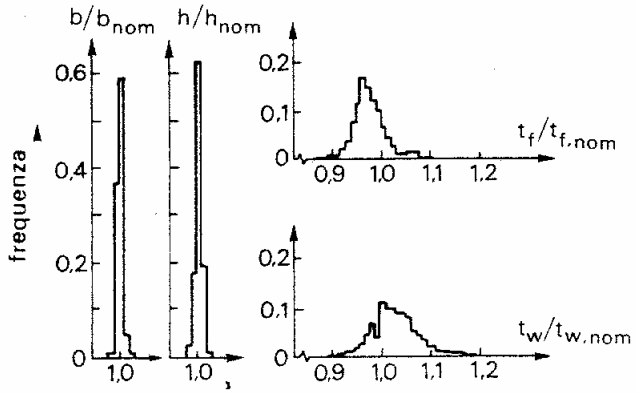
4.3. Imperfezioni geometriche

Con questo termine vengono indicate tutte le variazioni di dimensione o forma dell'asta rispetto alla geometria ideale.

Imperfezioni geometriche della sezione trasversale

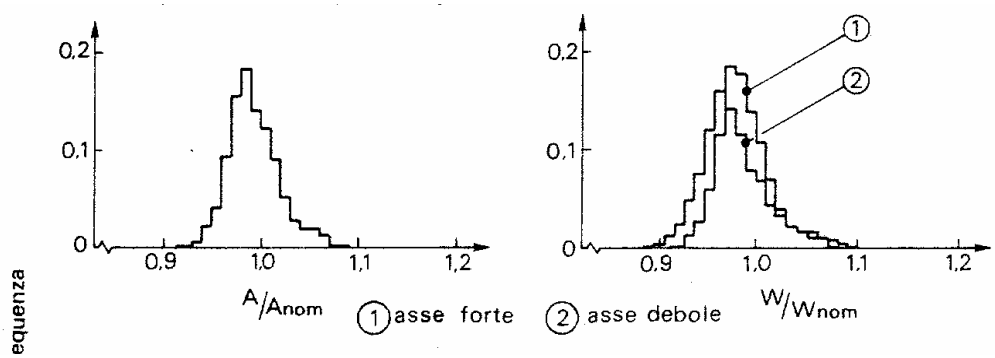
Le variazioni che interessano la sezione trasversale dipendono da:
- graduale consumo di rulli sbozzatori;
- variazioni degli spessori e delle dimensioni delle lamiere nei profili saldati;
- mancata ortogonalità degli elementi che compongono le sezioni.

Un'indagine su 5000 profili a doppio T (HEA e HEB) ha dato i seguenti risultati:
- la variazione della larghezza delle ali e dell'altezza della sezione è molto contenuta;
- lo spessore delle ali e delle anime tende ad essere rispettivamente minore e maggiore rispetto al valore nominale;



distribuzione di frequenza delle caratteristiche geometriche dei profilati[1]

- anche l'area A, il momento d'inerzia I, il modulo di resistenza elastico W e plastico W_{pl} tendono a discostarsi dai valori nominali.



distribuzione di frequenza di area e modulo di resistenza[1]

Un'altra importante variazione rispetto alle dimensioni nominali si ha nei profili sottili piegati a freddo. Per effetto della piegatura si ha infatti una riduzione dello spessore t nella zona della piega; il valore medio dello spessore ridotto t_{red} può essere assunto pari a

$$t_{red} = \left(\frac{r + k\,t}{r + 0.5\,t} \right) t$$

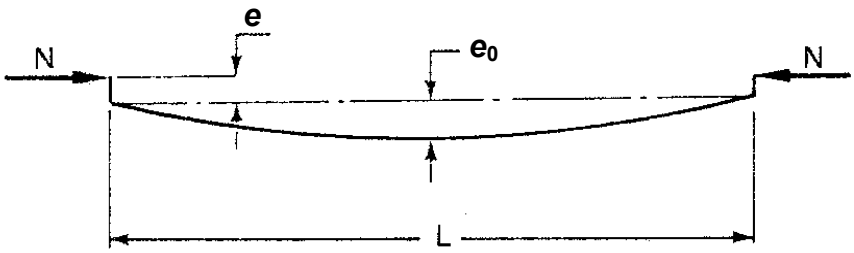
dove r è il raggio interno di piegatura e k è un fattore di riduzione, dipendente dal rapporto r/t (per $r/t>1.5$ si può utilizzare il valore $k=0.35$).

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta

La variazioni più importante è la deviazione dell'asse dell'asta dalla sua posizione ideale perfettamente rettilinea.

Il modello di asta con cui usualmente si tiene conto di tale imperfezione è:

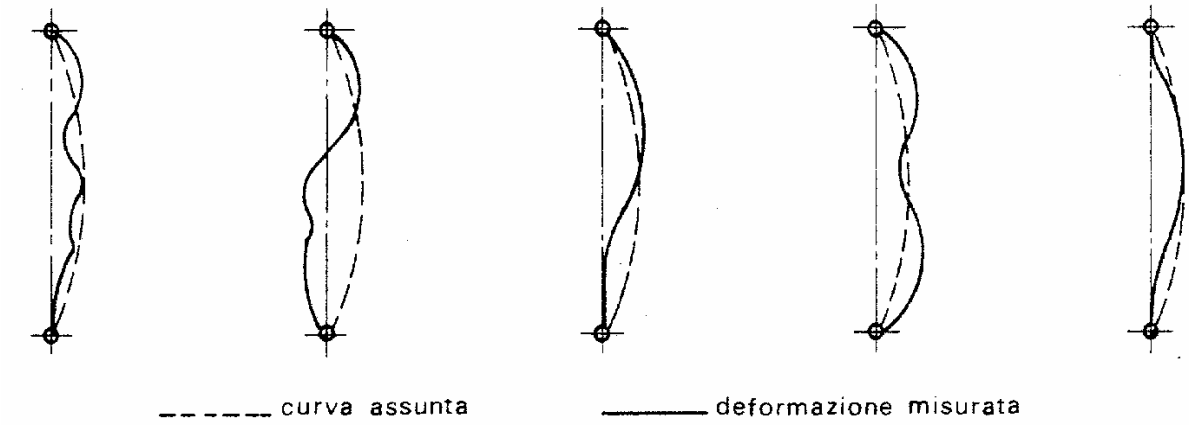


modello di imperfezioni dell'asta[1]

in cui

e eccentricità del carico all'estremità dell'asta causata dalle variazioni di geometria della sezione trasversale;

e_0 freccia in mezzeria dovuta alla configurazione dell'asta reale che ha una deformata iniziale di tipo sinusoidale.



deformate reali e deformata sinusoidale usata nel modello[1]

4.4. Considerazioni sull'importanza delle imperfezioni geometriche

Le imperfezioni geometriche possono condizionare in misura rilevante il comportamento degli elementi strutturali.

La normativa italiana e quella europea impongono di tenerne conto in diverse circostanze:

- nella valutazione del comportamento globale di una struttura intelaiata (imperfezione laterale ϕ delle colonne), dei sistemi di controvento e delle membrature (Eurocodice 3, punto 5.2.4);
- nella verifica di aste compresse, considerando per l'asta reale, imperfetta, una tensione critica inferiore a quella dell'asta ideale (metodo ω della norma italiana; coefficiente χ dell'Eurocodice 3).

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

5. Confronto tra elementi strutturali in cemento armato e in acciaio

Nel confrontare tra loro strutture o elementi strutturali in cemento armato e in acciaio occorre tenere conto di vari aspetti:

- le modalità costruttive, che condizionano il comportamento strutturale e la scelta dei modelli di calcolo ma soprattutto l'importanza da dare ai particolari costruttivi;
- l'influenza della differenza di resistenza tra acciaio e calcestruzzo, che per strutture in acciaio rende possibile l'uso di sezioni molto minori rispetto a quelle consuete in strutture in cemento armato, comportando di conseguenza:
  - problemi di deformabilità;
  - problemi di instabilità;
  - maggiore sensibilità a condizioni di carico trascurabili nel cemento armato;
  - vantaggi nel caso di grandi luci e in zona sismica;
- il diverso comportamento a trazione e a compressione.

Modalità costruttive

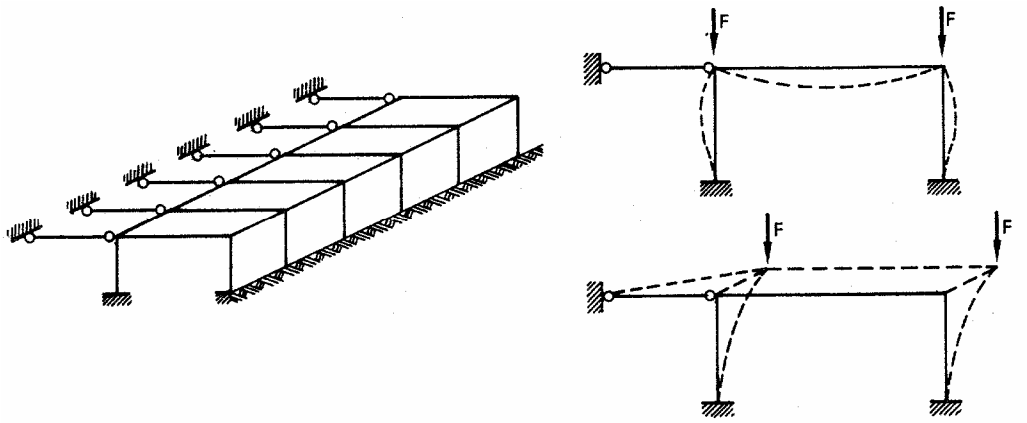
Le strutture in cemento armato ordinario sono usualmente realizzate in opera, preparando gabbie di armatura e casseforme ed effettuando quindi il getto di calcestruzzo. Le riprese di getto, se realizzate con cura, non inficiano la continuità degli elementi strutturali. Per questo motivo i modelli geometrici utilizzati nell'analisi strutturale sono sempre quelli di trave continua o telaio. Quando si vuole realizzare una connessione parziale, ad esempio una cerniera, occorre intervenire con opportuni accorgimenti costruttivi.
Le strutture in acciaio sono invece realizzate mediante l'assemblaggio di elementi monodimensionali (profilati) o bidimensionali (lamiere) prodotti in stabilimenti siderurgici e preparati (taglio, foratura, saldatura) in officina. Le strutture in acciaio hanno quindi un grado di vincolo mutuo tra i vari elementi che tende ad essere il minimo possibile ed è necessario intervenire con opportuni accorgimenti costruttivi se si vuole elevare il grado di iperstaticità della struttura.
Lo studio dei collegamenti diventa una parte predominante del progetto di strutture in acciaio, a cui si dedica più tempo e più cura che al progetto delle aste stesse e che spesso condiziona la scelta delle sezioni degli elementi strutturali.

Deformabilità

Nonostante il modulo elastico dell'acciaio sia quasi il triplo rispetto a quello del calcestruzzo, la dimensione delle sezioni in acciaio è tanto più piccola rispetto a quella delle sezioni in cemento armato da rendere molto rilevanti i problemi di esercizio connessi alla deformabilità. In numerosi casi la scelta della sezione è condizionata più dai limiti di deformabilità che dai limiti di resistenza. Non a caso la precedente versione dell'Eurocodice 3 presentava prima gli stati limite di servizio e poi gli stati limite ultimi.

Instabilità

L'uso di sezioni molto piccole rende le aste compresse e le strutture dotate di elementi compressi particolarmente sensibili al problema dell'instabilità (dell'asta o dell'intera struttura). Nelle strutture in acciaio è quindi essenziale la verifica di stabilità delle aste compresse ed è spesso importante tenere conto degli effetti del secondo ordine nell'analisi strutturale, problemi entrambi usualmente trascurati nel caso di strutture in cemento armato.
L'analisi dell'asta o della struttura ai fini dell'instabilità deve sempre essere effettuata tenendo conto della reale tridimensionalità della struttura, perché anche per schemi che analizzeremmo nel piano l'instabilizzazione può avvenire al di fuori del piano stesso.



Influenza della tridimensionalità sull'instabilizzazione della struttura[1]

Sensibilità a schemi di carico

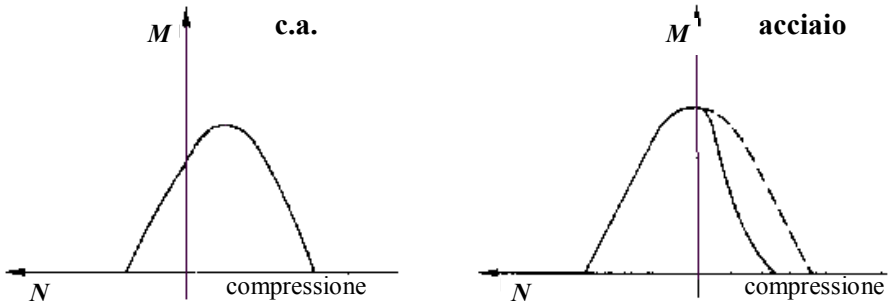
A causa della differenza di sezioni, il peso proprio ha un'incidenza molto minore rispetto agli altri carichi portati. Ad esempio una copertura non praticabile in acciaio pesa circa 0.15÷0.30 kN m^{-2} a fronte di 2÷3 kN m^{-2} di una copertura in cemento armato. Un carico da neve di 0.90 kN m^{-2} rappresenta quindi il 70÷90% del carico totale per la copertura in acciaio ed il 20÷30% per quella in cemento armato. Inoltre il carico da depressione del vento, che può valere 0.30÷0.50 kN m^{-2}, è sempre trascurabile per una struttura in cemento armato (perché riduce le sollecitazioni) mentre può essere molto pericoloso per una struttura in acciaio (perché può portare a un'inversione di segno nelle sollecitazioni e quindi all'instabilizzazione di elementi che con le usuali combinazioni di carico sarebbero sempre tesi).

Strutture di grande luce o in zona sismica

La bassa incidenza del peso proprio è estremamente utile in due casi:
- strutture di grande luce: il peso proprio di travi in cemento armato cresce all'aumentare della luce, tanto che il carico portato può diventare minimo rispetto ad esso ed oltre certe dimensioni una trave in cemento armato non riesce nemmeno a portare se stessa; con l'acciaio possono invece raggiungersi luci molto maggiori;
- strutture in zona sismica: l'azione sismica è proporzionale alle masse presenti; la riduzione del peso proprio comporta quindi anche una riduzione di tali azioni.

Comportamento a trazione e a compressione

Il calcestruzzo lavora sempre meglio a compressione. L'acciaio in compressione, oltre a presentare il rischio di instabilità dell'elemento o della struttura, ha anche problemi di instabilità locale che riducono la capacità di sopportare momento accoppiato a sforzo normale di compressione.



[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

6. Stati limite di servizio

Necessità di limitare:
- deformazioni che possono compromettere l'uso della struttura;
- vibrazioni che possono dare fastidio o danno;
- danni agli elementi non strutturali.

6.1. Controllo degli spostamenti

Eurocodice 3, punto 4.2

Spostamenti verticali

L'Eurocodice 3 fornisce limiti agli spostamenti (riferiti all'effetto della combinazione di carichi rara). Ad esempio,avendo indicato con δ_{max} la feccia dovuta al carico totale e con δ_2 quella dovuta ai soli carichi variabili:

- per solai in generale: $\delta_{\max} < \frac{1}{250} L$ $\qquad \delta_2 < \frac{1}{300} L$
- per solai con tramezzi: $\delta_{\max} < \frac{1}{250} L$ $\qquad \delta_2 < \frac{1}{350} L$

I limiti degli spostamenti sono spesso più gravosi dei limiti di resistenza; ad esempio per una trave semplicemente appoggiata con carico permanente g e variabile q si ha:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I}\frac{h}{2} = \frac{(g+q)\,L^2}{8}\frac{h}{2\,I} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{L^2}{I} = \frac{16\,\overline{\sigma}_s}{(g+q)\,h}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384}\frac{(g+q)\,L^4}{E\,I} \text{ (se non vi è controfreccia)} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{5}{384}\frac{(g+q)\,L^4}{E\,I} < \frac{1}{250} L$$

da cui si ricava

$$\frac{L}{h} > \frac{1}{250}\frac{4.8\,E}{\overline{\sigma}_s}$$

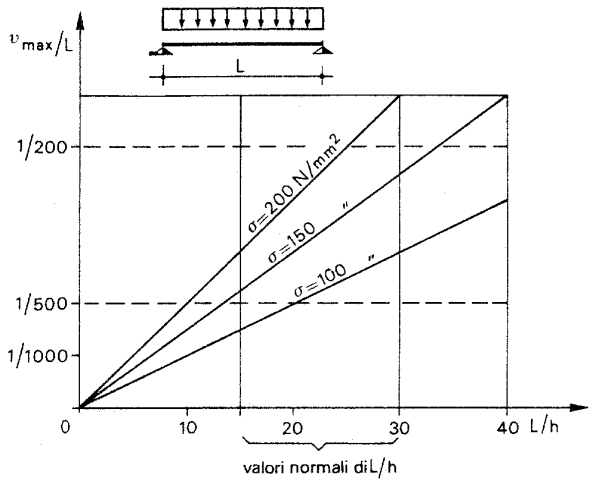
$$\delta_2 = \frac{5}{384}\frac{q\,L^4}{E\,I} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{5}{384}\frac{q\,L^4}{E\,I} < \frac{1}{350} L \text{ (se vi sono tramezzi)}$$

da cui si ricava

$$\frac{L}{h} > \frac{1}{350}\frac{4.8\,E}{\overline{\sigma}_s}\frac{g+q}{q}$$

Se si ha ad esempio E=206000 MPa; $\overline{\sigma}_s$=160 MPa (acciaio Fe 360) e g=q, i due limiti diventano rispettivamente $\frac{L}{h} > 24.72$ e $\frac{L}{h} > 35.31$

Diagrammando il rapporto freccia elastica-luce trave in funzione del rapporto luce trave-altezza sezione (ossia δ_{max}/L–L/h) si ottiene che per rapporti L/h compresi tra 15-30 il rapporto δ_{max}/L è accettabile se la tensione del materiale è ben al di sotto del valore ammissibile.



[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Nota 1: nel calcolo delle frecce occorre tenere conto delle deformazioni indotte da scorrimenti nei collegamenti bullonati. Ad esempio per una travatura reticolare si hanno ulteriori frecce dovuta agli scorrimenti nei correnti (δ_c) e nelle diagonali (δ_d) che possono essere valutate con le espressioni:

$$\delta_c = \frac{n}{6}\frac{L}{h}(d_0 - d)$$

$$\delta_d = \frac{L_d}{p}\frac{L}{h}(d_0 - d)$$

con
n = numero di giunti nei correnti
L_d = lunghezza delle aste diagonali
p = passo delle aste diagonali
d_0-d = gioco foro-bullone

Nota 2: particolari accorgimenti devono essere presi per evitare il ristagno di acqua piovana, per evitare un effetto a catena (il peso dell'acqua aumenta la freccia, quindi può ristagnare una maggiore quantità di acqua, con un ulteriore incremento di peso e di freccia, ecc.); si dovrà tenere conto di imprecisioni dell'esecuzione, cedimenti delle fondazioni, inflessioni dei materiali di copertura e degli elementi strutturali.

Spostamenti orizzontali

Gli spostamenti orizzontali indotti dal vento devono essere minori di:

- in ciascun piano: $\frac{1}{300}h$
- per l'intera struttura: $\frac{1}{500}h_{tot}$

6.2. Controllo delle vibrazioni

Eurocodice 3, punto 4.3

Persone che camminano inducono vibrazioni con frequenza di circa 2 cicli/s (da 1.6 a 2.4 cicli/s a seconda che si cammini lentamente o si corra); la frequenza naturale del solaio deve essere maggiore di 3 cicli/s per evitare risonanza.
In caso di solai sui quali si salta o si balla in modo ritmico, la frequenza naturale del solaio deve essere maggiore di 5 cicli/s.

Per trovare espressioni che forniscono la frequenza naturale di oscillazione del solaio occorrerebbe scrivere le equazioni del moto; si ottiene all'incirca

$$f = \frac{5}{\sqrt{\delta}}$$

con
f = frequenza (cicli/s)
δ = freccia provocata dai carichi agenti (cm)

Da queste relazioni derivano le imposizione dell'Eurocodice 3, riferite alla combinazione di carico frequente:

- per solai in genere — freccia totale $\delta_1 + \delta_2 < 28$ mm
- per solai soggetti a moto ritmico — freccia totale $\delta_1 + \delta_2 < 10$ mm

7. Verifica e progetto di sezioni in acciaio – metodo delle tensioni ammissibili

Il metodo delle tensioni ammissibili si basa sull'idea di applicare un coefficiente di sicurezza esclusivamente alle tensioni, considerando accettabili, sotto l'azione dei carichi "massimi", tensioni adeguatamente più basse di quella di snervamento (circa i due terzi). I valori delle tensioni ammissibili sono stati riportati in precedenza.
In questo modo si ha il vantaggio di poter assumere un diagramma σ-ε lineare (almeno per l'acciaio) e di utilizzare tutte le formule fornite dallo studio di travi realizzate con materiale elastico lineare, studiate nel corso di Scienza delle costruzioni.
In presenza di sole tensioni normali la verifica consiste quindi nel calcolare il valore massimo della tensione nella sezione e controllare che sia

$$\sigma_{max} \le \overline{\sigma}_s$$

Quando sono presenti contemporaneamente più tensioni, si adotterà il criterio di resistenza di Hencky-Von Mises calcolando una tensione ideale e confrontandola con quella ammissibile, cioè verificando che sia

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\,\tau^2} \le \overline{\sigma}_s$$

Si noti che in presenza di sole τ si ha $\sigma_{id} = \tau\sqrt{3}$, il che equivale a considerare accettabile una τ non superiore a $\overline{\sigma}_s / \sqrt{3}$.

Nota: nel seguito si considererà come asse *x* l'asse dell'asta; come asse *y* un asse nel piano della sezione, verticale e orientato verso l'alto; come asse *z* un asse nel piano della sezione, orizzontale e orientato verso sinistra (per maggior dettaglio, si veda il mio volume sul cemento armato, cap. 6).

7.1. Trazione

In presenza di uno sforzo assiale di trazione *N* centrato, cioè applicato al baricentro della sezione, tutti i punti della sezione avranno la stessa deformazione ε e tensione σ. Poiché, per definizione, lo sforzo normale è la risultante delle tensioni, si ha

$$N = \int \sigma\, dA = \sigma \int dA = \sigma\, A$$

e quindi, noto *N* e l'area della sezione

$$\sigma = \frac{N}{A} \qquad \varepsilon = \frac{N}{E\,A}$$

e la verifica consisterà nel calcolare la tensione e confrontarla col valore ammissibile $\overline{\sigma}_s$.
Viceversa, in fase di progetto è noto solo lo sforzo assiale *N* e l'area necessaria per la sezione si ricava dalla condizione

$$\sigma = \frac{N}{A} \le \overline{\sigma}_s \qquad \text{che porta a} \qquad A \ge \frac{N}{\overline{\sigma}_s}$$

Nota: se un'asta tesa è collegata alle altre aste mediante bulloni, occorre tener conto del fatto che i fori praticati per inserire i bulloni ne indeboliscono la sezione. L'area che si ottiene dalla espressione sopra riportata deve essere quindi quella della sezione netta.

7.2. Flessione semplice

In presenza di flessione semplice, cioè solo di un momento flettente *M*, il diagramma delle deformazioni e delle tensioni è lineare. Per semplicità si considera qui la presenza del solo momento M_z. Indicando con ε_G la deformazione unitaria in corrispondenza del baricentro e con χ la curvatura (derivata delle ε, cioè inclinazione del loro diagramma), la deformazione di un punto generico è data da

$$\varepsilon = \varepsilon_G + \chi\, y \qquad \text{e la tensione è quindi} \qquad \sigma = E\,(\varepsilon_G + \chi\, y)\,.$$

Poiché, per definizione, il momento flettente è il momento risultante delle tensioni rispetto al baricentro, si ha

$$M_z = -\int \sigma\, y\, dA = -\int E\,(\varepsilon_G + \chi\, y)\, y\, dA = -E\,\varepsilon_G \int y\, dA - E\,\chi \int y^2 dA = -E\,\chi\, I_z$$

mentre dalla condizione N=0 si ricava

$$N = \int \sigma\, dA = \int E\,(\varepsilon_G + \chi\, y)\, dA = E\,\varepsilon_G \int dA + E\,\chi \int y\, dA = E\,\varepsilon_G\, A = 0$$

Si ha così

$$\varepsilon_G = 0 \qquad \chi = -\frac{M_z}{E\, I_z}$$

e quindi

$$\sigma = -\frac{M_z}{I_z}\, y$$

Il diagramma delle tensioni è quindi "a farfalla" e si annulla in corrispondenza del baricentro della sezione. Il valore massimo della tensione si raggiunge all'estremo (superiore o inferiore, a seconda della posizione del baricentro) cioè per $y=y_{sup}$ o $y=y_{inf}$.

Il rapporto I / y_{sup} o I / y_{inf} viene detto modulo di resistenza della sezione e indicato col simbolo W. Quindi in generale si dirà che la tensione massima(in valore assoluto) è fornita dall'espressione

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W}$$

dove W è il (minimo) modulo di resistenza della sezione. La verifica consisterà quindi nel calcolare la tensione e confrontarla col valore ammissibile $\overline{\sigma}_s$.

Viceversa, in fase di progetto è noto solo il momento flettente M ed il modulo di resistenza necessario per la sezione si ricava dalla condizione

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} \le \overline{\sigma}_s \qquad \text{che porta a} \qquad W \ge \frac{M}{\overline{\sigma}_s}$$

7.3. Flessione composta

Anche nel caso di flessione composta, cioè quando sono contemporaneamente presenti uno sforzo normale N ed un momento flettente M, il diagramma delle deformazioni e delle tensioni è lineare. Pensando sempre, per semplicità, alla presenza del solo momento M_z si ricava, analogamente a quanto visto in precedenza, il valore della tensione

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M_z}{I_z}\, y$$

che raggiunge il valore massimo ancora all'estremo (superiore o inferiore, a seconda della posizione del baricentro) cioè per $y=y_{sup}$ o $y=y_{inf}$. La verifica consisterà sempre nel calcolare la tensione e confrontarla col valore ammissibile $\overline{\sigma}_s$.

Meno semplice è il problema del progetto della sezione, perché per un'assegnata coppia M-N la tensione massima dipende da due valori (A, I_z). Si procede di solito per tentativi, scegliendo una sezione (e quindi A e I_z) e poi verificandola. Quando, come spesso capita, è prevalente l'effetto di M, si potrà calcolare un valore minimo di I_z con l'espressione vista per la flessione semplice; sarà però in genere opportuno maggiorare un po' la sezione rispetto a quanto necessario per la sola flessione.

7.4. Taglio

Il taglio V non è, di solito, particolarmente condizionante. O meglio, tenendo conto che taglio e flessione sono tra loro legati, i profilati prodotti industrialmente e destinati ad elementi soggetti a flessione e taglio hanno caratteristiche tali da farli andare in crisi prima per flessione che per taglio. In generale, quindi, le sezioni saranno progettate per flessione e solo alla fine verificate a taglio.

Il diagramma di tensioni nella sezione è ricavato mediante la formula di Jouravski

$$\tau = \frac{V\ S}{I\ b}$$

(per sapere come tale formula è ricavata, si legga un libro di Scienza delle costruzioni oppure il capitolo 10 del mio libro sul cemento armato).
Nel caso di sezioni a doppio T, come le IPE ed HE utilizzate per travi o pilastri, il diagramma delle τ lungo l'anima è parabolico, ma parte da valori agli estremi già rilevanti, percentualmente non molto minori del massimo che si raggiunge in corrispondenza del baricentro. Ai fini pratici, basta quindi calcolare la τ massima utilizzando, nell'espressione di Jouravski, il valore del momento statico di mezza sezione (fornito dai sagomari).
In una sezione soggetta a solo taglio, la verifica consiste quindi nel controllare che

$$\tau_{max} = \frac{V\ S_G}{I\ b} \le \frac{\overline{\sigma}_s}{\sqrt{3}}$$ essendo S_G il momento statico di mezza sezione.

Se invece vi è contemporaneamente taglio e momento flettente occorre applicare il criterio di resistenza di Hencky-Von Mises calcolando la σ_{id}, che sarà probabilmente massima in prossimità dell'attacco tra ala e anima (anche se, ripeto, in genere la τ non è molto rilevante.

8. Verifica e progetto di sezioni in acciaio – metodo degli stati limite

Le verifiche allo stato limite ultimo, nell'ambito del metodo degli stati limite, si basano sull'idea di applicare coefficienti di sicurezza sia ai carichi che alle resistenze dei materiali. I carichi permanenti g e variabili q sono amplificati rispetto ai loro valori caratteristici (usati nel metodo delle tensioni ammissibili) mediante i coefficienti γ_g e γ_q. I valori del carico così ottenuti, da utilizzare nel calcolo, vengono indicati col pedice *d* (da *design* = calcolo). Le caratteristiche di sollecitazione provocate da questi carichi vengono indicate col pedice *Ed* (ad esempio M_{Ed}, momento sollecitante di calcolo).
Come resistenza, per l'acciaio si fa riferimento f_{yd}, ovvero alla tensione di snervamento f_y ridotta mediante opportuni coefficienti γ_M (l'Eurocodice 3 ne prevede parecchi, in funzione del tipo di verifica e dell'elemento da verificare; nella verifica delle sezioni si usa in genere γ_{M0} che vale 1.05 per il NAD italiano). Il diagramma σ-ε del materiale sarà sempre non lineare (elastico – perfettamente plastico per l'acciaio). In genere, non sarà quindi possibile utilizzare le formule fornite dallo studio di travi realizzate con materiale elastico lineare, studiate nel corso di Scienza delle costruzioni. Le caratteristiche di sollecitazione massime sopportabili da una sezione sono indicate col pedice *Rd* (ad esempio M_{Rd}, momento resistente di calcolo).
La verifica di resistenza consisterà sempre nel controllare che il valore sollecitante non superi quello resistente (o, nel caso di presenza contemporanea di più caratteristiche della sollecitazione, che l'insieme di caratteristiche sollecitanti costituisca un punto non esterno al dominio delle caratteristiche resistenti).

8.1. Trazione

In presenza di uno sforzo assiale di trazione N centrato, cioè applicato al baricentro della sezione, tutti i punti della sezione avranno la stessa deformazione ε. Si raggiungerà quindi lo snervamento contemporaneamente in tutti i punti ($\sigma=f_{yd}$ ovunque). Poiché, per definizione, lo sforzo normale è la risultante delle tensioni, si ha

$$N_{Rd} = \int \sigma\, dA = f_{yd} \int dA = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

In fase di progetto è noto lo sforzo assiale sollecitante N_{Ed} e l'area necessaria per la sezione si ricava dalla condizione

$$N_{Sd} \le A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{che porta a} \qquad A \ge \frac{N_{Sd}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

Nota: se un'asta tesa è collegata alle altre aste mediante bulloni, occorre tener conto del fatto che i fori praticati per inserire i bulloni ne indeboliscono la sezione. La sezione con fori si snerverà sempre prima delle altre, per uno sforzo normale pari a $A_{net}\, f_{yd}$, ma nel valutare la resistenza ultima dell'asta si può andare oltre. Con forti deformazioni plastiche in corrispondenza del foro (che però provocano un allungamento trascurabile dell'asta) si arriva infatti all'incrudimento dell'acciaio, che può così raggiungere la tensione di rottura f_u. L'Eurocodice 3 impone di valutare la resistenza dell'asta come il minore tra la resistenza della sezione trasversale non forata

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

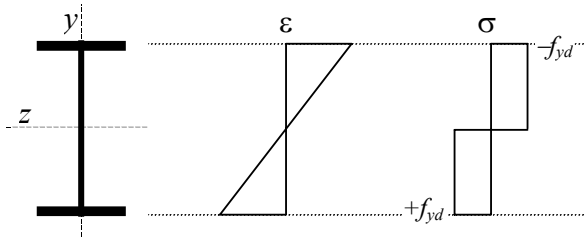
e la resistenza ultima della sezione forata

$$N_{u,Rd} = 0.9\, A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Si noti in questo caso l'uso del coefficiente riduttivo 0.9 (che credo voglia tener conto delle possibili variazioni dell'area netta) nonché di un coefficiente di sicurezza maggiore per le tensioni (γ_{M2} vale 1.25 per il NAD italiano).
Se tra i due è minore $N_{pl,Rd}$ l'asta avrà un comportamento duttile, perché la sezione standard si snerva prima che si abbia la rottura in corrispondenza della sezione forata.

8.2. Flessione semplice

In presenza di flessione semplice, cioè solo di un momento flettente M, il diagramma delle deformazioni è lineare. Man mano che crescono le deformazioni, si ha un corrispondente aumento delle tensioni, fino al raggiungimento dello snervamento. All'ulteriore crescita delle deformazioni non può seguire un aumento della tensione nei punti snervati, ma la zona snervata si ampia fino a raggiungere la situazione mostrata in figura: metà sezione è snervata con tensione pari a $+f_{yd}$, l'alta metà con tensione pari a $-f_{yd}$.



Poiché, per definizione, il momento flettente è il momento risultante delle tensioni rispetto al baricentro, si ha

$$M_{Rd} = -\int \sigma\, y\, dA = -\int_{sup} -f_{yd}\; y\, dA - \int_{inf} f_{yd}\; y\, dA = f_{yd} \int_{sup} y\, dA - f_{yd} \int_{inf} y\, dA = 2\, S_{1/2\,sez}\; f_{yd}$$

dato che il momento statico della metà superiore della sezione è uguale e opposto al momento statico della metà inferiore. Per evidenziare l'analogia di questa espressione con quella usata nell'ipotesi di comportamento lineare, la quantità $2\, S_{1/2\,sez}$ (doppio del momento statico di mezza sezione) viene chiamata modulo di resistenza plastico ed indicata col simbolo W_{pl}. Si ha in definitiva

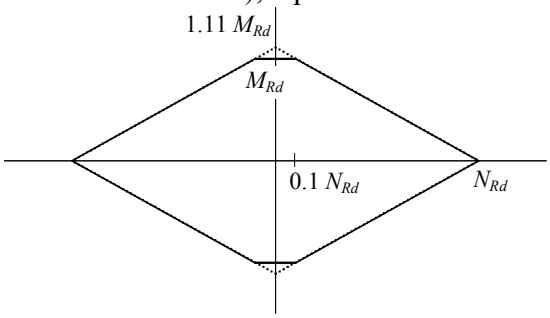
$$M_{Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

In fase di progetto è noto il momento flettente M_{Sd} ed il modulo di resistenza necessario per la sezione si ricava dalla condizione

$$M_{Sd} \le W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{che porta a} \qquad W_{pl} \ge \frac{M_{Sd}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

8.3. Flessione composta

Il problema della flessione composta è più complesso, a causa della non linearità del diagramma σ-ε dell'acciaio. L'Eurocodice 3 (punto 5.4.8) fornisce numerose indicazioni, in verità alquanto complesse (direi quasi scoraggianti). La più comunemente utilizzata, per profili a doppio T come gli IPE e gli HE, corrisponde al dominio riportato in figura, nel quale il momento limite è pari a quello che si ha in assenza di sforzo normale finché N_{Sd} è (in valore assoluto) minore di un decimo dello sforzo normale limite (che si ha in assenza di flessione), e poi decresce linearmente.



8.4. Taglio

La resistenza a taglio allo stato limite ultimo si valuta pensando alla piena plasticizzazione (a taglio) dell'anima. Con l'ulteriore considerazione, già fatta, che ad una tensione tangenziale τ corrisponde una tensione normale equivalente $\sigma_{id} = \tau\sqrt{3}$ (e quindi che il limite tensionale per le τ sarà pari a $f_{yd}/\sqrt{3}$), si ha

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area a taglio che per semplicità può essere assunta pari a $A_v = 1.04\, h\, t_w$ (h altezza del profilato, t_w spessore dell'anima). Questa formula è cautelativa (fin troppo); le nuove norme forniscono formule più dettagliate.
In presenza contemporanea di momento flettente e taglio, è possibile effettuare verifiche separate per le due caratteristiche della sollecitazione finché $V_{Sd} \le 0.5\ V_{Rd}$. In caso contrario occorre ridurre la resistenza flessionale in misura dipendente dall'entità del taglio.

9. Verifica di aste compresse

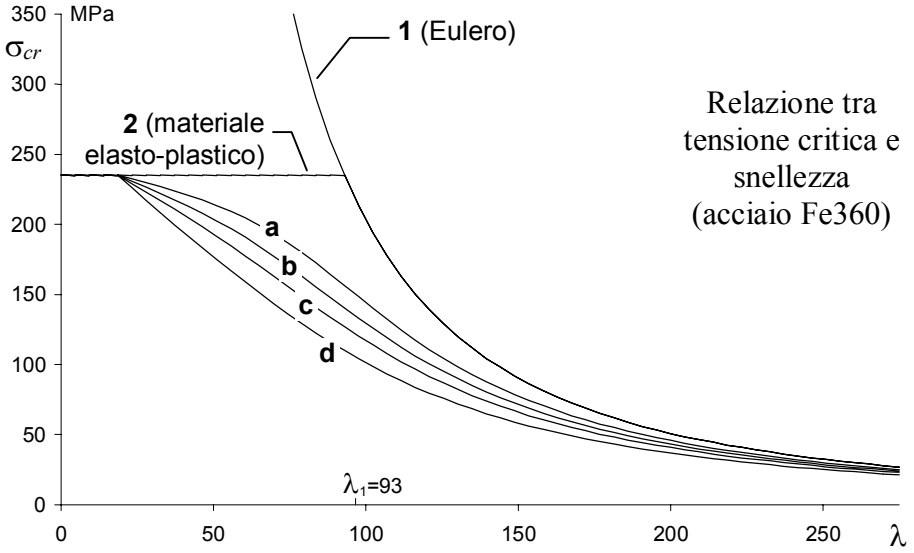
In presenza di uno sforzo normale N di compressione, la resistenza di un'asta è fortemente condizionata dal problema dell'instabilità. Nel corso di Scienza delle costruzioni si è studiata la trattazione di Eulero, che ha mostrato come al raggiungimento di un particolare valore di N, detto carico critico N_{cr}, si abbia una biforcazione dei rami di equilibrio. È cioè possibile una doppia soluzione: una configurazione deformata solo estensionalmente, nella quale l'asse dell'asta rimane rettilineo; una configurazione con deformazioni anche flessionali, nella quale l'asse dell'asta si incurva. L'espressione trovata da Eulero è

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E\, I}{l_0^2}$$

ed in essa E è il modulo di elasticità del materiale, I il momento d'inerzia della sezione trasversale dell'asta, l_0 la lunghezza libera d'inflessione (distanza tra due successivi punti di flesso della deformata: $l_0 = l$ per trave appoggiata-appoggiata, $l_0 = l/2$ per trave incastrata-incastrata, $l_0 = 2\ l$ per trave incastrata e libera, cioè per una mensola).
L'espressione può essere modificata per fornire la tensione critica σ_{cr} (tensione provocata dal carico critico)

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E\, I}{A\, l_0^2} = \frac{\pi^2 E\, \rho^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

essendo $I / A = \rho^2$ (quadrato del raggio d'inerzia della sezione) e $\lambda = l_0 / \rho$ (il parametro dimensionale λ è detto *snellezza* dell'asta). In un grafico che abbia come ascisse la snellezza λ e come ordinate la tensione critica σ_{cr}, come quello sotto riportato, la relazione sopra scritta è rappresentata da una iperbole (curva 1).



L'espressione del carico critico Euleriano è stata ricavata per un'asta ideale, realizzata in materiale linearmente elastico ed infinitamente resistente. Nella realtà l'acciaio può essere assimilato, al più, a un materiale elastico-perfettamente plastico. Al raggiungimento della tensione di snervamento esso perde ogni resistenza e non può essere aumentato il carico portato. La tensione critica non può quindi superare la tensione di snervamento, come mostrato dalla curva 2.

Occorre inoltre tenere presente le imperfezioni geometriche e meccaniche dell'asta. A causa di queste, la tensione nella sezione non è uniforme. Di conseguenza, al crescere di N si raggiungerà precocemente la tensione di snervamento in una parte della sezione; ciò comporta una riduzione di rigidezza ed una precoce instabilizzazione dell'asta. Il carico critico N_{cr} e la tensione critica σ_{cr} (quest'ultima intesa come valore medio, N/A) saranno tanto minori quanto maggiori sono le imperfezioni (curve a, b, c, d).

Il rapporto tra tensione critica σ_{cr} e tensione di snervamento f_y è indicato dall'Eurocodice 3 col simbolo χ. Per ricavare tale valore sono fornite sia formule (punto 5.5.1.2) che tabelle (prospetto 5.5.2). Il coefficiente χ è messo in relazione con la snellezza adimensionalizzata

$$\overline{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

essendo λ_1 quel valore della snellezza per la quale la tensione critica è pari a f_y

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

cioè l'ascissa del punto di intersezione tra l'iperbole di Eulero e la retta orizzontale $\sigma_{cr} = f_y$. La scelta tra le curve a, b, c, d dipende esclusivamente dalla forma della sezione (vedi prospetto 5.5.3). La resistenza a compressione è in definitiva fornita dall'espressione

$$N_{b,Rd} = \chi\, A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nota: la normativa italiana utilizza invece il coefficiente ω, rapporto tra tensione di snervamento e tensione critica (quindi l'inverso di χ) e, anziché ridurre la tensione ammissibile, amplifica di ω (che è sempre maggiore o uguale a uno) l'effetto dei carichi.

10. I collegamenti – considerazioni generali

Un collegamento può essere classificato:

- in base alla rigidezza: collegamento { a cerniera / rigido / semirigido }
- in base alla resistenza: collegamento { a cerniera / a completo ripristino di resistenza / a parziale ripristino di resistenza }

In base alla rigidezza:

- È considerato collegamento a cerniera quello che trasmette le forze di progetto permettendo la rotazione relativa delle parti unite senza far insorgere momenti secondari.
- È considerato collegamento rigido quello che trasmette le caratteristiche di sollecitazione di progetto senza che la sua deformazione faccia insorgere effetti secondari che possano ridurre la resistenza dell'unione più del 5%.
- È considerato collegamento semi rigido quello che non soddisfa i requisiti delle categorie precedenti. È in grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di progetto ed assicurare contemporaneamente un grado di interazione fra le parti collegate, che può essere previsto sulla base della relazione momento-curvatura.

In base alla resistenza:

- È considerato collegamento a cerniera quello che è in grado di trasmettere le forze di progetto senza far insorgere momenti secondari; la capacità di rotazione deve essere sufficiente da permettere lo sviluppo delle cerniere plastiche necessarie.
- È considerato collegamento a completo ripristino di resistenza quello che è in grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione ultime del meno resistente tra gli elementi collegati. Non è necessario verificare la capacità di rotazione dell'unione se la resistenza di progetto è 1.2 volte quella plastica dell'elemento meno resistente.
- È considerato collegamento a parziale ripristino di resistenza quello che è in grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di progetto ma non quelle ultime dell'elemento meno resistente. La capacità di rotazione del collegamento deve essere dimostrata sperimentalmente e se sede di cerniera plastica deve essere tale da permettere lo sviluppo di tutte le cerniere plastiche necessarie.

11. Unioni saldate

11.1. Procedimenti di saldatura

La possibilità di unire lamiere mediante saldatura è strettamente connessa alla capacità di produrre alta temperatura in modo *localizzato*.
Le lamiere da saldare vengono di norma tagliate con il cannello a fiamma ossiacetilenica (reazione esotermica a 3100 °C di acetilene C_2H_2 e ossigeno O_2) che fondendo il metallo produce un taglio abbastanza netto e tale da non richiedere ulteriori lavorazioni prima della saldatura.

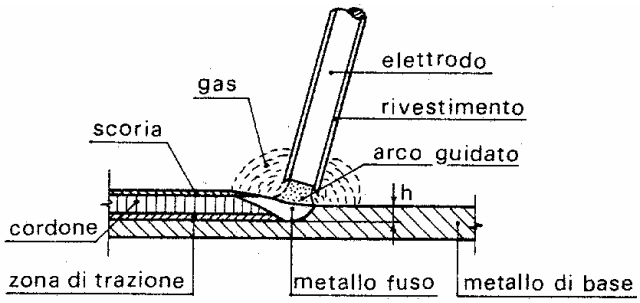
I procedimenti di saldatura si differenziano in funzione della sorgente termica utilizzata e delle modalità di protezione del bagno fuso contro l'azione dell'aria. I procedimenti di saldatura possono essere raggruppati in tre classi:

- *manuali*: saldatura ossiacetilenica o saldatura ad arco con elettrodi rivestiti;
- *semiautomatici*: saldatura a filo continuo sotto protezione di gas;
- *automatici*: saldatura ad arco sommerso.

Procedimenti manuali

Saldatura ossiacetilenica: la sorgente termica viene fornita da una reazione fortemente esotermica tra acetilene ed ossigeno $C_2H_2+O_2=2CO+H_2$ con produzione di gas riducenti e calore. Il materiale di apporto viene fornito dall'operatore sotto forma di bacchetta metallica.
Questo procedimento è ora molto meno utilizzato che in passato.

Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti: la sorgente termica viene fornita dall'arco elettrico fatto scoccare tra materiale base ed elettrodo. L'elettrodo ha anche funzione di materiale di apporto ed è costituito da una bacchetta cilindrica con rivestimento la cui fusione genera gas per la protezione della zona fusa. Gli elettrodi, in funzione del rivestimento, sono classificati in *basici*, *acidi* e *cellulosici*.
Il materiale di apporto, di qualità controllata e migliore del materiale base, si mescola nella zona fusa secondo un *rapporto di diluizione* (area del cordone fuso del materiale base/area totale della zona fusa). All'aumentare del rapporto di diluizione aumenta la profondità fusa del materiale base e quindi il rischio di scorie (principalmente zolfo e fosforo).

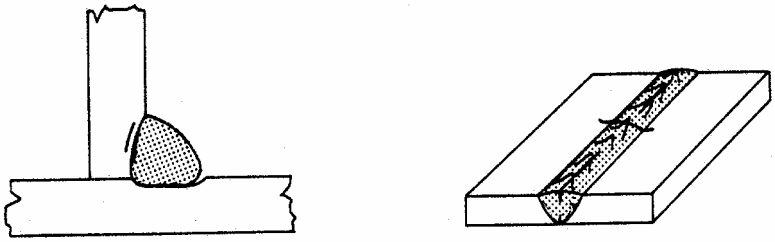


Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti[1]

11.2. Difetti di saldatura

La solidificazione del materiale fuso ed il trattamento termico della zona di materiale base attorno alla saldatura possono dar luogo a:

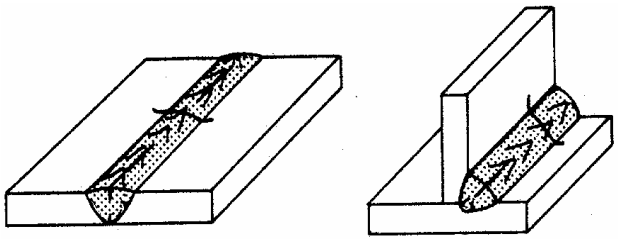
- *cricche a freddo*: si generano ai bordi della saldatura per effetto dei cicli termici ad elevata velocità di raffreddamento che danno luogo a fenomeni simili a quella della tempera.
  La prevenzione da questo fenomeno può ottenersi con un preriscaldamento del pezzo, facendo più passate di saldatura ed utilizzando elettrodi con rivestimento basico.



Cricche a freddo[1]

- *cricche a caldo*: si generano durante la solidificazione della zona fusa e a seguito di scorie provenienti dal materiale base; queste ultime tendono a segregare in zone preferenziali e a temperature più basse del materiale circostante dando luogo a tensioni da ritiro e a non coesione del materiale.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

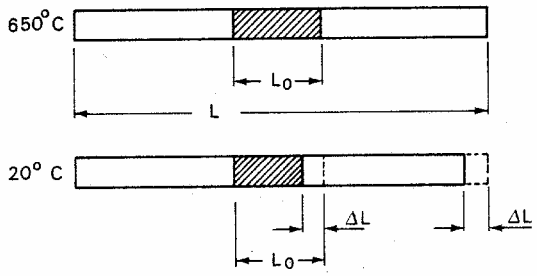


Cricche a caldo[1]

– *tensioni residue*: quando i pezzi da saldare sono impediti di deformarsi nascono tensioni residue di entità rilevanti come si dimostra di seguito:

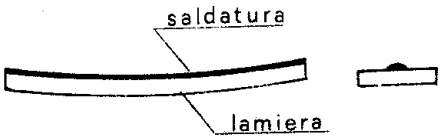
$$\Delta L = \frac{N\,L}{E_m A} = \frac{\sigma\,L}{E_m} \qquad \sigma = 270 \times 10^2 \frac{L_0}{L}\ (\mathrm{N\,mm^{-2}}) \quad \text{con} \quad \begin{cases} \Delta L = 0.18\,L_0 \\ \mathrm{E_m} = 0.75\,\mathrm{E} \end{cases}$$

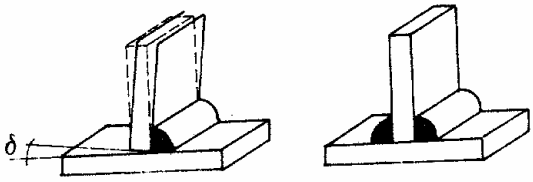
nella quale la tensione dell'acciaio è prossima a valori di snervamento non appena $L_0 = 10^{-2} L$.



Effetto della variazione termica[1]

– *deformazioni permanenti*: quando i pezzi da saldare non sono vincolati si hanno spostamenti relativi importanti che possono essere corretti con frecce iniziali di segno opposto, con bloccaggio dei pezzi da saldare o con studio delle sequenze di saldatura.





Deformazioni permanenti[1]

– *difetti da esecuzione*: sono dovuti a cavità contenenti scoria per sequenze improprie delle passate di saldatura, a mancata penetrazione dei pezzi da saldare o ad incollatura tra materiale di apporto fuso e materiale base non ancora fuso.

Difetti di esecuzione[1]

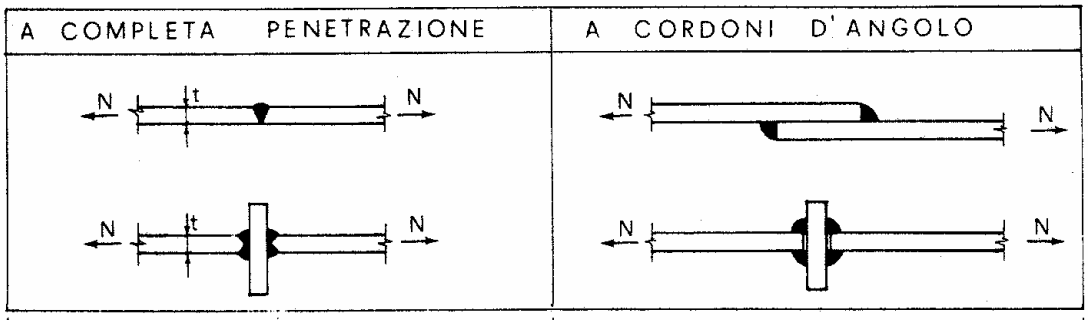
[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

11.3. Controlli delle saldature

Il metodo più usato per eseguire controlli sull'idoneità della saldatura è l'*esame radiografico*; i difetti interni appaiono come macchie più scure nella pellicola che vengono confrontate con quelle corrispondenti a difetti campione.
Altri procedimenti sono l'*esame ad ultrasuoni* e l'*esame con liquidi penetranti*.

11.4. Classificazione delle unioni saldate

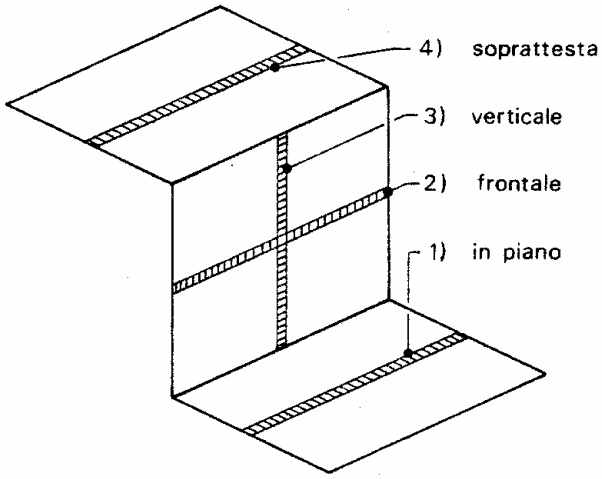
Le saldature si suddividono in due tipologie, nettamente differenti per comportamento e verifiche da effettuare: saldature *a completa penetrazione* e saldature *a cordoni d'angolo*.



Si parla inoltre di saldature *a parziale penetrazione* per intendere saldature analoghe a quelle a completa penetrazione, ma nelle quali rimane una discontinuità tra i due pezzi (queste saldature sono in genere verificate come se fossero a cordoni d'angolo).

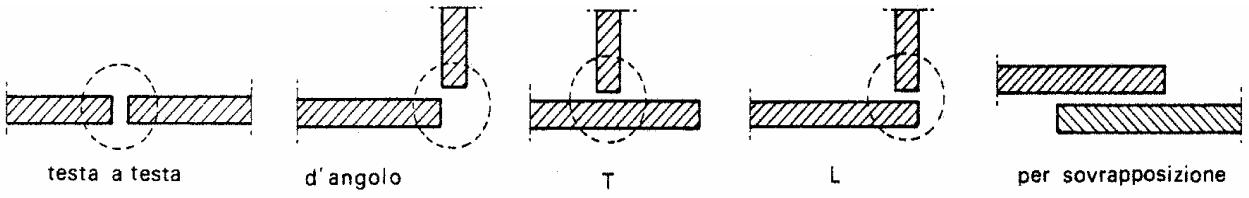
Ulteriori distinzioni sono a volte fatte per specificare la posizione dell'operatore, la posizione reciproca dei pezzi, la direzione della forza agente e la forma della sezione del cordone di saldatura.

– *posizione dell'operatore*



[1]

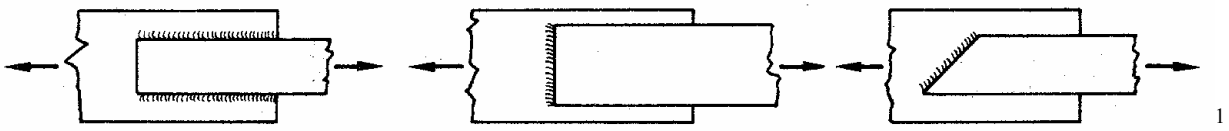
– *posizione reciproca dei pezzi*



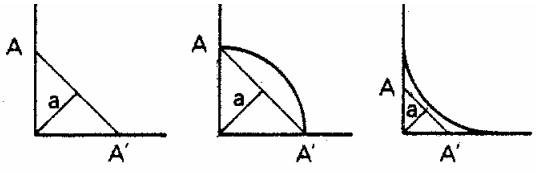
[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

– *direzione della forza che sollecita*

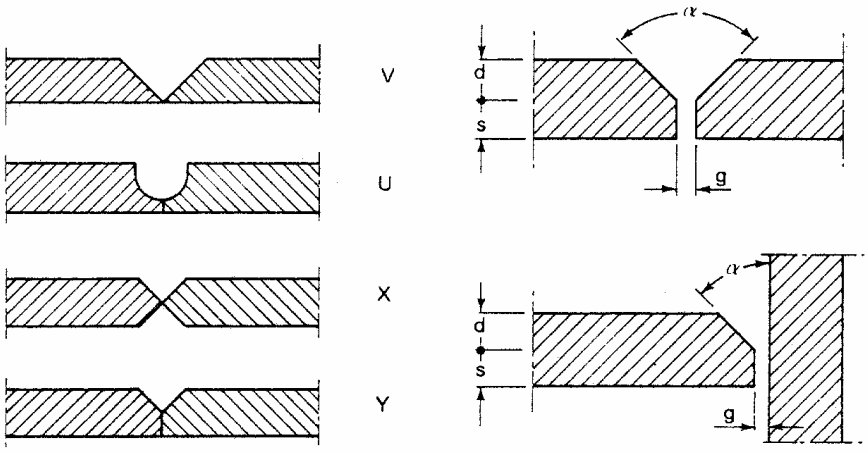


– *forma della sezione del cordone*



11.5. Giunti a completa penetrazione

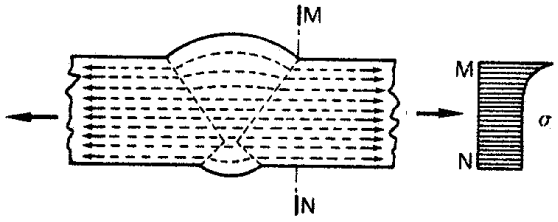
In questi giunti è indispensabile la *preparazione* dei lembi dei pezzi da saldare. Tale operazione è detta *cianfrinatura*, perché lo smusso è denominato *cianfrino*.



Preparazione dei pezzi da saldare[1]

Gli elementi tipici della preparazione sono:
– l'angolo di smusso α;
– la sua profondità *d*;
– la spalla rettilinea *s*
– la distanza tra i lembi *g*.

Nota: per avere un giunto a completa penetrazione la spalla rettilinea deve essere piccola, in modo da essere fusa e far parte della saldatura. In caso contrario non vi è una completa unione tra i pezzi saldati. Un giunto di tale tipo è detto a parziale penetrazione e viene di solito verificato come se fosse a cordone d'angolo.



Flusso delle tensioni in una saldatura a completa penetrazione[1]

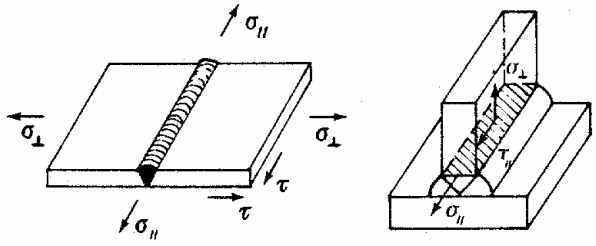
[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Il giunto a completa penetrazione ripristina la continuità tra i pezzi. Lo stato tensionale è quindi quasi uguale a quello del pezzo continuo. Poiché il materiale di apporto ha una resistenza pari o superiore a quella del materiale base, la rottura teoricamente dovrebbe avvenire fuori dal giunto. Solo la presenza di imperfezioni può portare alla rottura nella sezione saldata.
La verifica di una saldatura a completa penetrazione viene effettuata con lo stesso criterio utilizzato per la verifica delle sezioni, cioè determinando la tensione massima oppure, in presenza di sollecitazioni composte, la tensione ideale in base al criterio di resistenza di Hencky-Von Mises

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2 - \sigma_{\perp}\sigma_{//} + 3\,\tau^2}$$

avendo indicato con

$\sigma_{\perp}$ la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;
$\sigma_{//}$ la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;
τ la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.



Stato tensionale nelle saldature a completa penetrazione[1]

Ai fini delle verifiche di collegamenti saldati a completa penetrazione, la normativa italiana faceva riferimento a due classi di qualità della saldatura:
- *I classe*: la saldatura è eseguita con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo la norma UNI 2132 e soddisfa i controlli radiografici previsti dal raggruppamento B della UNI 7278;
- *II classe*: la saldatura è eseguita con elettrodi di qualità 2, 3 o 4 secondo la norma UNI 2132 e soddisfa i controlli radiografici previsti dal raggruppamento F della UNI 7278.

Il valore limite imposto dalla norma italiana per la tensione è f_d se la saldatura è di prima classe, 0.85 f_d se la saldatura è di seconda classe (per tenere conto del minor controllo delle imperfezioni che si ha in questo caso).

Nelle NTC08 questa distinzione di classi non è più riportata: in sostanza non è quindi necessario verificare espressamente le saldature a competa penetrazione.

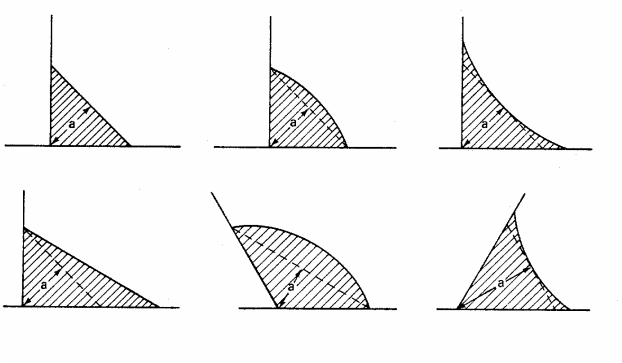
Per l'Eurocodice 3 la resistenza di una saldatura di testa a completa penetrazione è pari alla resistenza della parte più debole tra quelle giuntate. Non occorre in tal caso una specifica verifica della saldatura. La versione originale dell'Eurocodice 3 non fa distinzione tra saldature di prima o seconda classe. Il NAD italiano aveva reintrodotto tale distinzione ed il coefficiente riduttivo da usare nel caso di saldatura di seconda classe. Più precisamente, imponeva di usare un coefficiente $\gamma_{Mw} = 1.05$ per saldature di I classe e $\gamma_{Mw} = 1.20$ per saldature di II classe. Questa distinzione non è invece presente negli Allegati Nazionali alla versione 2004 dell'Eurocodice 3.

11.6. Giunti a cordone d'angolo

Definizioni

La sezione resistente di una saldatura a cordoni d'angolo è la sua *sezione di gola*. Essa è definita come l'area di lunghezza L pari a quella del cordone ed altezza a quella minore del *triangolo inscritto* nella sezione trasversale della saldatura.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio



Sezione di gola[1]

Le componenti di tensione nella sezione di gola sono:

$\sigma_\perp$ componente normale alla sezione di gola;

$\tau_\perp$ componente tangenziale, ortogonale all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola;

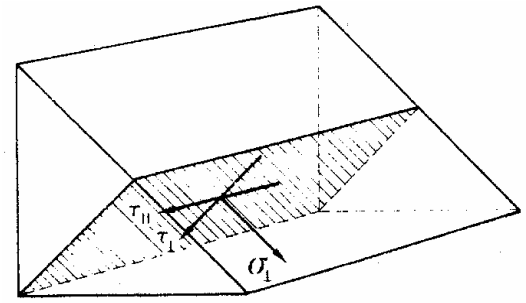
$\tau_{//}$ componente tangenziale, parallela all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola.

Spesso si fa riferimento alle corrispondenti tensioni ribaltate su uno dei due lati del cordone:

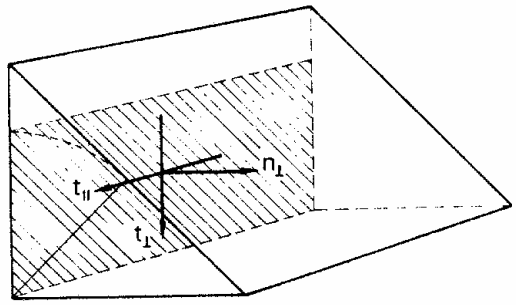
$n_\perp$ tensione normale alla sezione di gola;

$t_\perp$ tensione tangenziale sul piano della sezione di gola ortogonale all'asse del cordone;

$t_{//}$ tensione tangenziale sul piano della sezione di gola parallela all'asse del cordone.

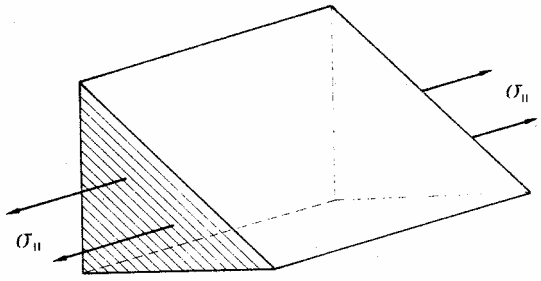


Stato tensionale nella sezione di gola[1]



Stato tensionale nella sezione ribaltata su uno dei lati del cordone[1]

Normalmente alla sezione trasversale e parallela all'asse del cordone agisce la $\sigma_{//}$. Tale componente di tensione non ha però influenza sul comportamento del giunto e quindi non interviene nelle verifiche di resistenza.

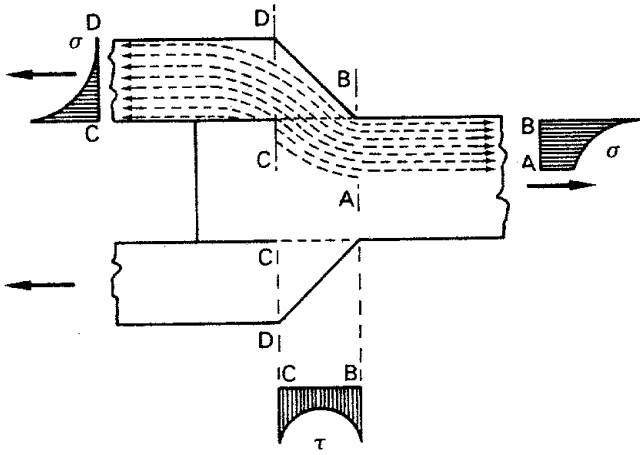


Stato tensionale nella sezione trasversale del cordone di saldatura[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

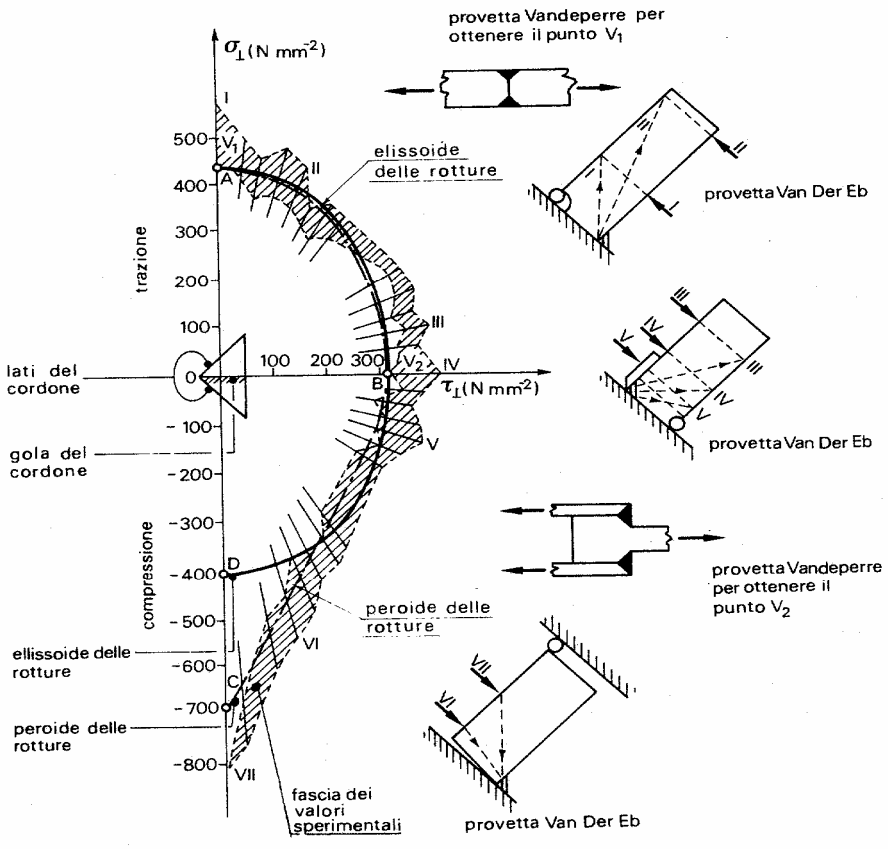
Dominio di resistenza

Nei giunti a cordoni d'angolo la distribuzione reale delle componenti delle tensioni nella sezione è molto complessa. Tuttavia si considera che le tensioni si distribuiscono uniformemente sulla sezione della saldatura per il comportamento duttile del materiale.



Flusso di tensioni attraverso la saldatura[1]

Le prove sperimentali fatte, al fine di tracciare il dominio di resistenza, hanno portato ad una figura geometrica indicata come "*peroide*".



Peroide e tipi di provette utilizzati per ottenere i punti diversi del dominio di rottura[1]

Poiché tale dominio mal si prestava ad essere rappresentato da una equazione matematica, si pensò di utilizzare al suo posto un *ellissoide di rotazione*.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Detta f_{uw} la resistenza della saldatura, si è inizialmente proposto un ellissoide di rotazione intorno all'asse $\sigma_\perp$, con semiassi luno $\tau_{//}$ e $\tau_\perp$ pari a $0.75\,f_{uw}$. L'equazione di tale ellissoide è

$$\frac{\sigma_\perp^2}{f_{uw}^2}+\frac{\tau_\perp^2}{(0.75\,f_{uw})^2}+\frac{\tau_{//}^2}{(0.75\,f_{uw})^2}=1$$

o in forma più nota, come condizione di resistenza

$$\sigma_{id} \le f_{uw}$$

con

$$\sigma_{\mathrm{id}}=\sqrt{\sigma_\perp^2+1.8\left(\tau_\perp^2+\tau_{//}^2\right)} \qquad\qquad f_{uw}=\beta_w\, f_d$$

ed essendo $\dfrac{1}{0.75^2}=1.8$.

Il coefficiente β_w, detto coefficiente di efficienza del cordone, serve a tenere conto del fatto che la resistenza del materiale di apporto della saldatura è diversa – maggiore – rispetto a quella del materiale base.

In sede ISO (*International Standard Organization*) fu proposta una formula più generale che meglio si adattava alle esperienze dei vari paesi, ossia

$$\sigma_{\mathrm{id}}=\sqrt{\sigma_\perp^2+k_w\left(\tau_\perp^2+\tau_{//}^2\right)} \qquad \text{con } k_w \text{ non minore di } 1.8$$

L'Italia con le raccomandazioni CNR-UNI 10011 adottò la seguente formulazione

$$\sigma_{\mathrm{id}}=\sqrt{\sigma_\perp^2+3\left(\tau_\perp^2+\tau_{//}^2\right)}\le\beta_w\, f_d \qquad \text{con} \quad \beta_w=\begin{cases}1 & \text{per acciai tipo 1}\\ 1.25 & \text{per acciai tipo 2}\end{cases}$$

A seguito di ulteriori campagne di prove sperimentali, risultò che il dominio di resistenza non poteva essere assimilato ad un ellissoide di rotazione in quanto si ottenne il valore di $0.58\,f_{uw}$ per il semiasse minore $\tau_\perp$ e il valore $0.70\,f_{uw}$ per il semiasse medio $\tau_{//}$.
Per quanto sopra fu aggiornato il dominio di resistenza con

$$\sigma_{\mathrm{id}}=\sqrt{\sigma_\perp^2+3\tau_\perp^2+2\tau_{//}^2} \qquad \text{essendo} \quad 3=\frac{1}{(0.58)^2} \;\text{ e }\; 2=\frac{1}{(0.70)^2}$$

Tuttavia queste formule non erano di pratico utilizzo, poiché le componenti di tensione sulla sezione di gola nella posizione reale erano difficili da determinare. Sono invece di più rapido impiego quelle formule che consentono di effettuare la verifica facendo riferimento alle tensioni $n_\perp$, $t_\perp$, $t_{//}$ che agiscono sulla sezione di gola *ribaltata* su uno dei due lati del cordone.

È possibile ricavare, mediante una trasformazione di coordinate, la tensione ideale σ_{id} in funzione delle tensioni $n_\perp$, $t_\perp$, $t_{//}$. Utilizzando la trasformazione di coordinate

$$\begin{bmatrix}\sigma_\perp\\ \tau_\perp\\ \tau_{//}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\cos\alpha & \sin\alpha & 0\\ -\sin\alpha & \cos\alpha & 0\\ 0 & 0 & 1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}n_\perp\\ t_\perp\\ t\end{bmatrix} \qquad \text{essendo } \alpha \text{ l'angolo tra } \sigma_\perp - n_\perp$$

si perviene a una relazione alquanto complicata:

$$\sigma_{\mathrm{id}}=\sqrt{\sigma_\perp^2+k_w\left(\tau_\perp^2+\tau_{//}^2\right)}=\sqrt{\frac{1}{2}(1+k_w)\left(n_\perp^2+t_\perp^2\right)-(k_w-1)\,n_\perp\,t_\perp+k_w\,t_{//}^2}$$

Tuttavia, se il dominio di resistenza fosse una sfera (ovvero se k_w=1) le relazioni non varierebbero rispetto al sistema di riferimento. È stato quindi proposto di utilizzare come dominio di resistenza una sfera di raggio r, che ha la stessa equazione rispetto a $\sigma_\perp$, $\tau_\perp$, $\tau_{//}$ ed a $n_\perp$, $t_\perp$, $t_{//}$

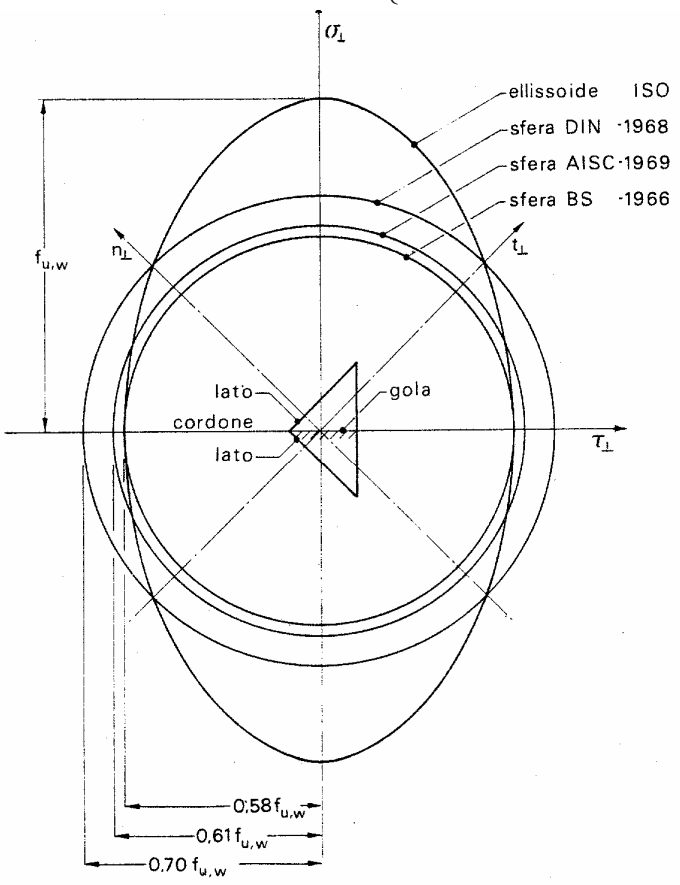
$$\frac{\sigma_\perp^2}{r^2}+\frac{\tau_\perp^2}{r^2}+\frac{\tau_{//}^2}{r^2}=\frac{n_\perp^2}{r^2}+\frac{t_\perp^2}{r^2}+\frac{t_{//}^2}{r^2}=1$$

Normative straniere

Diverse furono le proposte relativamente al valore del raggio della sfera:
- $0.58\,f_{uw}$ per gli inglesi
- $0.61\,f_{uw}$ per gli americani
- $0.70\,f_{uw}$ per i tedeschi

Generalizzando i risultati, il *dominio di resistenza* è dato dalla seguente equazione

$$\sigma_{id} = \frac{1}{\chi}\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2} \le \beta_w f_d \qquad \text{con} \begin{cases} 0.58 \le \chi \le 0.70 \\ \beta_w = 1.25 \text{ per acciaio tipo 1} \\ \beta_w = 1.0 \text{ per acciaio tipo 2} \end{cases}$$



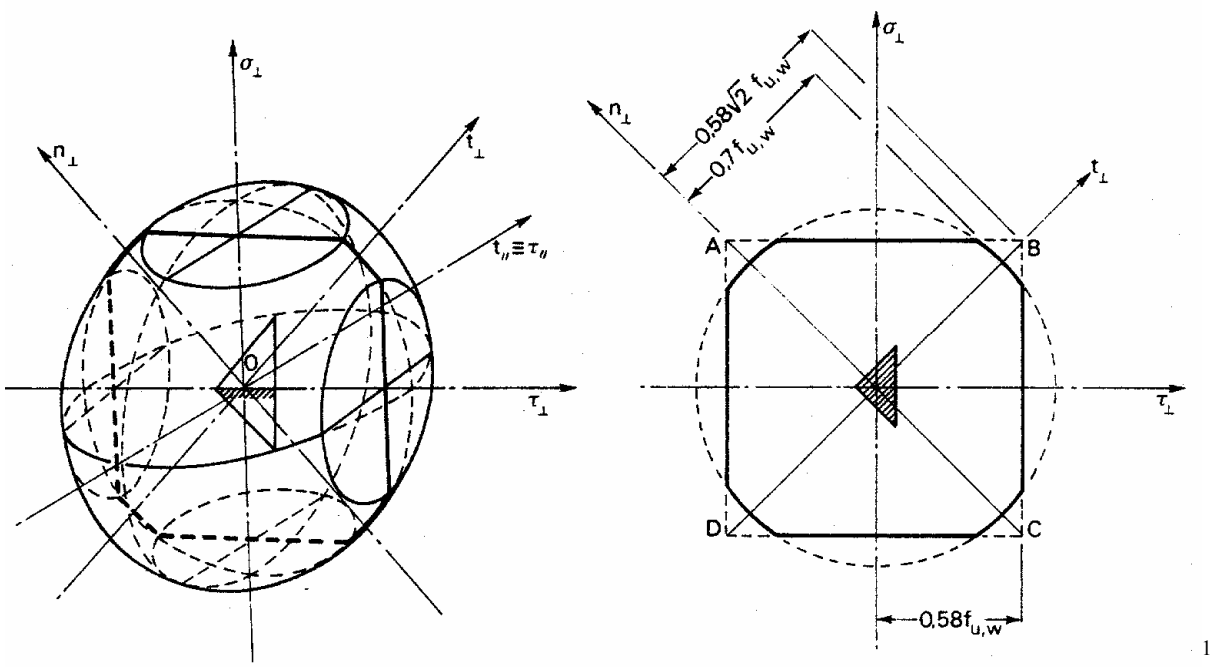
1

Normativa italiana

La normativa italiana scelse la sfera tedesca (r=0.70 f_{uw}), ma si cautelò nei confronti delle $\tau_{\perp}$ e volle che nei casi più comuni la verifica fosse la più semplice possibile. Adottò pertanto il *criterio della sfera mozza*, ossia un dominio di resistenza costituito da una sfera tagliata da due coppie di piani rispettivamente ortogonali agli assi $\sigma_{\perp}$ e $\tau_{\perp}$ e passanti per i punti $\sigma_{\perp} = 0.58\,f_{uw}^2$ e $\tau_{\perp} = 0.58\,f_{uw}^2$.

In linea generale la tensione ideale deve essere contenuta sia nella sfera di raggio r=0.70 f_{uw} che nel cilindro a base quadrata di diagonale $2\left(0.58\sqrt{2}\,f_{uw}\right)$.

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

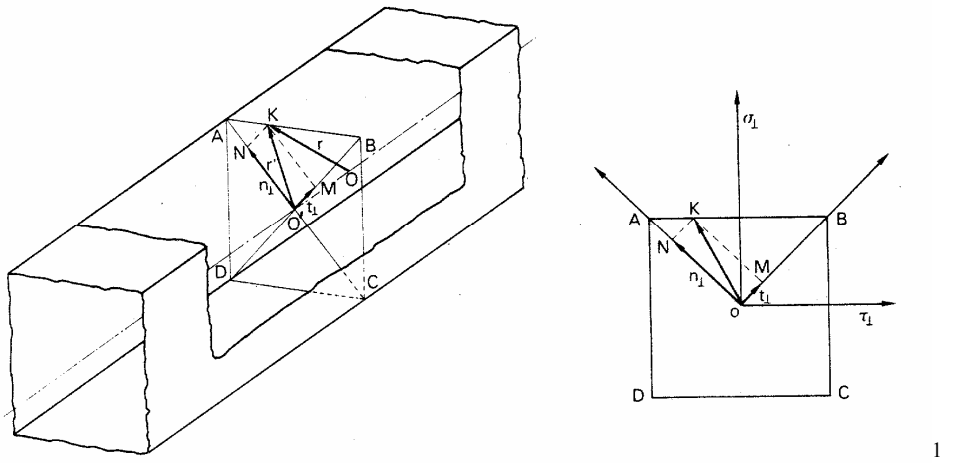


1

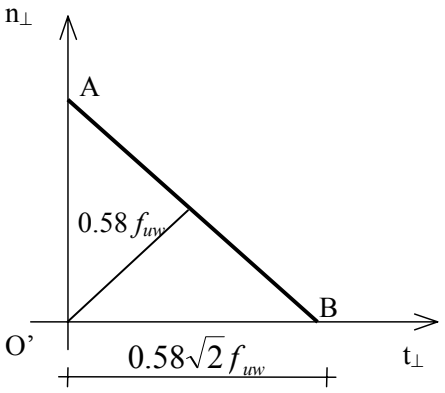
Limitare la σ_{id} dentro il cilindro significa che la componente $\overline{O'K}$ non deve essere esterna al quadrato ABCD. Questo richiede che nel piano $n_\perp$-$t_\perp$ la componente O'K sia interna o al massimo sulla retta AB, ossia

$$n_\perp + t_\perp \le 0.58\sqrt{2}\, f_{uw}$$

che per quadranti diversi da quello positivo diventa $|n_\perp| + |t_\perp| \le 0.58\sqrt{2}\, f_{uw}$



1



[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

In definitiva si richiede che siano soddisfatte le seguenti relazioni:

$$(1)\quad \sigma_{id,1} = \sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2} \le 0.70\,\beta_w f_d = \alpha_{w1} f_d$$

$$(2)\quad \sigma_{id,2} = |t_{\perp}| + |n_{\perp}| = 0.58\sqrt{2}\,\beta_w f_d = \alpha_{w2} f_d$$

con

Acciaio	f_y MPa	α_{w1}	α_{w2}	β_w
Fe 360	235	0.85	1.00	1.25
Fe 430	275	0.70	0.85	1.00
Fe 510	355	0.70	0.85	1.00

Eurocodice 3

L'Eurocodice 3 in sostanza riprende il criterio della sfera inglese, perché richiede che la risultante delle tensioni sia minore della resistenza di progetto a taglio $f_{vw.d}$ che vale

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w\, \gamma_{M2}}$$

La sfera ha quindi raggio $0.58\, f_u / \gamma_{M2}$

Il coefficiente β_w ha significato analogo a quello della norma italiana, anche se è sostanzialmente l'inverso perché sta al denominatore. Esso vale:

0.80 per acciaio Fe 360
0.85 per acciaio Fe 430
0.90 per acciaio Fe 510

La resistenza di una saldatura di lunghezza unitaria è quindi fornita dalla relazione

$F_{w.Rd} = f_{vw.d}\; a$

qualunque sia l'orientazione della forza da trasmettere. Moltiplicando per la lunghezza L del cordone si ottiene la resistenza totale della saldatura.

12. Unioni bullonate

12.1. Riferimenti di normativa

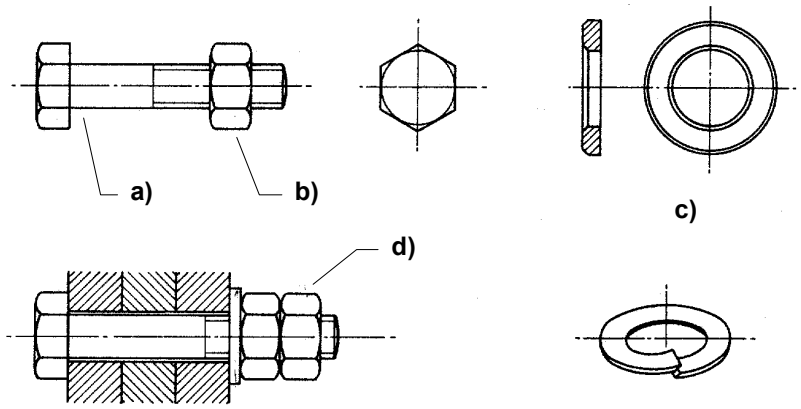
Nella tabella seguente sono riportati gli argomenti che verranno trattati e il riferimento agli articoli contenuti nelle normative prese in esame.

Tabella 1 - Argomenti trattati e riferimenti normativi

Argomento	D.M. 9/1/96, parte II	CNR 10011-86	Eurocodice 3
Classificazione dadi, bulloni, rosette	2.5, 2.6, 4.2	4.1.3	3.3.2
Tolleranze dei fori	7.3.2	5.3.2	7.5.2
Interasse e distanza dai margini	7.3.3, 7.2.4	5.3.3	6.5.1
Verifica dei bulloni a taglio e trazione	4.2	5.3.4	6.5.5
Verifica al rifollamento della lamiera	4.2	5.3.6	6.5.5
Verifica a punzonamento	–	–	6.5.5
Verifica dei collegamenti ad attrito	4.4	4.2.2, 5.3.7	6.5.8

12.2. I bulloni

I bulloni sono costituiti da:
a) *vite* con testa esagonale e gambo filettato in tutta o in parte della sua lunghezza;
b) *dado* di forma esagonale;
c) *rondella* (o *rosetta*) sia del tipo elastico che rigido.
Può essere presente anche:
d) *controdado* per garantire che il dado non si sviti neanche in presenza di vibrazioni.

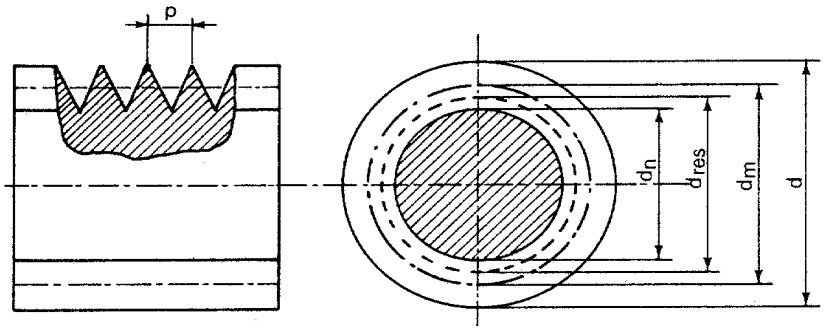


Bullone[1]

Le caratteristiche geometriche che individuano il bullone sono lunghezza e diametro (nominale). La lunghezza è importante perché deve essere tale da assicurare l'attraversamento degli elementi da collegare, ma non deve essere eccessiva per evitare sprechi e necessità di tagliare i pezzi in eccesso.
Molto importante è anche la lunghezza della parte filettata. Nel caso, molto frequente, di bulloni sollecitati a taglio è preferibile che la parte del gambo interna al collegamento non sia filettata per offrire una maggiore area resistente al taglio; se si verifica tale condizione è possibile considerare nei calcoli l'*area nominale* del gambo, altrimenti bisogna considerare un'area ridotta, detta *area resistente*. Ciò non vale per i bulloni sottoposti a trazione perché in ogni caso la rottura avviene nella sezione più debole e quindi bisogna fare riferimento sempre all'area resistente.
I diametri accettati dalle normative italiana ed europea sono gli stessi. La norma UNI-10011 li identifica con la misura in millimetri, mentre l'Eurocodice fa precedere tale numero da una emme maiuscola.

Tabella 2 - Diametri usualmente adottati (mm)

CNR 10011-86	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Eurocodice 3	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30



Filettatura, diametro nominale e resistente del bullone[1]

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Per la presenza della filettatura, la sezione resistente differisce dalla sezione nominale. Indicando con

- A l'area nominale del bullone
- A_{res} l'area della sezione resistente del bullone
- d il diametro nominale del bullone
- d_n il diametro del nocciolo
- d_m il diametro medio
- d_{res} il diametro della sezione resistente del bullone
- p il passo della filettatura

si ha, per filettature a profilo triangolare:

$$d_m = d - 0.6495\,p \qquad d_n = d - 1.2268\,p \qquad d_{res} = \frac{d_n + d_m}{2}$$

$$A_{res} = \frac{\pi\, d_{res}^2}{4} \quad < \quad A = \frac{\pi\, d^2}{4} \qquad (A_{res} = 0.75 \div 0.82\, A)$$

Tabella 3 - Passo della filettatura p (mm) e area nominale A e resistente A_{res} (mm^2)

diametro d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
passo p	1.75	2.00	2.00	2.50	2.50	2.50	3.00	3.00	3.50
A	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_{res}	84.3	115	157	192	245	303	353	459	581
A_{res} / A	0.75	0.75	0.78	0.75	0.78	0.80	0.78	0.80	0.82

12.3. Classe di resistenza dei bulloni

La classe di resistenza rappresenta le caratteristiche meccaniche dell'acciaio di cui è costituito il bullone ed è identificata da due numeri, separati da un punto, dai quali è possibile risalire ai valori della tensione di snervamento e di rottura a trazione. Infatti il primo numero rappresenta un centesimo del valore di rottura espresso in N mm^{-2} , mentre il secondo rappresenta, a meno di un fattore 10, il rapporto tra la tensione di snervamento e quella di rottura. Ad esempio, per la classe 4.6 si ha f_u=400 N mm^{-2} (4×100), e f_y / f_u=0.6.

Tabella 4 - Classi di bulloni adottate e caratteristiche meccaniche

classe del bullone	f_{ub} (N mm^{-2})	f_{yb} (N mm^{-2})	D.M. 9/1/96	CNR 10011-86	Eurocodice 3	NTC08
4.6	400	240	si	si	si	si
4.8	400	320	–	–	si	–
5.6	500	300	si	si	si	si
5.8	500	400	–	–	si	–
6.6	600	360	–	si	–	–
6.8	600	480	si [(1)]	–	si	si
8.8	800	640	si	si	si	si
10.9	1000	900	si	si	si	si
[(1)] ma con resistenza di calcolo uguale alla classe 6.6						

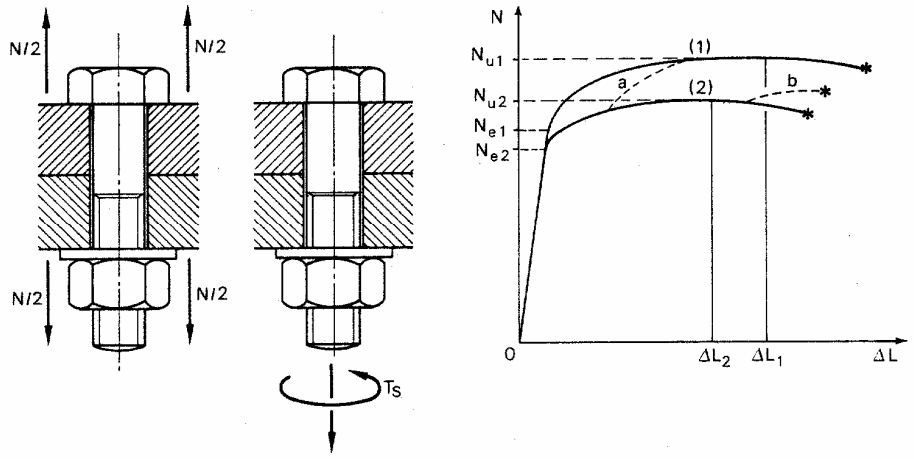
Si noti che per quanto riguarda i simboli utilizzati per indicare la tensione di rottura permane la solita differenza tra normativa italiana (che usa f_t) e l'Eurocodice 3 (che usa f_u). L'Eurocodice aggiunge

inoltre il pedice *b* per sottolineare che le caratteristiche sono riferite al bullone (e quindi usa, in definitiva, i simboli f_{yb} e f_{ub}).
Non tutte le classi adottate dalla normativa italiana sono ammesse da quella europea e viceversa. Nella tabella 4 sono elencate le classi di bulloni adottate dalle norme e i loro valori di resistenza.
Questi valori vengono utilizzati per le verifiche di resistenza delle bullonature, ma con diverso approccio nelle due normative. La norma italiana definisce a priori la resistenza di progetto da confrontare con i valori ottenuti dal calcolo, indicata col simbolo $f_{k,N}$ e pari al minore tra $0.7\,f_t$ ($0.6\,f_t$ per classe 6.8) ed f_y. L'Eurocodice 3 introduce invece dei coefficienti di sicurezza proprio nelle formule per la verifica, adottandone diversi a seconda delle verifiche.
I bulloni di classe 8.8 e 10.9 sono detti bulloni ad alta resistenza e vengono usati principalmente per le unioni ad attrito.

12.4. Serraggio

Quando si avvita il dado del bullone, una volta avvenuto il contatto tra le piastre un ulteriore avvitamento (effettuato applicando una coppia detta *coppia di serraggio*) comporta l'allungamento del gambo con conseguente trazione nel bullone e compressione nelle lamiere collegate. Questo stato tensionale è benefico per l'unione in quanto evita scorrimenti relativi e ne aumenta le prestazioni in esercizio. Tuttavia il serraggio non deve essere spinto oltre un certo limite per non compromettere la resistenza ultima della unione.

L'entità ottimale della coppia di serraggio può essere valutata sulla base di considerazioni riferite alla figura seguente.



Influenza della coppia di serraggio[1]

La curva (1) rappresenta il legame N-ΔL del bullone sottoposto a trazione (senza alcun serraggio) mentre la curva (2) rappresenta il legame tra N e ΔL che si ha applicando la coppia di serraggio (N raggiunge il massimo per un valore ΔL_2 dell'allungamento). Se si applica una forza di trazione successivamente ad un serraggio che ha prodotto un allungamento $\Delta L<\Delta L_2$, la relazione N-ΔL sarà rappresentata dalla curva *a*, e si raggiungeranno quindi le stesse prestazioni del bullone non serrato. Se invece il serraggio preventivo ha prodotto un $\Delta L>\Delta L_2$ verrà percorsa la curva *b* e la resistenza del bullone sarà minore di quella che avrebbe avuto in assenza di serraggio. È quindi evidente che è necessario controllare la coppia di serraggio per un buon comportamento dell'unione a trazione.

Indicazioni precise sui valori ottimali per le coppie di serraggio dei bulloni sono riportate nelle istruzioni CNR 10011-86 (punto 4.1.3). Esse impongono che la forza di trazione N che nasce nel

[1] Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

bullone per effetto del serraggio non superi il valore $N_b = 0.80\ f_{kN}\ A_{res}$ e la coppia di serraggio T_c non superi il valore $T_c = \chi\ d\ N_b$, con χ=0.20. In definitiva il valore massimo della coppia di serraggio è pari a $T_c = 0.16\ d\ f_{kN}\ A_{res}$.
L'Eurocodice-3 rinviare in genere ad altre norme più specifiche; nelle indicazioni relative a collegamenti ad attrito indica però come valore della forza di precarico $F_{p.Cd} = 0.7\ f_{ub}\ A_{res}$.

12.5. Diametro dei fori

Il diametro d_0 dei fori è importante poiché condiziona sia la facilità di montaggio della struttura che la sua deformazione. Un certo gioco foro-bullone è indispensabile in fase di montaggio; esso però deve essere quanto più piccolo possibile per evitare che a causa dello scorrimento del bullone nel foro la struttura superi i limiti di deformabilità. I limiti imposti dalla normativa italiana (D.M. 9/1/96, punto 7.3.2; CNR 10011-86, punto 5.3.2) ed europea (punto 7.5.2) sono leggermente diversi, come mostrato nella seguente tabella.

Tabella 5 - Tolleranze del gioco foro-bullone (mm)

diametro bullone	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Norma italiana	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1.5	1.5
Eurocodice 3	1	1	2	2	2	2	2	3	3

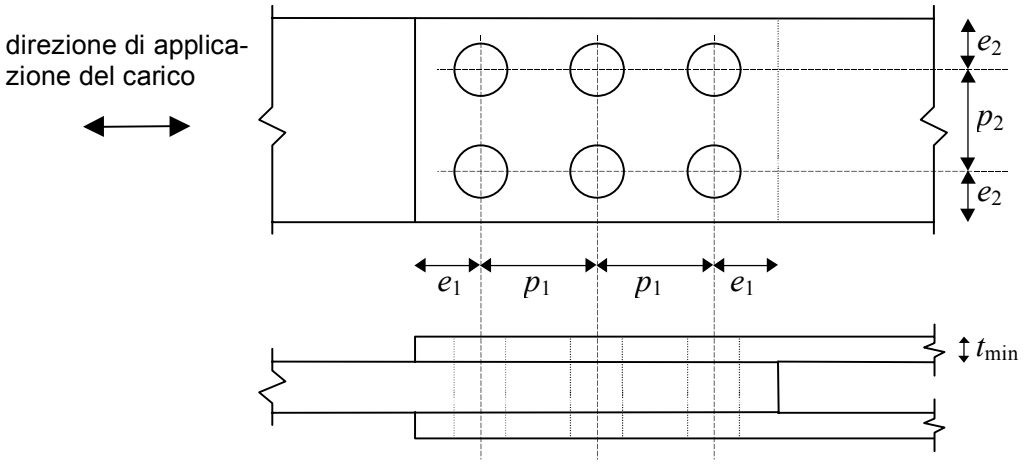
La istruzioni CNR 10011-86 consentono tolleranze maggiori rispetto ai valori sopra indicati (1.5 mm se $d \le 24$ mm; 2 mm se $d > 24$ mm) purché si verifichi che gli assestamenti sotto carico non portino al superamento dei limiti agli spostamenti imposti in condizioni di servizio.
L'Eurocodice 3 consente una tolleranza di 2 mm anche per bulloni M12 ed M14 purché vengano applicati degli ulteriori coefficienti di sicurezza in fase di verifica.
Quando si vogliono limitare al massimo le deformazioni indotte dallo scorrimento del bullone nel foro si adottano fori di diametro molto più prossimo a quello del bullone (fori calibrati, o di precisione) aventi, secondo le norme italiane, un gioco d_0-d non superiore a 0.3 mm (l'Eurocodice 3 rinvia ad ulteriori norme di riferimento).
Nei collegamenti ad attrito è possibile adottare fori maggiorati od asolati, con tolleranza maggiori.

12.6. Distanza tra i fori e distanza dei fori dal bordo

In generale il progettista tende a ridurre al minimo la distanza tra i fori (o dei fori dal bordo) per minimizzare le dimensioni degli elementi di collegamento. Una distanza troppo bassa comporta però due effetti negativi:

- indebolimento della sezione (problema affrontato nell'effettuare la verifica di resistenza della sezione);
- eccessive tensioni localizzate: l'azione trasmessa dal bullone alla lamiera provoca tensioni molto elevate, superiori a quella di snervamento ma sopportate grazie al contenimento locale delle parti circostanti (vedi verifica a rifollamento); la zona in cui le tensioni sono molto elevate non è molto estesa, ma occorre evitare che si sovrapponga a zone ugualmente sollecitate per effetto di altri contatti bullone-lamiera o che raggiunga il bordo della lamiera.

Valori minimi orientativi per la distanza p tra i fori e per la distanza e dei fori dal bordo sono rispettivamente 3 d e 1.5 d. Valori più precisi sono fissati dalla normativa, distinguendo tra direzione parallela o perpendicolare a quella di applicazione del carico e con piccole differenze tra la normativa italiana e quella europea.



Interasse tra i fori e distanza dei fori dal bordo

Tabella 6 - Valori minimi dell'interasse tra i fori e della distanza dei fori dal bordo

	p_1	p_2	e_1	e_2
Precedente norma italiana	3 d	3 d	1.5 d	1.5 d
NTC08 e Eurocodice 3	2.2 d_0	2.4 d_0 (1)	1.2 d_0	1.2 d_0 (1)
(1) adottando il valore minimo 2.4 d_0 e 1.2 d_0 si riduce la resistenza a rifollamento				

Anche se la tendenza è in genere quella di ridurre al minimo l'interasse tra i fori, vi possono essere circostanza nelle quali si utilizzano distanze maggiori. In tali casi occorre tenere presente che vi sono dei limiti pure alla distanza massima: le lamiere unite dai bulloni possono infatti essere non perfettamente dritte, o possono imbozzarsi - se compresse - per effetto dell'instabilità, e ciò può consentire l'infiltrazione di acqua con conseguente corrosione. La normativa pone quindi dei limiti massimi, riportati in tabella.

Tabella 7 - Valori massimi dell'interasse tra i fori e della distanza dei fori dal bordo

		Norma italiana	Eurocodice-3
p_1	per elementi tesi	25 t_{min}	(1) (2) il minore tra 28 t_{min} e 400 mm
	per elementi compressi	15 t_{min}	(2) il minore tra 14 t_{min} e 200 mm
p_2	per elementi tesi	25 t_{min}	(2) il minore tra 14 t_{min} e 200 mm
	per elementi compressi	15 t_{min}	(2) il minore tra 14 t_{min} e 200 mm
e_1 e_2	normalmente	6 t_{min}	4 t_{min} + 40 mm
	se il bordo è irrigidito	9 t_{min}	
	se l'elemento non è esposto alle intemperie	12 t_{min}	il maggiore tra 12 t_{min} e 150 mm
(1) solo se disposti in una fila interna (altrimenti vale lo stesso limite che per elementi compressi) (2) se l'elemento non è esposto alle intemperie il limite è incrementato per 1.5			

12.7. Categorie di collegamenti bullonati

I collegamenti bullonati possono essere sollecitati:
- a taglio; in questo caso l'azione può essere affidata:
  - alla resistenza a taglio dei bulloni (e a rifollamento della lamiera);
  - all'attrito, per le azioni di servizio, e alla resistenza a taglio dei bulloni (e a rifollamento della lamiera), per lo stato limite ultimo;
  - all'attrito anche per lo stato limite ultimo;
- a trazione; in questo caso occorre verificare sia la resistenza a trazione del bullone (tenendo conto dell'eventuale incremento di sollecitazione per effetto leva) che la resistenza a punzonamento della lamiera;
- a una combinazione delle due caratteristiche di sollecitazione.

In tutti i collegamenti ad attrito e in quei collegamenti a taglio in cui la resistenza a taglio è minore della resistenza a rifollamento occorre distribuire le azioni interne con un modello di comportamento elastico (quindi, in caso di coppie, in misura proporzionale alla distanza dal centro di rotazione). In tutti gli altri casi, si può effettuare una distribuzione dell'azione tra i singoli bulloni con un modello di comportamento plastico, cioè ipotizzando una qualunque distribuzione equilibrata, purché basata su deformazioni fisicamente possibili.

Nella verifica dei collegamenti bullonati, con bulloni che lavorano a taglio o trazione, si userà il coefficiente di sicurezza parziale γ_{Mb}=1.35. Nei collegamenti ad attrito si useranno i valori $\gamma_{Ms.ult}$=1.25 e $\gamma_{Ms.ser}$=1.25 per fori normali e $\gamma_{Ms.ult}$=1.50 per fori asolati.

12.8. Unioni a taglio

La resistenza è pari al minore tra la resistenza a taglio dei bulloni $F_{v.Rd}$ e la resistenza a rifollamento della lamiera $F_{b.Rd}$. Quando la resistenza a rifollamento è minore della resistenza a taglio è possibile effettuare una distribuzione delle azioni interne tra i bulloni con un modello "plastico", cioè pensando esclusivamente a garantire l'equilibrio.

Resistenza a taglio dei bulloni

Poiché il bullone è un elemento tozzo, nel valutarne la resistenza a taglio non si può applicare il criterio di resistenza di Hencky-Von Mises, valido per le travi, che porterebbe a $\sigma_{id} = \tau\sqrt{3}$ e quindi a $\bar{\tau} = \bar{\sigma}/\sqrt{3}$.

Per la normativa italiana, la resistenza a taglio del bullone è valutata ponendo come limite per la tensione τ il valore $f_{d,V} = f_{k,N}/\sqrt{2}$. Il massimo taglio sopportabile è quindi $A\, f_{k,N}/\sqrt{2}$, dove A è l'area resistente o quella nominale, a seconda che la sezione del gambo soggetta a taglio sia o no filettata.

Per l'Eurocodice 3, la resistenza a taglio vale:

$F_{V.Rd} = \dfrac{0.6\, f_{ub}\, A}{\gamma_{M2}}$ se il piano di taglio non attraversa la filettatura

$F_{V.Rd} = \dfrac{0.6\, f_{ub}\, A_{res}}{\gamma_{M2}}$ per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8, se il piano di taglio attraversa la filettatura

$F_{V.Rd} = \dfrac{0.5\, f_{ub}\, A_{res}}{\gamma_{M2}}$ per bulloni di classe 4.8, 5.8 e 10.9, se il piano di taglio attraversa la filettatura

Per bulloni M12 e M14 è possibile usare un gioco foro-bullone di 2 mm purché si riduca del 15% la resistenza a taglio per bulloni di classe 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9 e la resistenza a taglio non sia minore di quella a rifollamento.

Resistenza a rifollamento della lamiera

Se il comportamento del collegamento bullonato fosse perfettamente elastico, senza alcuna deformazione plastica, il contatto tra bullone e lamiera avverrebbe lungo una linea e le tensioni di contatto sarebbero infinite. Nella realtà si ha ovviamente una plasticizzazione della lamiera, che consente un contatto attraverso una superficie più ampia. Le tensioni rimangono comunque molto elevate per una certa zona e si riducono man mano che ci si allontana dalla sezione di contatto. La tensione massima viene convenzionalmente valutata come rapporto tra la forza trasmessa ed un'area pari al prodotto di spessore t della lamiera per diametro d del bullone. Questa tensione può essere notevolmente maggiore della tensione di snervamento, grazie al contenimento laterale della lamiera non plasticizzata. Il limite massimo è condizionato dalla distanza tra i fori e soprattutto dalla distanza del foro dal bordo.

Per la normativa italiana, la resistenza a rifollamento è pari a αf_d, essendo f_d la resistenza di progetto della lamiera ed α un coefficiente pari a e_1/d e comunque non maggiore di 2.5. Operando conformemente allo stato limite elastico, la resistenza a rifollamento è quindi pari a $\alpha f_y d t$.

Per l'Eurocodice 3 la resistenza a rifollamento vale:

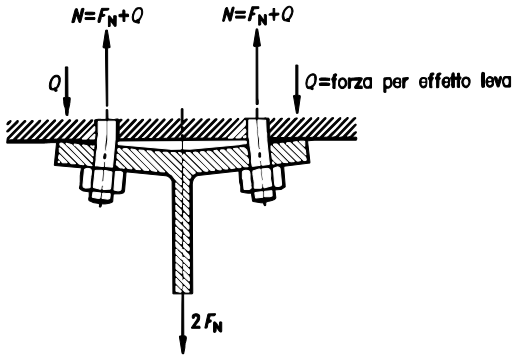
$$F_{b.Rd} = \frac{k \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}}$$ dove

α è il minore tra $\frac{e_1}{3 d_0}$ $\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25$ $\frac{f_{ub}}{f_u}$ 1

k è il minore tra $\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7$ $\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7$ 2.5

12.9. Unioni a trazione

Nel verificare una unione a trazione, la forza di progetto dovrà tenere conto dell'eventuale azione dovuta all'effetto leva. La resistenza è pari al minore tra la resistenza a trazione dei bulloni $F_{t.Rd}$ e la resistenza a punzonamento della testa del bullone e del dado $B_{p.Rd}$.



Forza per effetto leva

Resistenza a trazione dei bulloni

A causa del serraggio, i bulloni sono soggetti a una rilevante forza di trazione ($0.80 f_{kN} A_{res}$ per la norma italiana). A differenza di quanto potrebbe sembrare a prima vista, ciò non penalizza la resistenza a trazione del complesso bullone-piatto. Infatti quando si applica un'azione di trazione questa si ripartisce tra bullone e piatto, inducendo sostanzialmente una decompressione del piatto e solo in minima parte (all'incirca nel rapporto 1 a 10) un incremento di trazione nel bullone. Solo quando il piatto è completamente decompresso (per un'azione di circa $0.80 f_{kN} A_{res}$) l'ulteriore azione di trazione va a sollecitare solo il bullone.

Per la normativa italiana, la resistenza a trazione è quindi pari a $f_{dN}\,A_{res}$ (con $f_{dN}=f_{kN}$) ma tale valore deve essere ridotto del 25% se non si tiene conto espressamente dell'effetto leva e di eventuali flessioni parassite nei bulloni.

Per l'Eurocodice 3 , la resistenza a trazione vale:

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9\, f_{ub}\, A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Resistenza a punzonamento

La normativa italiana non fornisce indicazioni specifiche per la verifica a punzonamento. L'Eurocodice 3 valuta la resistenza a punzonamento della testa del bullone e del dado mediante la seguente relazione:

$$B_{p.Rd} = \frac{0.6\,\pi\, d_m\, t_p\, f_u}{\gamma_{M2}}$$

nella quale

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

d_m è (ritengo) il diametro di una circonferenza iscritta nella testa o nel dado (l'Eurocodice 3 dice che è "il valore minore fra il valore medio della distanza misurata tra i punti e fra le superfici piane della testa del bullone oppure del dado");

f_u è la resistenza ultima del piatto.

12.10. Resistenza in presenza di taglio e trazione

La normativa italiana prescrive che si abbia

$$\left(\frac{\tau_b}{f_{d,V}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{f_{d,N}}\right)^2 \le 1$$

dove

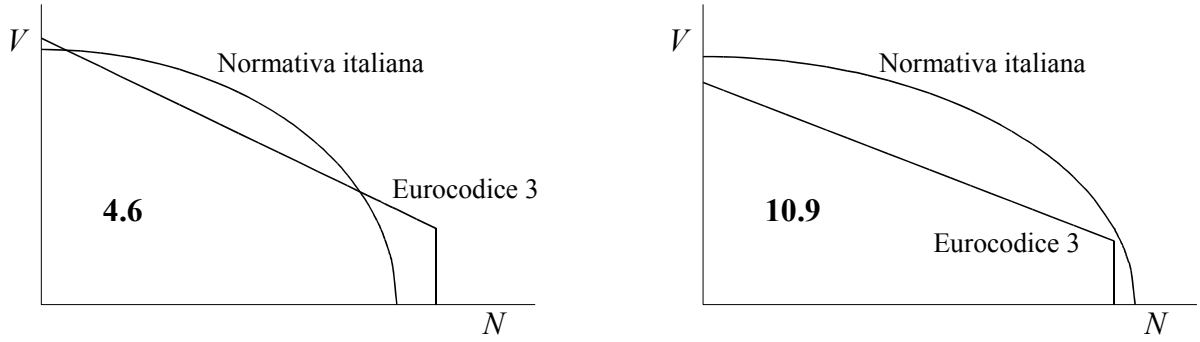
$\tau_b = \frac{V}{A}$ è la tensione tangenziale media agente sul bullone;

$\sigma_b = \frac{N}{A}$ è la tensione normale media agente sul bullone;

$f_{d,V}$ e $f_{d,N}$ sono le resistenze di progetto a taglio e a trazione definite in precedenza.

Per l'Eurocodice 3, deve essere invece:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4\, F_{t.Rd}} \le 1$$



Domini di resistenza a taglio e trazione per bulloni di classe 4.6 e 10.9

12.11. Unioni ad attrito

La forza trasmissibile per attrito è direttamente proporzionale alla forza di compressione N_b che unisce i piatti, generata dal serraggio dei bulloni. Per tale motivo si usano sempre bulloni ad alta resistenza che consentono di avere un forte valore di N_b (forza di precarico).

Per la normativa italiana la resistenza ad attrito F_f vale

$$F_f = \frac{1}{\nu_f} \mu \, N_b$$

essendo

ν_f un coefficiente di sicurezza nei riguardi dello slittamento, da assumersi pari a 1.25 per le verifiche agli stati limite di esercizio e 1.00 per le verifiche agli stati limite ultimi;

μ il coefficiente di attrito, da assumersi pari a 0.45 per superfici trattate (sabbiatura al metallo bianco) e 0.30 per superfici non particolarmente trattate (semplice pulizia meccanica con eliminazione della ruggine e di impurità) e comunque nelle giunzioni effettuate in opera.

Per l'Eurocodice 3, la resistenza a scorrimento è valutata con

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \, \mu}{\gamma_{M3}} F_{p.Cd}$$

con

k_s = 1, 0.85 e 0.7 rispettivamente per gioco foro-bullone normale, per fori maggiorati e per fori ad asola lunga;

μ =0.50, 0.40, 0.30, 0.20 in funzione del tipo di trattamento di pulizia superficiale (0.45 e 0.30 per le NTC08);

$F_{p.Cd}$ $= 0.7 f_{ub} A_{res}$ forza di precarico

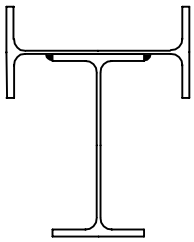
Indice

1. Riferimenti bibliografici 1
Normativa italiana 1
Normativa europea 1
2. Metodi di verifica e normativa di riferimento per strutture in acciaio 2
3. L'acciaio per carpenteria metallica 2
3. 1. Composizione chimica e caratteristiche meccaniche 2
3.2. Prove sull'acciaio 3
Prova di trazione 3
Prova di resilienza 4
Prova di piegamento 5
Prova di compressione globale (stub column test) 5
Prova di durezza 6
Prova a fatica 6
3.3. Acciai da carpenteria metallica 7
3.4. Tipologie degli elementi in acciaio 10
Elementi laminati a caldo 10
Profilati 10
Larghi piatti e lamiere 11
Elementi sagomati a freddo 12
4. Le imperfezioni 13
4.1. Imperfezioni di tipo meccanico 13
Profili laminati a caldo - tensioni residue 13
Profili laminati a caldo - caratteristiche meccaniche 15
Profili a composizione saldata - tensioni residue 15
Profili formati a freddo - tensioni residue 15
Profili formati a freddo - caratteristiche meccaniche 16
4.2. Considerazioni sull'importanza delle imperfezioni meccaniche 16
4.3. Imperfezioni geometriche 17
Imperfezioni geometriche della sezione trasversale 17
Imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta 18
4.4. Considerazioni sull'importanza delle imperfezioni geometriche 18
5. Confronto tra elementi strutturali in cemento armato e in acciaio 19
Modalità costruttive 19
Deformabilità 19
Instabilità 19
Sensibilità a schemi di carico 20
Strutture di grande luce o in zona sismica 20
Comportamento a trazione e a compressione 20
6. Stati limite di servizio 21
6.1. Controllo degli spostamenti Eurocodice 3, punto 4.2 21
Spostamenti verticali 21
Spostamenti orizzontali 22
6.2. Controllo delle vibrazioni Eurocodice 3, punto 4.3 22
7. Verifica e progetto di sezioni in acciaio – metodo delle tensioni ammissibili 23
7.1. Trazione 23
7.2. Flessione semplice 23
7.3. Flessione composta 24
7.4. Taglio 24

8. Verifica e progetto di sezioni in acciaio – metodo degli stati limite 25
8.1. Trazione 25
8.2. Flessione semplice 26
8.3. Flessione composta 27
8.4. Taglio 27
9. Verifica di aste compresse 27
10. I collegamenti – considerazioni generali 29
11. Unioni saldate 29
11.1. Procedimenti di saldatura 29
Procedimenti manuali 30
11.2. Difetti di saldatura 30
11.3. Controlli delle saldature 32
11.4. Classificazione delle unioni saldate 32
11.5. Giunti a completa penetrazione 33
11.6. Giunti a cordone d'angolo 34
Definizioni 34
Dominio di resistenza 36
Normative straniere 38
Normativa italiana 38
Eurocodice 3 40
12. Unioni bullonate 40
12.1. Riferimenti di normativa 40
12.2. I bulloni 41
12.3. Classe di resistenza dei bulloni 42
12.4. Serraggio 43
12.5. Diametro dei fori 44
12.6. Distanza tra i fori e distanza dei fori dal bordo 44
12.7. Categorie di collegamenti bullonati 46
12.8. Unioni a taglio 46
Resistenza a taglio dei bulloni 46
Resistenza a rifollamento della lamiera 47
12.9. Unioni a trazione 47
Resistenza a trazione dei bulloni 47
Resistenza a punzonamento 48
12.10. Resistenza in presenza di taglio e trazione 48
12.11. Unioni ad attrito 49
Indice 50

Esempio progettuale (compito del 16/3/05)

Per un tuo progetto, hai deciso di utilizzare aste ottenute saldando tra loro due profilati IPE, come mostrato in figura. La sezione composta, così ottenuta, deve essere considerata quindi come un'unica sezione, con caratteristiche che si possono ricavare a partire da quelle del singolo profilato.



coppia di profili
IPE 240

acciaio Fe 430

a) Determina il massimo sforzo normale di trazione che può essere portato dall'asta.

b) Determina il massimo momento flettente che può essere portato dall'asta.

c) Determina il massimo taglio che può essere portato dall'asta.

d) Se l'asta è lunga 3.00 m, incastrata ad un estremo e libera all'altro, determina il massimo sforzo normale di compressione che può essere portato dall'asta.

e) L'asta, soggetta ad un momento flettente M = 60 kNm (oltre ad un taglio non precisato), deve essere saldata ad una flangia. Progetta il collegamento saldato.

Nota: momento flettente e taglio sono riferiti al piano di simmetria della sezione composta.

Compito svolto

a) Determina il massimo sforzo normale di trazione che può essere portato dall'asta.

Lo sforzo normale resistente è fornito dall'espressione

$$N_{Rd} = A\frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nel caso in esame, l'area della sezione è pari alla somma dell'area dei due profilati saldati tra loro e vale quindi

$$A = 2 \times 3912 = 7824 \text{ mm}^2$$

e la tensione di snervamento è $f_y = 275$ MPa

Si ha pertanto

$$N_{Rd} = 7824 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-3} = 2049 \text{ kN}$$

b) Determina il massimo momento flettente che può essere portato dall'asta.

Il momento flettente resistente è fornito dall'espressione

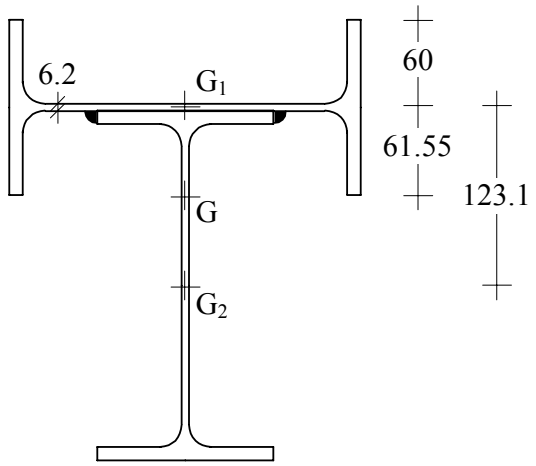
$$M_{Rd} = W_{pl}\frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove W_{pl} è il doppio del momento statico S_m di metà sezione, calcolato rispetto ad un asse baricentrico.

Occorre quindi:
- Individuare il baricentro della sezione composta.
- Individuare la posizione della retta che divide la sezione in due parti di area uguale.
- Calcolare il momento statico di una di queste due parti rispetto all'asse baricentrico.

Baricentro della sezione composta

Poiché i profili sono uguali, il baricentro della sezione composta si trova esattamente a metà tra i baricentri dei singoli profili. Le posizioni sono indicate nella figura a fianco, tenendo conto anche dello spessore dell'anima del profilo (con il pedice 1 ho indicato il profilo superiore, col pedice 2 quello inferiore).
Si ricorda che i profilati IPE 240 hanno altezza h=240 mm e larghezza b=120 mm.

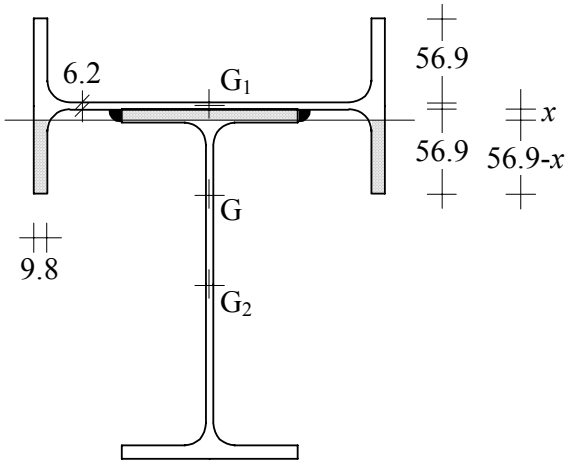


Retta che divide la sezione in parti uguali

Come si vede dalla figura, la retta che divide la sezione ascia al di sopra una parte dell'ala superiore del profilo 2 e al di sotto una parte delle due ali del profilo 1 (parti evidenziate). Le due aree si devono bilanciare, cioè deve essere (trascurando l'influenza del raccordo circolare)

$$2 \times 9.8 \times (56.9 - x) = 120\, x$$

Da questa si ricava $x = 7.99$ mm



Momento statico della metà superiore rispetto all'asse baricentrico

Si può calcolare come:
- momento statico dell'intero profilo 1 (S_1)
- meno il momento statico dei due pezzi di ala del profilo 1 da togliere (S_2)
- più il momento statico del pezzo di ala del profilo 2 da aggiungere (S_3)

Quindi

$$S_1 = 3912 \times 61.55 = 240784 \text{ mm}^3$$

$$S_2 = 2 \times 9.8 \times 48.91 \times \left(58.45 - 7.99 - \frac{48.91}{2} \right) = 24929 \text{ mm}^3$$

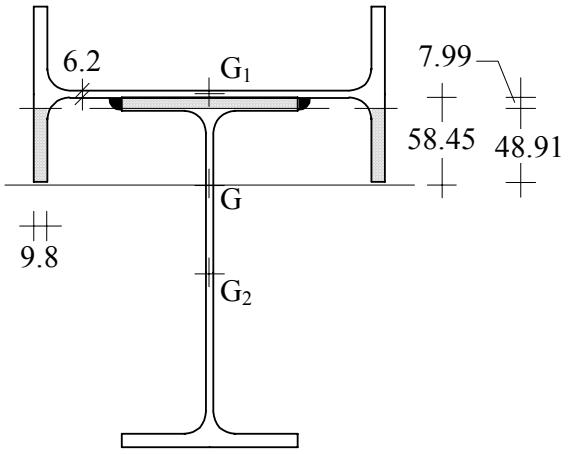
$$S_3 = 120 \times 7.99 \times \left(58.45 - \frac{7.99}{2} \right) = 52211 \text{ mm}^3$$

$$S_m = 240784 - 24929 + 52211 = 268066 \text{ mm}^3$$

Si ha quindi

$$W_{pl} = 2\, S_m = 2 \times 268066 = 536132 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = 536132 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-6} = 140.4 \text{ kNm}$$



c) Determina il massimo taglio che può essere portato dall'asta.

Il taglio resistente è fornito dall'espressione

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area a taglio, cioè sostanzialmente l'area dell'anima (cioè di quella parte della sezione che è parallela alla forza di taglio). Nel caso in esame, la parte di sezione che resiste a taglio è l'anima del profilato 2 (A_{v2}) e le ali del profilato 1 (A_{v1}).

L'area A_v può essere calcolata in vari modi, con minore o maggiore approssimazione.

La via più semplice per conteggiare il contributo dell'anima è valutarlo come

$$A_{v2} = 1.04\, h\, t_w = 1.04 \times 240 \times 6.2 = 1548 \text{ mm}^2$$

Oppure lo si può valutare come

$$A_{v2} = A - 2\, b\, t_f + (t_w + 2\, r)\, t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9.8 + (6.2 + 2 \times 15) \times 9.8 = 1915 \text{ mm}^2$$

La via più semplice per conteggiare il contributo delle ali è valutarlo come

$$A_{v1} = 2\, b\, t_f = 2 \times 120 \times 9.8 = 2352 \text{ mm}^2$$

Mi sembra invece meno corretto usare le formule previste per sezioni saldate, perché in quel tipo di sezioni sono assenti i raccordi circolari (presenti invece in ciascuno dei due profili che compongono la sezione in esame).

Si ha quindi

$$A_v = A_{v1} + A_{v2} = 2352 + 1548 = 3900 \text{ mm}^2 \text{ oppure } 4267 \text{ mm}^2$$

Si noti anche che, dovendo valutare il contributo di un'anima e due ali, lo si poteva anche stimare immediatamente assegnandogli l'area di una intera sezione, cioè 3912 mm^2.

Usando ad esempio quest'ultimo valore, si ha

$$V_{Rd} = 3912 \frac{275 / \sqrt{3}}{1.05} \times 10^{-3} = 591.5 \text{ kN}$$

d) Se l'asta è lunga 3.00 m, incastrata ad un estremo e libera all'altro, determina il massimo sforzo normale di compressione che può essere portato dall'asta.

Lo sforzo normale resistente a compressione è fornito dall'espressione

$$N_{bRd} = \chi\, A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

nella quale il coefficiente χ dipende dalla snellezza λ dell'asta e dalla forma della sezione.

La snellezza è

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho_{\min}}$$

con l_0 lunghezza libera d'inflessione, pari a 2 l per asta incastrata ad un estremo e libera all'altro, e

$\rho_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ raggio d'inerzia minimo della sezione, legato al momento d'inerzia minimo.

Nel caso in esame, il momento d'inerzia minimo sarà quello rispetto ad un asse verticale, I_y, somma dei contributi dei due profili che costituiscono la sezione

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = I_{1,\max} + I_{2,\min} = 3892 + 284 = 4176 \text{ cm}^4 = 4176 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Per controllare che questa sia effettivamente l'inerzia minima, si può calcolare anche I_x; sfruttando i teoremi di trasporto, si ha

$$I_x = I_{x1} + A_1\, d_{G-G1}^2 + I_{x2} + A_2\, d_{G-G2}^2 = 284 + 39.12 \times 6.115^2 + 3892 + 39.12 \times 6.115^2 = 7140 \text{ cm}^4 =$$
$$= 7140 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Il raggio d'inerzia minimo è quindi $\rho_{\min} = \sqrt{\frac{4176 \times 10^4}{7824}} = 73.06$ mm

e la snellezza $\lambda = \frac{6000}{73.06} = 82.13$

La snellezza viene adimensionalizzata dividendola per il valore λ_1

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.1416 \sqrt{\frac{210000}{275}} = 86.81$$

La snellezza adimensionalizzata vale quindi

$$\overline{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{82.13}{86.81} = 0.946$$

Per valutare χ occorre anche definire la curva d'instabilità più opportuna. Per sezioni saldate che si instabilizzano rispetto all'asse di inerzia minima occorre considerare la curva c. Se si stesse facendo riferimento ad un singolo IPE si potrebbe usare la curva b, meno gravosa, ma ritengo che anche se le saldature sono limitate, perché riguardano solo l'unione tra i due IPE, sia più giusto far riferimento alla curva c.

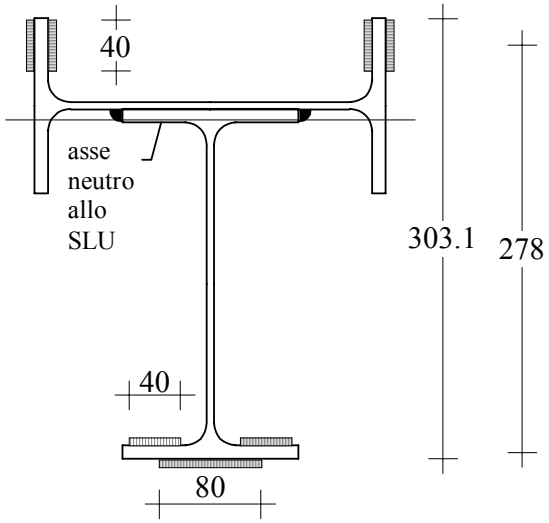
Per tale curva, e per la snellezza innanzi valutata, si ottiene (interpolando dalle tabelle o usando le formule dell'Eurocodice 3) $\chi = 0.5718$. La resistenza dell'asta a compressione è quindi

$$N_{bRd} = 0.5718 \times 7824 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-3} = 1172 \text{ kN}$$

e) L'asta, soggetta ad un momento flettente M = 60 kNm (oltre ad un taglio non precisato), deve essere saldata ad una flangia. Progetta il collegamento saldato.

Se non si effettua una saldatura tutt'intorno ai due profili (che a me sembrerebbe eccessiva) le saldature che devono sostenere il momento flettente dovrebbero essere più eccentriche possibile. Si tenga anche presente la posizione dell'asse neutro, valutata in precedenza. Io disporrei quindi cordoni di saldatura come indicato in figura (altri – non indicati – andrebbero aggiunti per il taglio). Si noti che ho scelto cordoni tali da fornire la stessa lunghezza (160 mm) sia superiormente che inferiormente.

Nota: sono ovviamente possibili altre scelte



Con la scelta fatta, il braccio *z* tra i baricentri dei cordoni superiori ed inferiori è pari a circa 278 mm.

La forza che ciascun gruppo di cordoni deve portare è quindi $F = \frac{M}{z} = \frac{60}{0.278} = 215.8$ kN

La tensione accettabile nella saldatura è $f_{vwd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = \frac{430/\sqrt{3}}{0.85 \times 1.35} = 216.3$ MPa

L'area di cordone necessaria è $A = \frac{F}{f_{vwd}} = \frac{215.8 \times 10^3}{216.3} = 998 \text{ mm}^2$

L'altezza di gola deve essere quindi $a \geq \frac{A}{l} = \frac{998}{160} = 6.2$ mm.

Si può utilizzare un cordone con *a*=7 mm, oppure usare *a*=6 mm ed aumentare un po' la lunghezza dei cordoni.