

## Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

Il materiale qui riportato è relativo al corso di Tecnica delle costruzioni 1 per la laurea magistrale in ingegneria edile-architettura. Ho tenuto questo corso per vari anni nel passato, sono poi stato sostituito da Edoardo Marino e torno ora (anno 2011/12) a tenerlo io. Ho quindi deciso di riorganizzare completamente il materiale messo a disposizione nel passato.

Una prima bozza di appunti erano stati 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 a quel materiale 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). La nuova versione è frutto di sostanziali modifiche e riorganizzazioni del testo.

*Aurelio Gherzi*

### 1. Riferimenti bibliografici

Non ho un libro da raccomandare particolarmente su questo argomento. I libri di seguito indicati possono comunque essere utili, anche se non indispensabili ai fini del superamento dell'esame.

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. Gherzi, *Il cemento armato*, Dario Flaccovio Editore, 2011.

Un libro "classico", molto completo dal punto di vista teorico (anche al di là degli argomenti trattati nel corso) ma non aggiornato è:

G. Ballio, F.M. Mazzolani, *Strutture in acciaio*, Hoepli, 1987.

Libri che affrontano gli aspetti teorici ma anche quelli applicativi, aggiornati alla attuale normativa, sono:

N. Scibilia, *Progetto di strutture in acciaio*, Dario Flaccovio Editore, 2010.

V. Nunziata, *Teoria e pratica delle strutture in acciaio*, Dario Flaccovio Editore, 2011.

Un altro libro che affronta sia gli aspetti teorici che quelli applicativi, appena un po' più vecchio, è:

G. Ballio, C. Bernuzzi, *Progettare costruzioni in acciaio*, Hoepli, 2004.

Infine, un libro interessante per le applicazioni, in particolare per la progettazione di edifici industriali (capannoni, ecc.), è:

A. Dall'Asta, R. Landolfo, W. Salvatore, *Edifici monopiano in acciaio ad uso industriale*, Dario Flaccovio Editore, 2009.

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.*

Questa norma è sinteticamente indicata nel seguito come NTC 08.

Ulteriori informazioni sono contenute nella

*Circolare 2/2/09. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*

Sono superate le normative precedenti, che rivestono solo un interesse storico:

*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:

*EN 1993. Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio.*

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

*EN 1993-1-1. Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici (anno 2004).*

*EN 1993-1-3. Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-3: Regole generali e regole aggiuntive per elementi piegati a freddo e lamiera (anno 2006).*

*EN 1993-1-5. Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra (anno 2006).*

*EN 1993-1-8. 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 che forniscono soprattutto i valori da utilizzare per alcuni coefficienti che intervengono nelle formulazioni di normativa (al momento le Appendici Nazionali sono state approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ma non ancora pubblicate su Gazzetta Ufficiale).

## 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. 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.

Per chi può essere interessato, lascio un breve commento relativo a come le normative precedenti affrontavano le verifiche agli stati limite.

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 – nell'ambito degli stati limite – 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 al 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 ( $\gamma_g$  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 era  $\gamma_m = 1$ ), con un modello di calcolo e di verifica lineare. Col D.M. 9/1/96 questa coincidenza era diventata non più perfetta, perché si aveva  $\gamma_g = 1.4$  e  $\gamma_q = 1.5$ , ma la sostanza non era cambiata.

Lo stato limite di collasso plastico faceva invece riferimento alla completa plasticizzazione delle sezioni (valutata riducendo la soglia di snervamento con  $\gamma_m = 1.12$ ) e consentiva di usare un'analisi non lineare fino a giungere alla trasformazione della struttura, o di una sua parte, in un meccanismo. L'impostazione era 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 era addirittura maggiore dell'importanza data ad essa dall'Eurocodice 3.

La presenza di questa duplice possibilità era ulteriormente complicata dal rinvio che la norma italiana faceva 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 ho sempre ritenuto 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 che erano state introdotte col decreto di applicazione nazionale (NAD) italiano, cioè la sezione III del D.M. 9/1/96. In particolare, esso ritoccava i valori incasellati dei coefficienti parziali di sicurezza del materiale ma comportava anche altre aggiunte e variazioni, soprattutto per quanto riguarda le saldature (ad esempio, per le saldature di testa reintroduceva la distinzione tra giunti di prima e seconda classe, presente nella norma italiana ma assente nella versione originaria dell'Eurocodice 3).

## 3. L'acciaio per carpenteria metallica

### 3.1. Composizione chimica e caratteristiche meccaniche

L'acciaio è una lega ferro-carbonio. Le sue proprietà, ed in particolare la resistenza e la duttilità, sono fortemente condizionate dalla quantità di carbonio presente nella lega. In sostanza, la prima cresce e la seconda diminuisce all'aumentare del contenuto in carbonio.

In presenza di contenuto in carbonio superiore al 2% circa si parla di *ghisa*, che è un materiale con proprietà completamente diverse (in particolare, resistenza a trazione molto modesta rispetto alla resistenza a compressione). Si parla invece di *ferro* quando la percentuale di carbonio tende a zero, ma più propriamente si dovrebbe parlare sempre di acciaio, usando il termine acciaio *extradolce* per indicare percentuali di carbonio inferiori allo 0.15%.

I più comuni acciai per carpenteria metallica hanno un contenuto in carbonio molto basso, all'incirca da 0.15% a 0.3% e vengono denominati acciaio *semidolci* o *dolci*. Sono quindi notevolmente duttili.

Negli acciai sono contenute piccole quantità di elementi, come il fosforo e lo zolfo, che sono da considerare impurità inevitabili ma che non devono superare limiti prefissati. Sono inoltre contenute piccole quantità di manganese e silicio, che favoriscono la saldabilità, e di altri elementi. Si parla pertanto anche di *valore equivalente del carbonio (CEV)* che è fornito dall'espressione

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{15} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

Una caratteristica fondamentale per l'acciaio è la sua saldabilità dell'acciaio. A tal fine è importante il grado di disossidazione. Infatti 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*).

Un'altra caratteristica importante dell'acciaio è la tenacità, cioè la sua capacità di evitare rottura fragile alle basse temperature. Per garantire una adeguata tenacità occorre imporre limiti alla resilienza, legati anche alla temperatura a cui è svolta tale prova.

La normativa regola la quantità degli elementi presenti nell'acciaio. Precisi limiti alla composizione chimica dell'acciaio dei prodotti laminati a caldo sono contenuti nelle norme europee EN 10025. Analoghe indicazioni per i profilati cavi finiti a caldo e per i profilati cavi formati a freddo e saldati si trovano rispettivamente nella EN 10210 e nella EN 10219. Le caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento (bulloni) sono invece fornite dalle EN 898. Norme sulla esecuzione delle strutture in acciaio sono fornite dalla EN 1090. La normativa italiana (NTC 08, punto 11.3.4) richiama espressamente le norme europee innanzi citate e riepiloga sinteticamente le caratteristiche principali degli acciai.

### 3.2. Prove sull'acciaio

Le prove di laboratorio che più frequentemente si effettuano sugli acciai da carpenteria metallica sono:

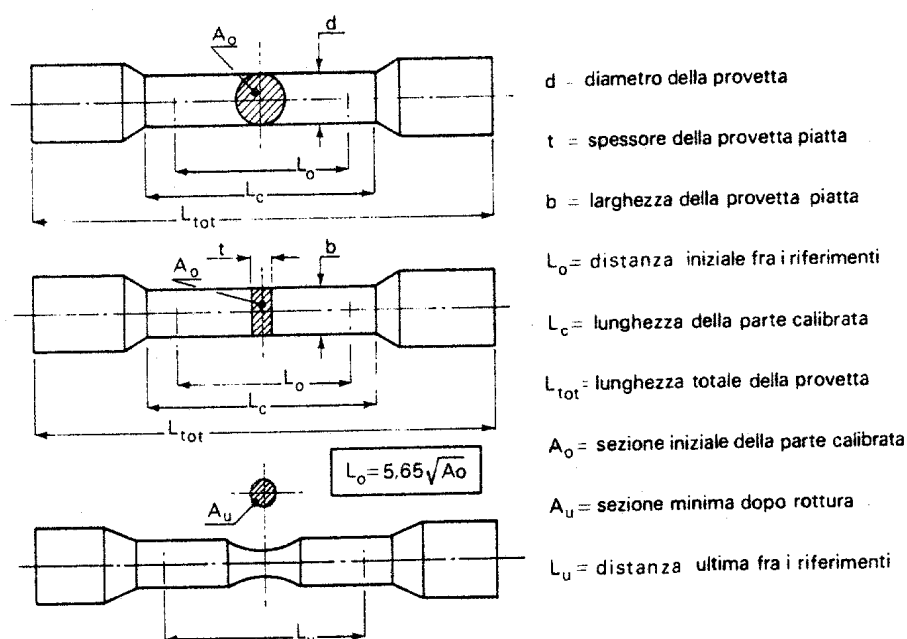
- prova di trazione;
- prova di resilienza;
- prova di piegamento.

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  $\sigma$ - $\epsilon$ .



### Caratteristiche geometriche del provino<sup>1</sup>

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  $\epsilon_y$ ; la deformazione in cui inizia l'incrudimento  $\epsilon_h$  (che è circa 12-15 volte  $\epsilon_y$ ); a tensione di rottura a trazione  $f_u$  (il massimo raggiunto nella prova) e la corrispondente deformazione  $\epsilon_u$ ; la deformazione a rottura.  $\epsilon_t$ .

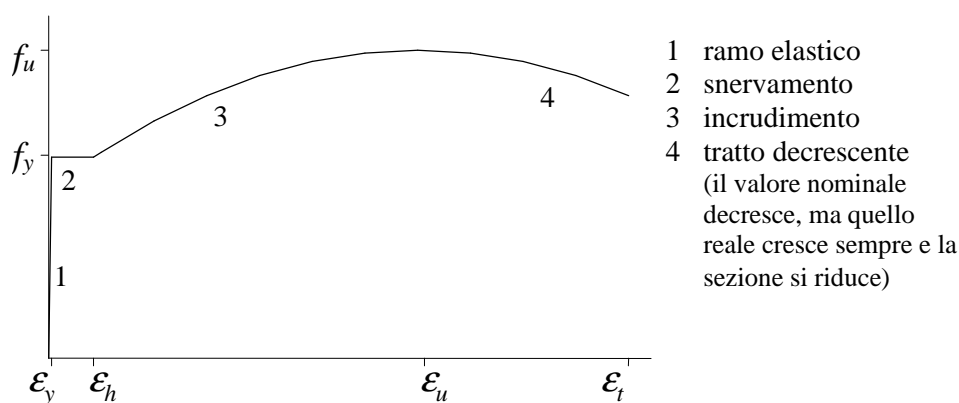


diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

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.

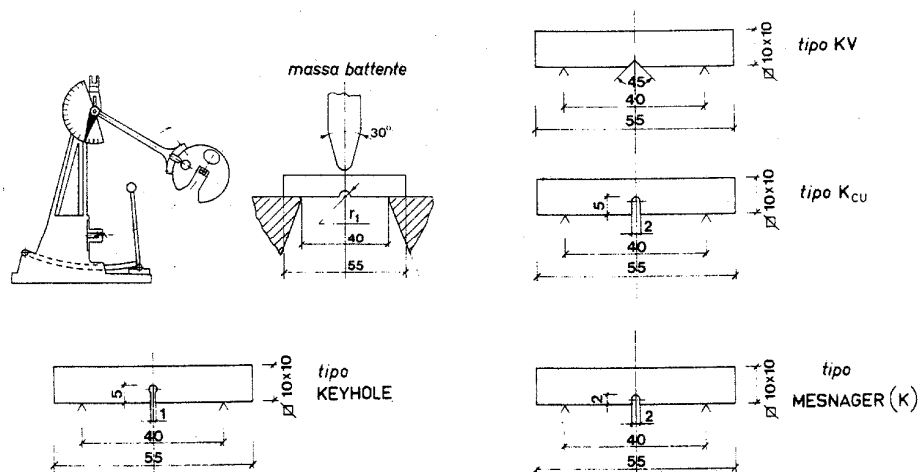
Nota 2: In caso di prova ciclica si ha uno scarico e ricarico elastico, ma all'inversione del carico l'andamento diventa curvilineo (effetto Bauschinger)

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

## 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<sup>1</sup>

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.

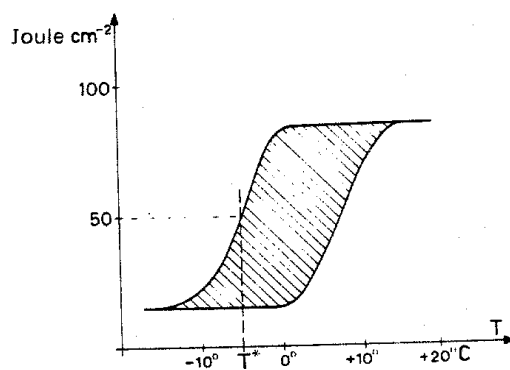


grafico resilienza-temperatura<sup>1</sup>

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<sup>2</sup>.

## Prova di piegamento

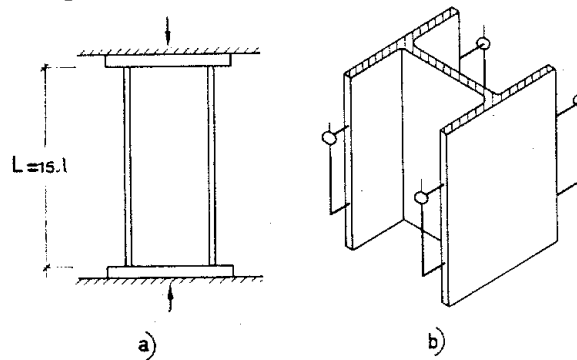
Consiste nel sottoporre il provino ad una deformazione plastica per flessione, piegandolo a un angolo  $\alpha$  pari a 90° o più frequentemente 180°. Essa consente di accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi. La prova di piegamento fornisce inoltre, 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.

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

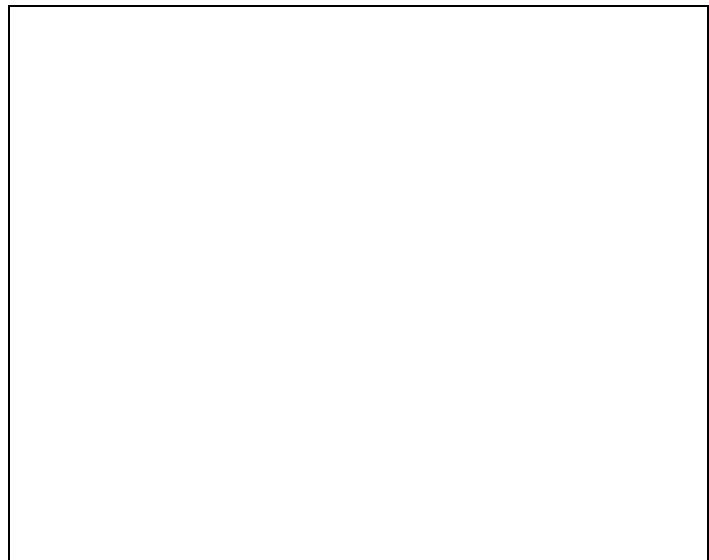
### Prova di compressione globale (stub column test)

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



stub column test<sup>1</sup>

La prova di compressione globale evidenzia una tensione limite media di proporzionalità  $\sigma_m$  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<sup>1</sup>

### 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, Vickers, Rockwell) che si differenziano tra di loro per la forma del penetratore.

La durezza Brinell è data da:

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

$d$  diametro della sfera

$d_0$  diametro dell'impronta

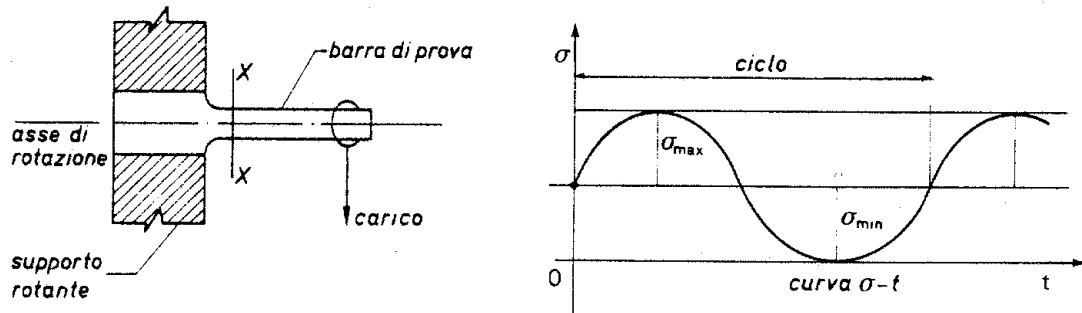
I valori della durezza Brinell rappresentano la resistenza superficiale alla penetrazione e sono anche grossolanamente proporzionali al valore di resistenza meccanica.

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

## 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

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.

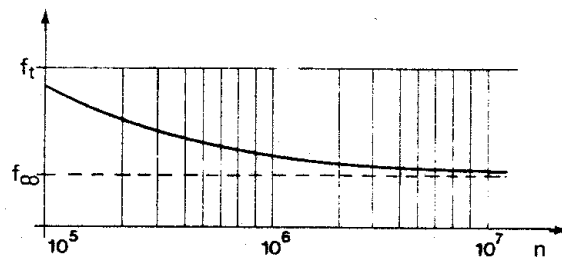
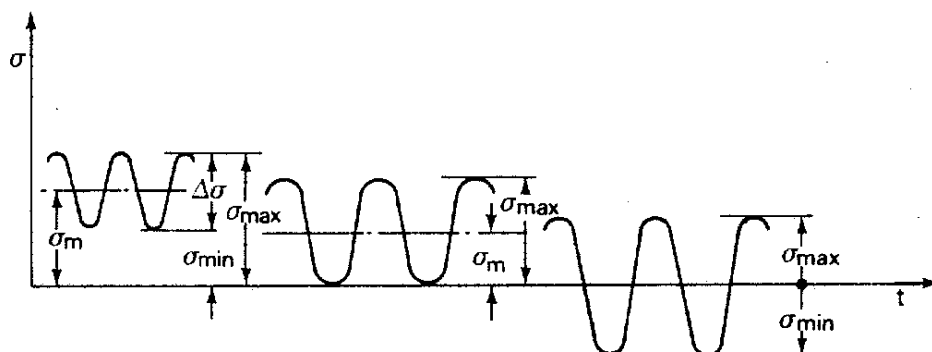


diagramma tensione-numero di cicli<sup>1</sup>

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<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio



### 3.3. Acciai da carpenteria metallica

I criteri generali per la definizione delle sigle con le quali sono identificati i differenti tipi di acciaio sono forniti dalle EN 10027. Nel caso di acciaio per carpenteria metallica, la sigla è individuata dalla lettera S seguita da tre cifre, che indicano la tensione di snervamento. Ad essa può seguire una ulteriore coppia di caratteri che indicano la resilienza:

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

Fe 360              Fe 410              Fe 530

nelle quali il numero che compare indica la tensione di rottura (in N mm<sup>-2</sup>). 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<sup>-2</sup>).

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)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
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

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

– 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 <sup>2</sup> ]		(2) ≥ 340 ≤ 470	(3) ≥ 410 ≤ 560	(4) ≥ 490 ≤ 630
$f_y$	$R_e$	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]		(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
$\epsilon_t$	$A_{min}$	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.

<sup>1</sup> 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%.

- (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<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.
- (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<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>.
- (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<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>.
- (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.

– 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 <sup>2</sup> ]		≥ 360	≥ 430	≥ 510
$f_y$	$R_e$	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]		(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
$\epsilon_t$	$A_{min}$	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<sup>2</sup>.
- (3) Per spessori fino a 16 mm;  
per spessori oltre 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 35 mm e fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.

In commercio sono presenti altri tipi di acciaio ad alto limite elastico (EX-TEN, T1 e NICUA-GE, tutti con  $f_y=650$  N/mm<sup>2</sup>).

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	$\bar{\sigma}_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
	$t \leq 40$ 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:

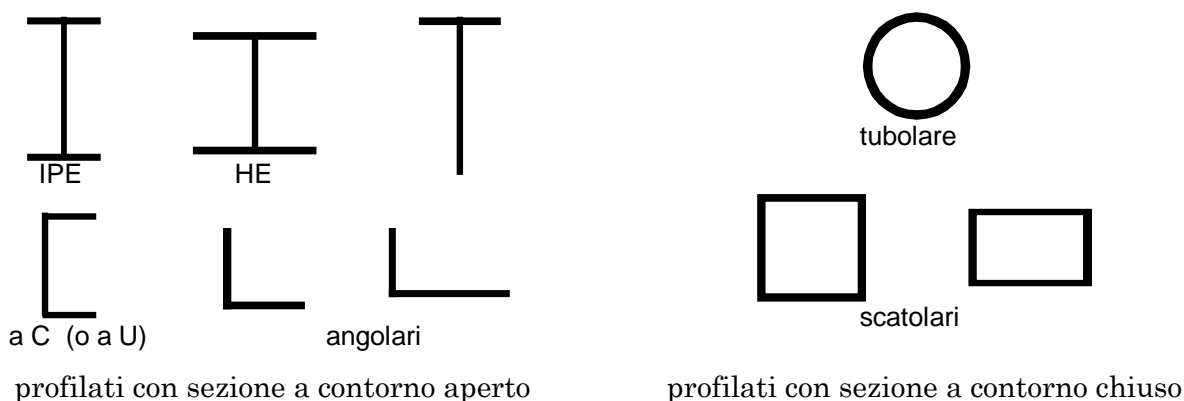
- elementi laminati a caldo;
  - profilati, lamiera (lamierini, con  $t < 1$  mm; lamiera sottili, con  $1 \text{ mm} \leq t \leq 4$  mm; ecc.), larghi piatti, barre;
- elementi sagomati a freddo:
  - lamiera grecate, profili sottili.

#### Elementi laminati a caldo

Profilati: aste di acciaio aventi sezioni particolari a contorno aperto o cavo;  
 lamiera: 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

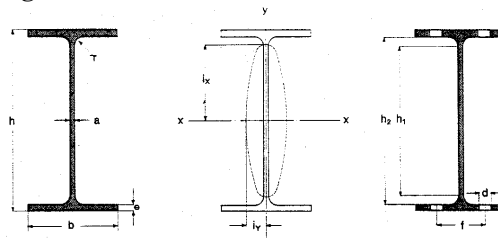
I tipi di sezione e le dimensioni geometriche dei profilati sono unificate in ambito europeo; le loro caratteristiche sono riportate in un *sagomario*.



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.



desi- gnazione profilo	dimensioni						A cm <sup>2</sup>	p kg/m	U m <sup>2</sup> /m
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	h <sub>1</sub> mm			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	59,6	7,64	6,00	0,328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	74,6	8,66	8,10	0,400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93,4	10,3	10,4	0,475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	12,9	0,551
IPE 160	160	82	5	7,4	9	127,2	15,8	15,8	0,623
IPE 180	180	91	5,3	8	9	146	18,8	18,8	0,698

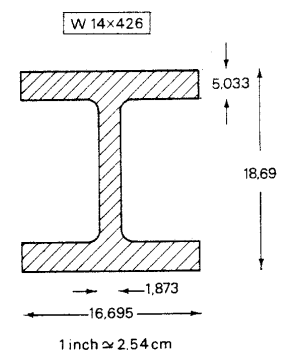
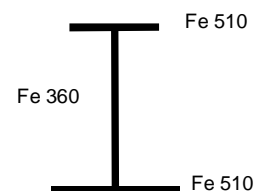
valori statici relativi agli assi xx-yy								(*) foratura sulle ali						desi- gnazione profilo
J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	s <sub>x</sub> cm	su 1 ala		su 2 ali				
								d mm	f mm	A' cm <sup>2</sup>	W' cm <sup>3</sup>	A'' cm <sup>2</sup>	W'' cm <sup>3</sup>	
80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	11,6	6,98							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

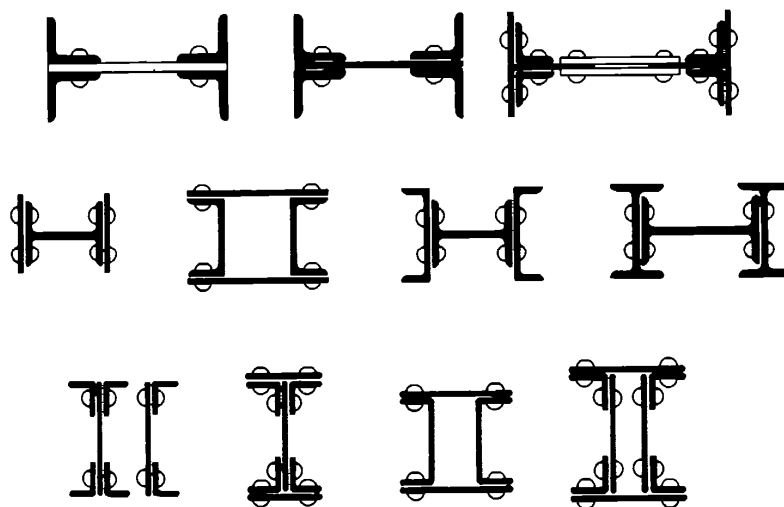
Questi prodotti permettono di realizzare per semplice saldatura o bullonatura elementi strutturali fuori marca.

In commercio sono disponibili:

- 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;
- 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;
- 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<sup>1</sup>

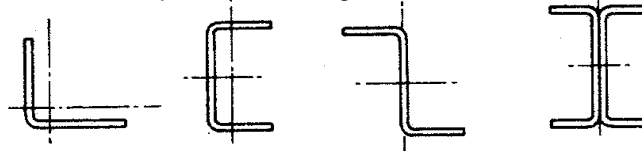
### Elementi sagomati a freddo

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

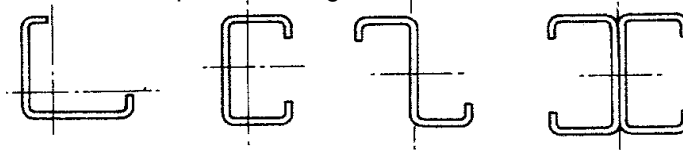


**Profili sottili:** elementi strutturali di sezioni, in genere a contorno aperto, ottenuti mediante piegatura a freddo di nastri di acciaio di spessore di circa 3-4 mm

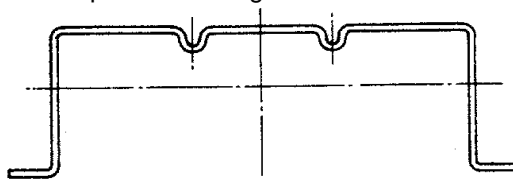
profili senza irrigidimenti di bordo



profili con irrigidimenti di bordo



profilo con irrigidimenti nell'ala



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.

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

L'esiguo spessore di questi profili richiede una particolare attenzione del progettista ai pericoli connessi con fenomeni di corrosione e/o di instabilità locale.

#### 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

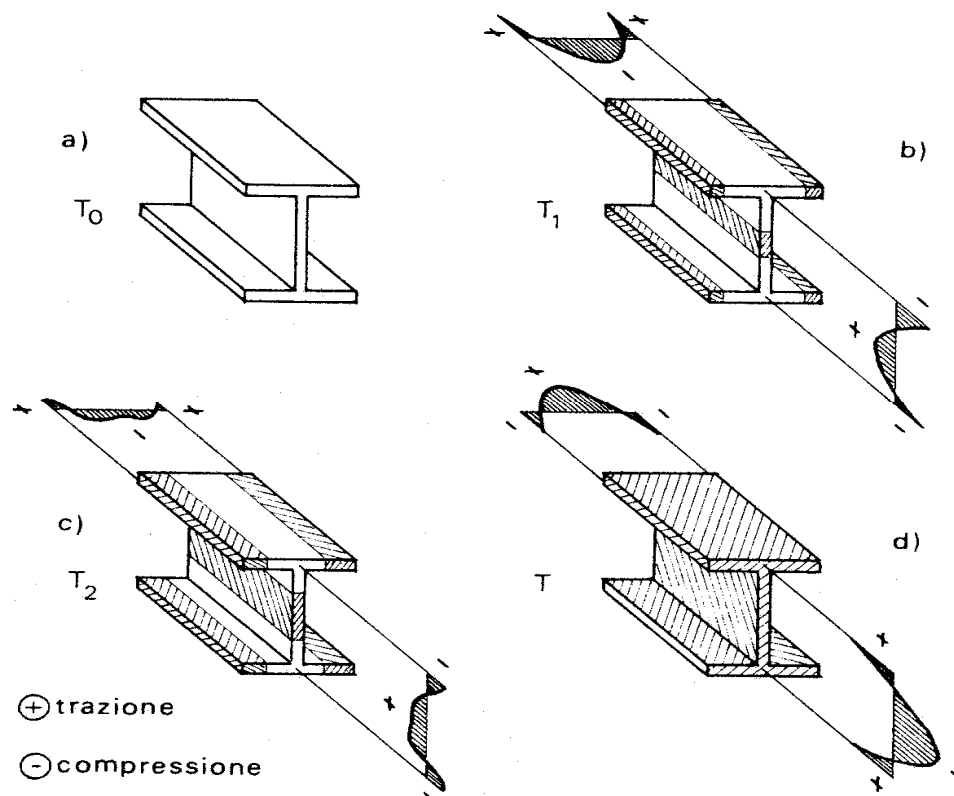
##### 4.1. Imperfezioni di tipo meccanico

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 ( $600^{\circ}\text{C}$ ) 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.



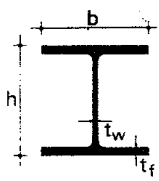
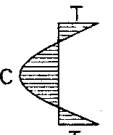
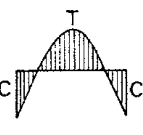


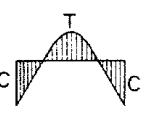

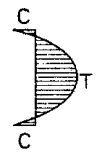
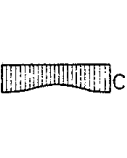

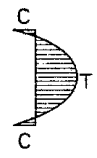
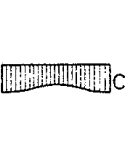
variazione dello stato tensionale durante il raffreddamento<sup>1</sup>

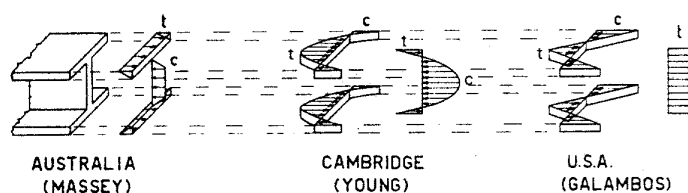
Le parti esterne dell'ala e quella centrale dell'anima si raffreddano più rapidamente e tendono quindi ad accorciarsi in misura maggiore rispetto ai punti di intersezione ala-anima. Questo tende a generare tensioni di trazione all'estremo delle ali e compressione all'intersezione ala-anima (b) che però si smorzano (c) grazie alle deformazioni viscosi 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  $\gamma$ , il calore specifico del materiale  $c$  ed il coefficiente di dilatazione termica  $\alpha$ . 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.

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

$h/b$	PROFILO		$\sigma_r(\text{anima})$	$\sigma_r(\text{ali})$	$t_w/h$	$t_w/b$	$t_f/h$	$t_f/b$
$\leq 1,2$		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
$> 1,2$		c			0,031 ÷ 0,032	0,042 ÷ 0,048	0,048 ÷ 0,051	0,062 ÷ 0,080
$< 1,7$								

andamenti sperimentali delle tensioni residue in travi a doppio T<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

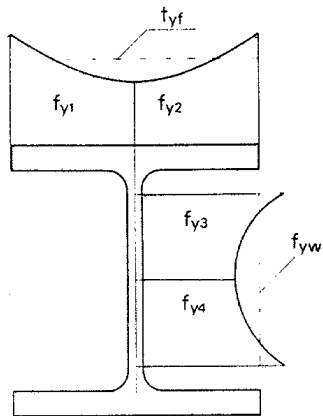
<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio



modelli proposti per l'andamento delle tensioni residue<sup>1</sup>

### 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.

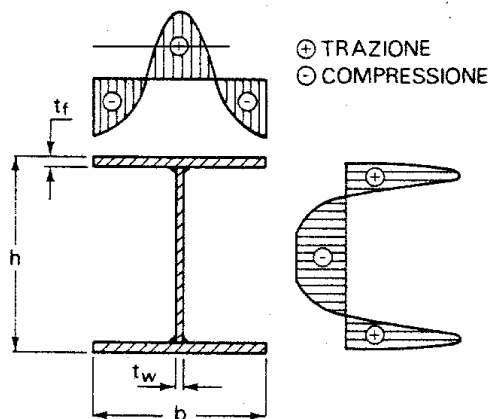


f	HEA 100	HEB 100	HEM 100	HEA 200	HEB 200	HEM 200	HEA 300	HEB 300	HEM 300	IPE 200
1) $f_{y1}/f_{yf}$	1,06	1,07	1,07	1,04	1,09	1,06	1,07	1,15	1,80	1,02
2) $f_{y2}/f_{yf}$	0,90	0,95	0,95	0,99	0,95	0,94	1,10	0,97	0,99	0,97
3) $f_{y3}/f_{yw}$	0,99	1,02	1,02	1,23	1,31	1,36	1,08	1,08	1,00	0,95
4) $f_{y4}/f_{yw}$	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<sup>1</sup>

### 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.



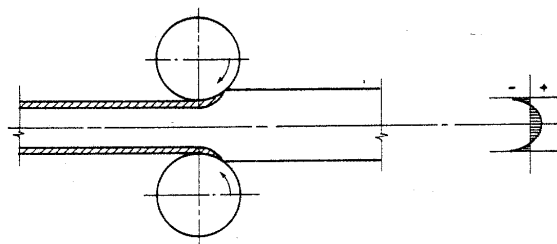
⊕ TRAZIONE ⊖ COMPRES.	$\sigma_r/f_y$				h (mm)	b (mm)
	cordone	ALA		ANIMA		
		centro	estremità	centro		
C. R. C.		+ 1,03	-0.62	-0.38	250	250
		+ 1,0	-0,73	-0.44	250	230
		+ 1,03	-0,59	-0.44	250	230
		+ 1,03	-0,59	-0.59	175	165
C.E.C.M.	+ 0,86	+ 0,33	-0.4	-0.33	190	200
	+ 1,37	+ 0,71	-0.42	-0.29	550 $t_w=30$	600 $t_f=60$

tensioni residue dovute al procedimento di saldatura<sup>1</sup>

### 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.

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

tensioni residue da formatura a freddo<sup>1</sup>

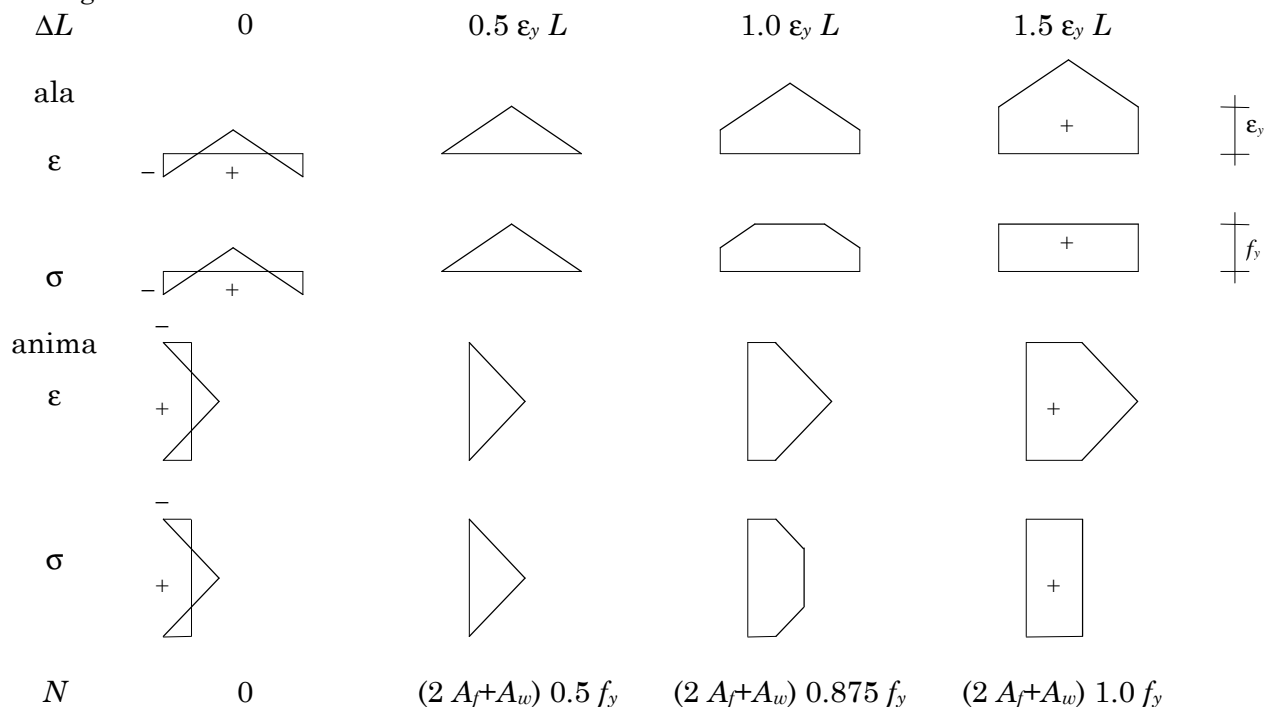
### Profili formati a freddo - caratteristiche meccaniche

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  $\Delta L$  e quindi la deformazione e si è ricavato il conseguente stato tensionale e il valore di  $N$ ).

allungamento



Si nota che la relazione  $N-\Delta L$  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 in-

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

stabilità di un'asta o innescare pericolosi fenomeni di instabilità locale delle parti compresse di una sezione.

### 4.3. Imperfezioni geometriche

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

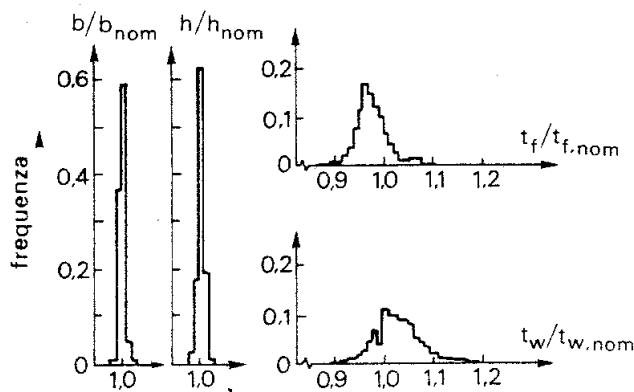
#### Imperfezioni geometriche della sezione trasversale

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.

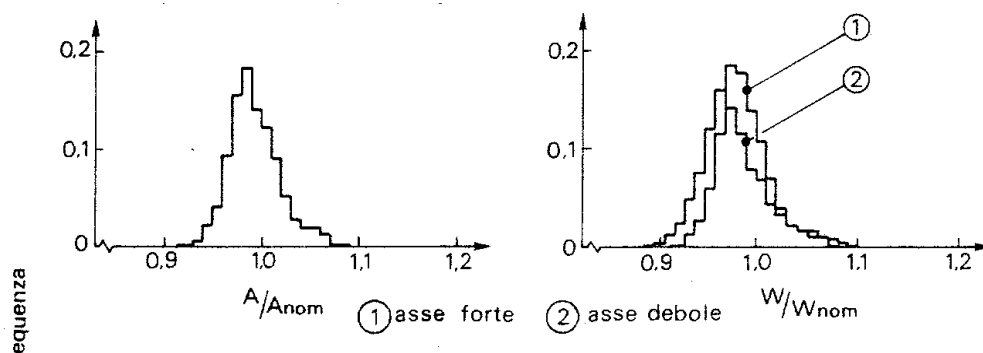
Un'indagine su 5000 profili a doppio T (HEA e HEB) ha dato i seguenti risultati:

- 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<sup>1</sup>

- 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<sup>1</sup>

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

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

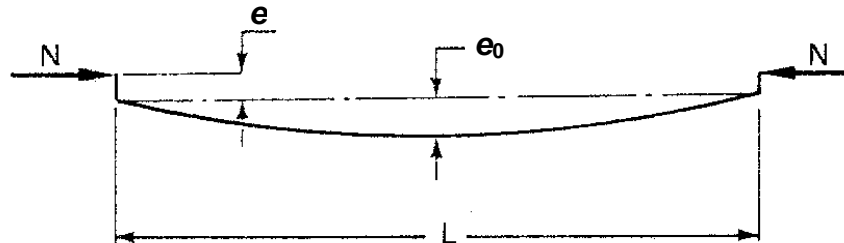
<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

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  $k=0.35$ ).

### Imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta

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

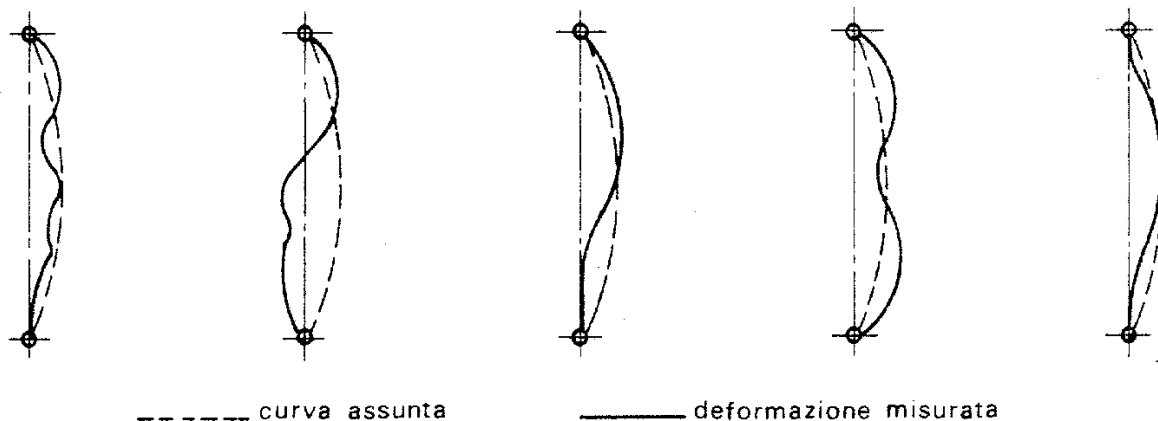
Il modello di asta con cui usualmente si tiene conto di tale imperfezione è:



modello di imperfezioni dell'asta<sup>1</sup>

in cui

- $e$  eccentricità del carico all'estremità dell'asta causata dalle variazioni di geometria della sezione trasversale;
- $e_0$  freccia in mezz'asta dovuta alla configurazione dell'asta reale che ha una deformata iniziale di tipo sinusoidale.



deformate reali e deformata sinusoidale usata nel modello<sup>1</sup>

#### 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  $\phi$  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  $\omega$  della norma italiana; coefficiente  $\chi$  dell'Eurocodice 3).

<sup>1</sup> 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.

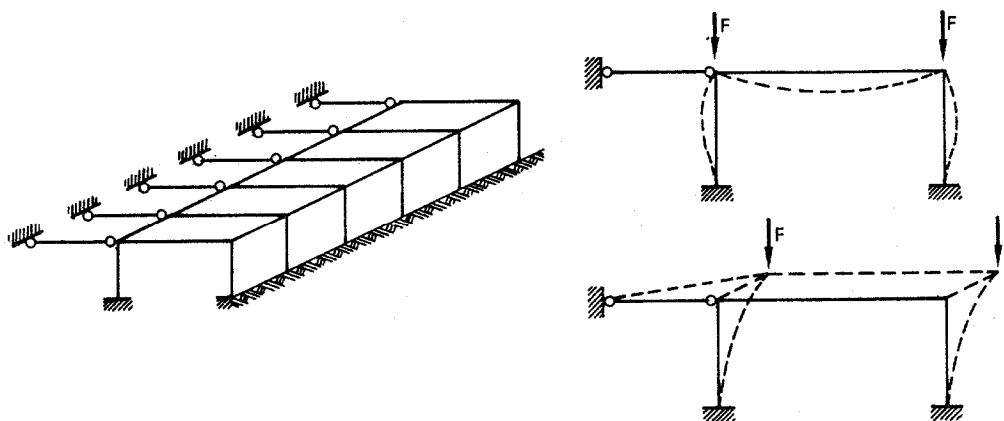
### Deformabilità

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<sup>1</sup>

### 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  $0.15 \div 0.30 \text{ kN m}^{-2}$  a fronte di  $2 \div 3 \text{ kN m}^{-2}$  di una copertura in cemento armato. Un carico da neve di  $0.90 \text{ kN m}^{-2}$  rappresenta quindi il  $70 \div 90\%$  del carico totale per la copertura in acciaio ed il  $20 \div 30\%$  per quella in cemento armato. Inoltre il carico da depressione del vento, che può valere  $0.30 \div 0.50 \text{ kN m}^{-2}$ , 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).

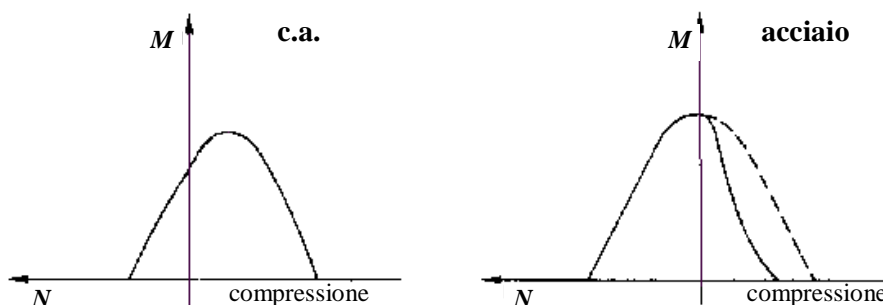
### Strutture di grande luce o in zona sismica

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.



<sup>1</sup> 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  $\delta_{max}$  la fleccia dovuta al carico totale e con  $\delta_2$  quella dovuta ai soli carichi variabili:

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

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:

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

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

da cui si ricava

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

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

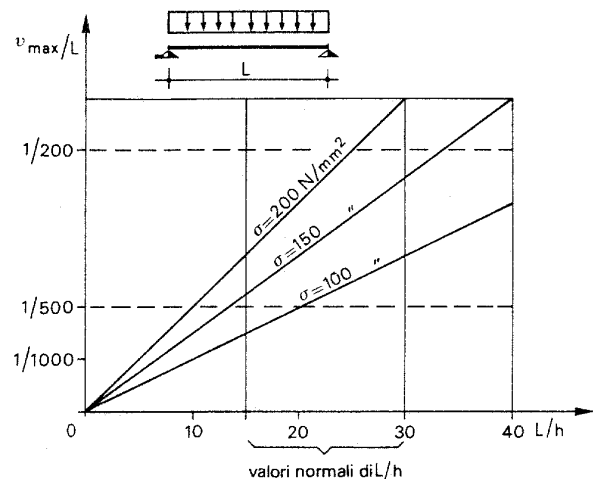
da cui si ricava

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

Se si ha ad esempio  $E=206000$  MPa;  $\bar{\sigma}_s=160$  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  $\delta_{max}/L-L/h$ ) si ottiene che per rapporti  $L/h$  compresi tra 15-30 il rapporto  $\delta_{max}/L$  è accettabile se la tensione del materiale è ben al di sotto del valore ammissibile.



<sup>1</sup> 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 ( $\delta_c$ ) e nelle diagonali ( $\delta_d$ ) 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)

$\delta$  = freccia provocata dai carichi agenti (cm)

Da queste relazioni derivano le imposizioni 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  $\sigma$ - $\epsilon$  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

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_s$$

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

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \bar{\sigma}_s$$

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

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  $\epsilon$  e tensione  $\sigma$ . 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

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \epsilon = \frac{N}{E A}$$

e la verifica consisterà nel calcolare la tensione e confrontarla col valore ammissibile  $\bar{\sigma}_s$ .

Viceversa, in fase di progetto è noto solo lo sforzo assiale  $N$  e l'area necessaria per la sezione si ricava dalla condizione

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{che porta a} \quad A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

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  $\epsilon_G$  la deformazione unitaria in corrispondenza del baricentro e con  $\chi$  la curvatura (derivata delle  $\epsilon$ , cioè inclinazione del loro diagramma), la deformazione di un punto generico è data da

$\varepsilon = \varepsilon_G + \chi y$  e la tensione è quindi  $\sigma = E (\varepsilon_G + \chi y)$ .

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

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

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  $\bar{\sigma}_s$ .

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

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{che porta a} \quad W \geq \frac{M}{\bar{\sigma}_s}$$

### 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  $\bar{\sigma}_s$ .

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 aumentare 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 sog-

getti 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  $\tau$  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  $\tau$  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

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

Se invece vi è contemporaneamente taglio e momento flettente occorre applicare il criterio di resistenza di Hencky-Von Mises calcolando la  $\sigma_{id}$ , che sarà probabilmente massima in prossimità dell'attacco tra ala e anima (anche se, ripeto, in genere la  $\tau$  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  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$ . 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  $\gamma_M$  (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  $\gamma_{M0}$  che vale 1.05 per il NAD italiano). Il diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  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  $\epsilon$ . 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

$$N_{Sd} \leq A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{che porta a} \quad A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

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

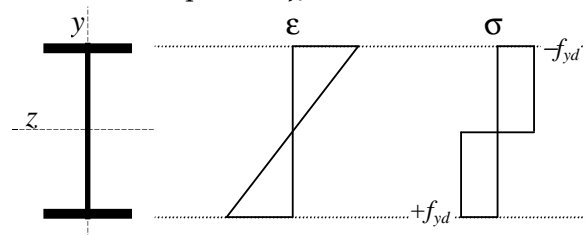
$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

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 ( $\gamma_{M2}$  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 amplia fino a raggiungere la situazione mostrata in figura: metà sezione è snervata con tensione pari a  $+f_{yd}$ , l'altra 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

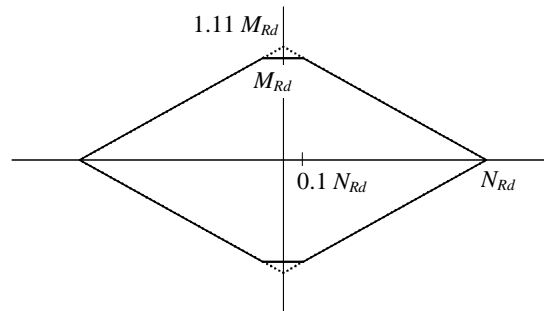
$$M_{Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$M_{Sd} \leq W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{che porta a} \quad W_{pl} \geq \frac{M_{Sd}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

### 8.3. Flessione composta

Il problema della flessione composta è più complesso, a causa della non linearità del diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  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  $\tau$  corrisponde una tensione normale equivalente  $\sigma_{id} = \tau \sqrt{3}$  (e quindi che il limite tensionale per le  $\tau$  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  $V_{Sd} \leq 0.5 V_{Rd}$ . 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

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

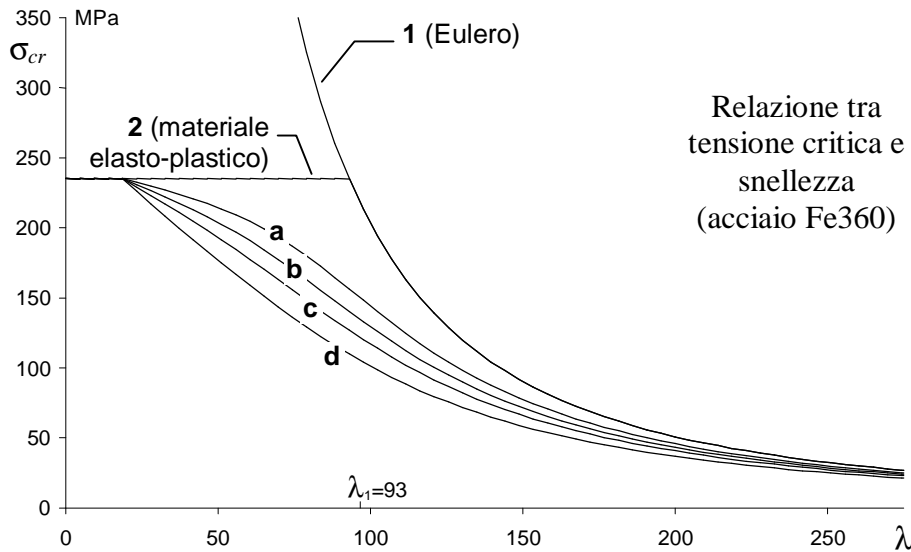
ed in essa  $E$  è il modulo di elasticità del materiale,  $I$  il momento d'inerzia della sezione trasversale dell'asta,  $l_0$  la lunghezza libera d'inflessione (distanza tra due successivi punti di fles-

so della deformata:  $l_0 = l$  per trave appoggiata-appoggiata,  $l_0 = l/2$  per trave incastrata-incastrata,  $l_0 = 2l$  per trave incastrata e libera, cioè per una mensola).

L'espressione può essere modificata per fornire la tensione critica  $\sigma_{cr}$  (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  $\lambda$  è detto *snellezza* dell'asta). In un grafico che abbia come ascisse la snellezza  $\lambda$  e come ordinate la tensione critica  $\sigma_{cr}$ , 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 rigidità ed una precoce instabilizzazione dell'asta. Il carico critico  $N_{cr}$  e la tensione critica  $\sigma_{cr}$  (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  $\sigma_{cr}$  e tensione di snervamento  $f_y$  è indicato dall'Eurocodice 3 col simbolo  $\chi$ . Per ricavare tale valore sono fornite sia formule (punto 5.5.1.2) che tabelle (prospetto 5.5.2). Il coefficiente  $\chi$  è messo in relazione con la snellezza adimensionalizzata

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

essendo  $\lambda_1$  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  $\omega$ , rapporto tra tensione di snervamento e tensione critica (quindi l'inverso di  $\chi$ ) e, anziché ridurre la tensione ammissibile, amplifica di  $\omega$  (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  $\left\{ \begin{array}{l} \text{a cerniera} \\ \text{rigido} \\ \text{semirigido} \end{array} \right.$
- in base alla resistenza:      collegamento  $\left\{ \begin{array}{l} \text{a cerniera} \\ \text{a completo ripristino di resistenza} \\ \text{a parziale ripristino di resistenza} \end{array} \right.$

*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<sub>2</sub>H<sub>2</sub> e ossigeno O<sub>2</sub>) 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.

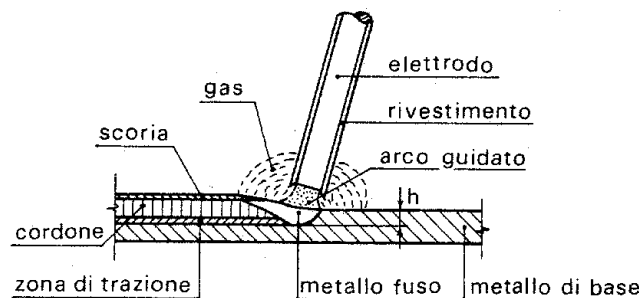
### Procedimenti manuali

**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).



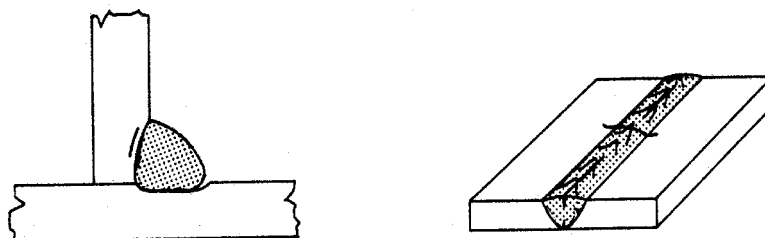
Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti<sup>1</sup>

### 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.

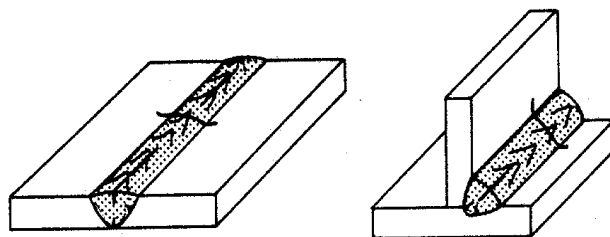


Cricche a freddo<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio



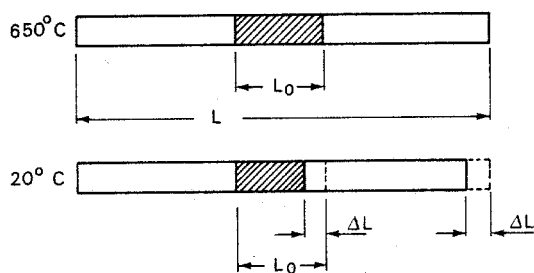
- *cricche a caldo*: si generano durante la solidificazione della zona fusa e a seguito di scorie provenienti dal materiale base; queste ultime tendono a segregare in zone preferenziali e a temperature più basse del materiale circostante dando luogo a tensioni da ritiro e a non coesione del materiale.

Cricche a caldo<sup>1</sup>

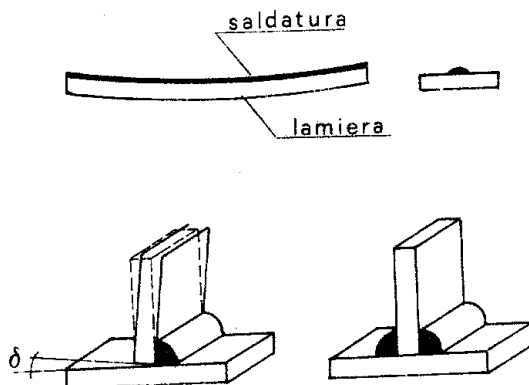
- *tensioni residue*: quando i pezzi da saldare sono impediti di deformarsi nascono tensioni residue di entità rilevanti come si dimostra di seguito:

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

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

Effetto della variazione termica<sup>1</sup>

- *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<sup>1</sup>

- *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.

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di esecuzione<sup>1</sup>

### 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

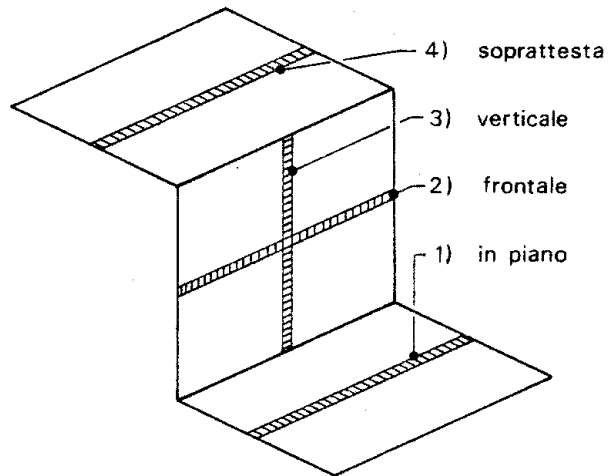
Le saldature si suddividono in due tipologie, nettamente differenti per comportamento e verifiche da effettuare: saldature *a completa penetrazione* e saldature *a cordoni d'angolo*.

A COMPLETA PENETRAZIONE	A CORDONI D'ANGOLO

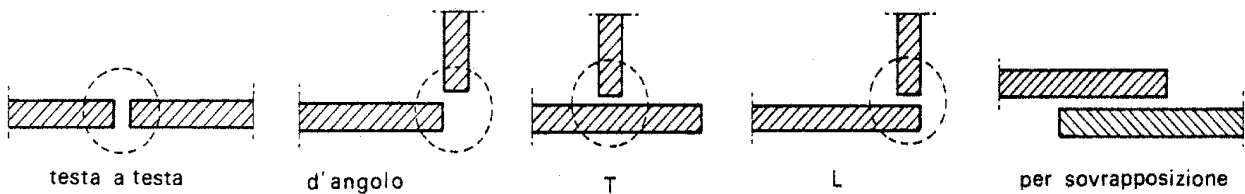
Si parla inoltre di saldature *a parziale penetrazione* per intendere saldature analoghe a quelle a completa penetrazione, ma nelle quali rimane una discontinuità tra i due pezzi (queste saldature sono in genere verificate come se fossero a cordoni d'angolo).

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.

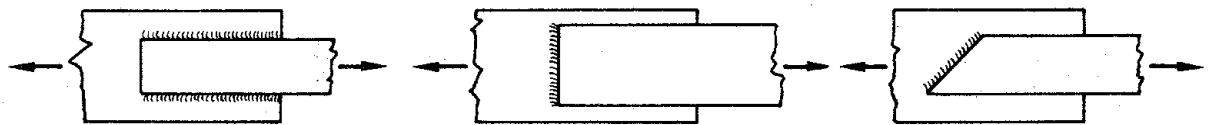
- *posizione dell'operatore*



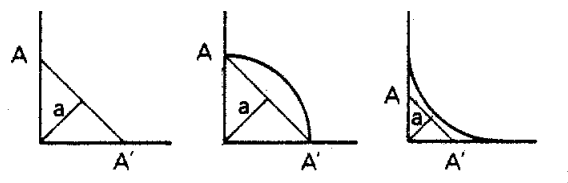
- *posizione reciproca dei pezzi*



- *direzione della forza che sollecita*



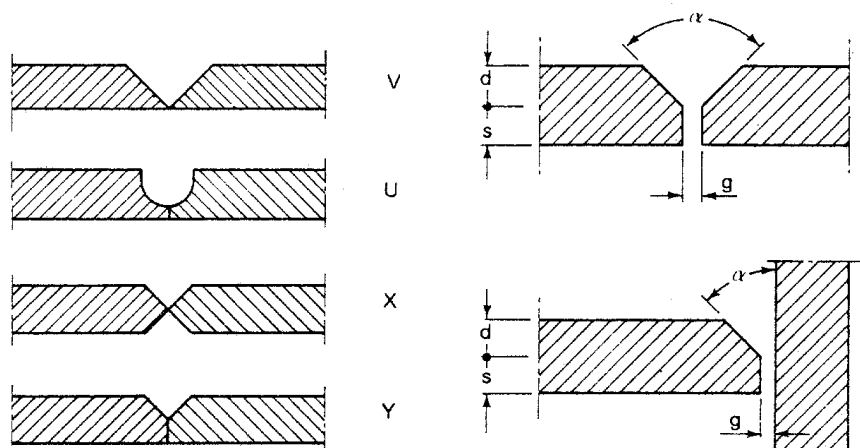
- *forma della sezione del cordone*



### 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*.

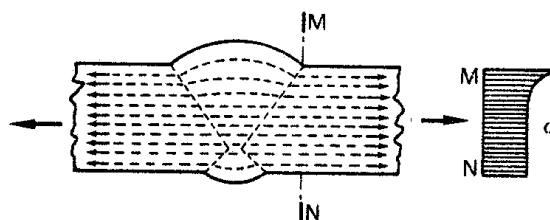
<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Preparazione dei pezzi da saldare<sup>1</sup>

Gli elementi tipici della preparazione sono:

- l'angolo di smusso  $\alpha$ ;
- 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<sup>1</sup>

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

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

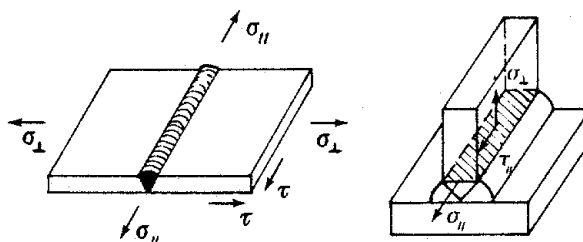
avendo indicato con

$\sigma_{\perp}$  la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;

$\sigma_{\parallel}$  la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;

$\tau$  la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Stato tensionale nelle saldature a completa penetrazione<sup>1</sup>

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).

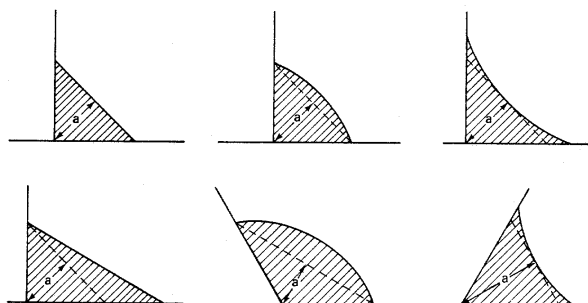
Nelle NTC08 questa distinzione di classi non è più riportata: in sostanza non è quindi necessario verificare espressamente le saldature a completa penetrazione.

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 reintrodotta 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.

Sezione di gola<sup>1</sup>

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;

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

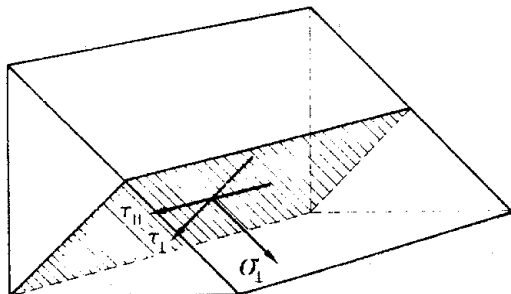
$\tau_{//}$  componente tangenziale, parallela all'asse del cordone, sul piano della sezione di gola.

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

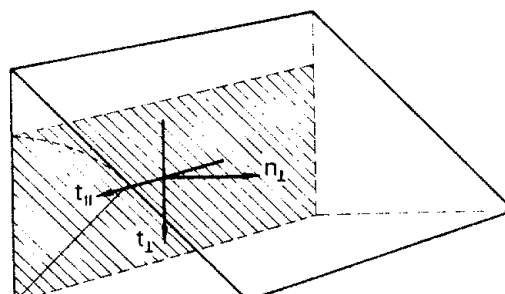
$n_{\perp}$  tensione normale alla sezione di gola;

$t_{\perp}$  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.

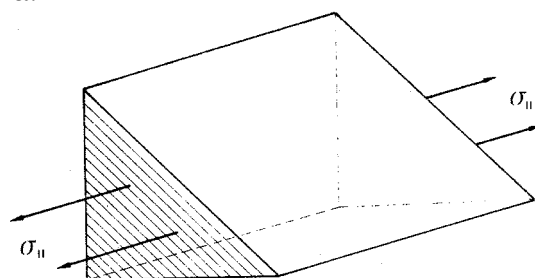


Stato tensionale nella sezione di gola<sup>1</sup>



Stato tensionale nella sezione ribaltata su uno dei lati del cordone<sup>1</sup>

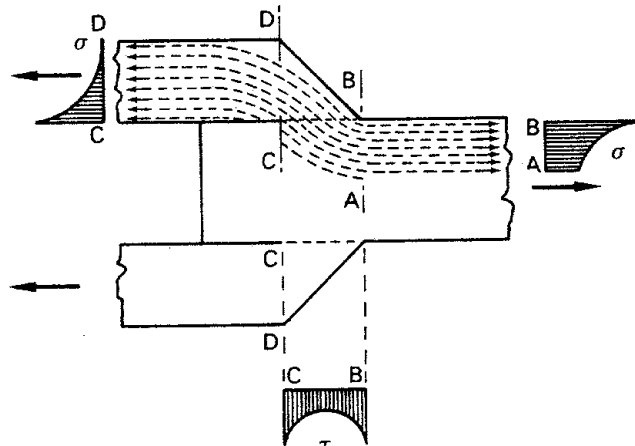
Normalmente alla sezione trasversale e parallela all'asse del cordone agisce la  $\sigma_{//}$ . Tale componente di tensione non ha però influenza sul comportamento del giunto e quindi non interviene nelle verifiche di resistenza.



Stato tensionale nella sezione trasversale del cordone di saldatura<sup>1</sup>

### 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.

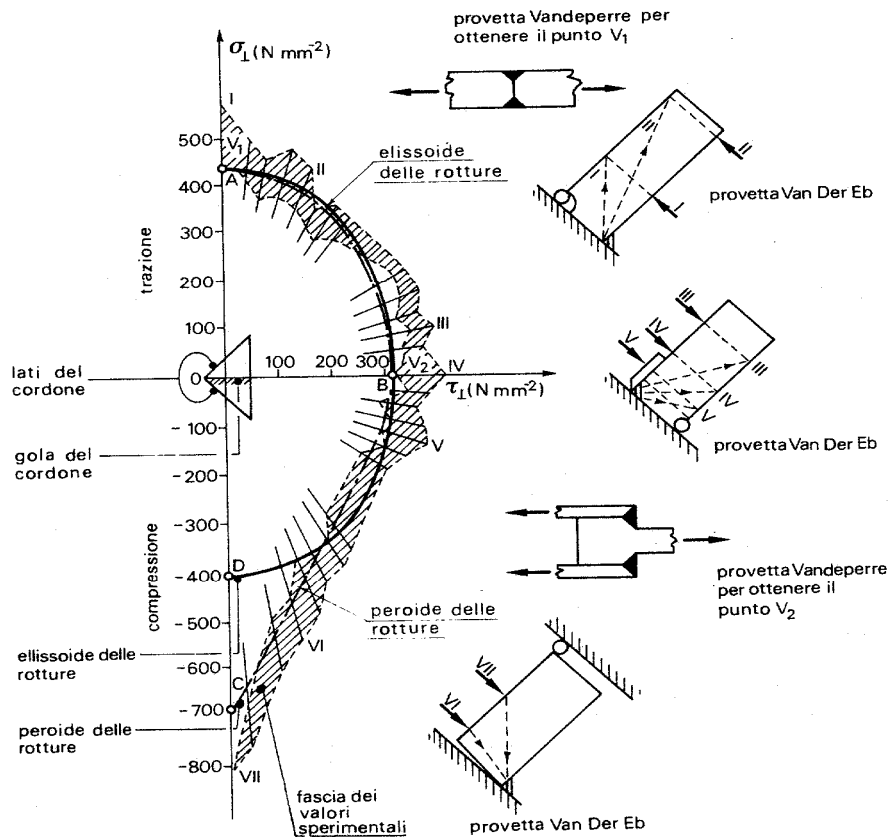


Flusso di tensioni attraverso la saldatura<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

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<sup>1</sup>

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

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

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

o in forma più nota, come condizione di resistenza

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

con

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 1.8(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \quad f_{uw} = \beta_w f_d$$

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

Il coefficiente  $\beta_w$ , 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

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + k_w(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \quad \text{con } k_w \text{ non minore di } 1.8$$

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

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

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

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

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  $\sigma_{id}$  in funzione delle tensioni  $n_{\perp}$ ,  $t_{\perp}$ ,  $t_{//}$ . Utilizzando la trasformazione di coordinate

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

si perviene a una relazione alquanto complicata:

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

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

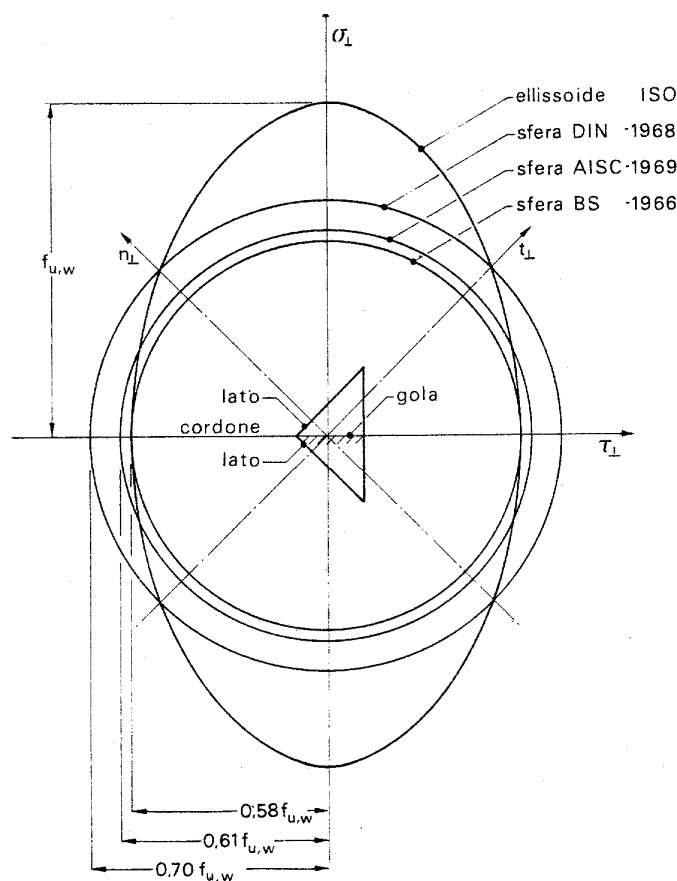
Diverse furono le proposte relativamente al valore del raggio della sfera:

- $0.58 f_{uw}$  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

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





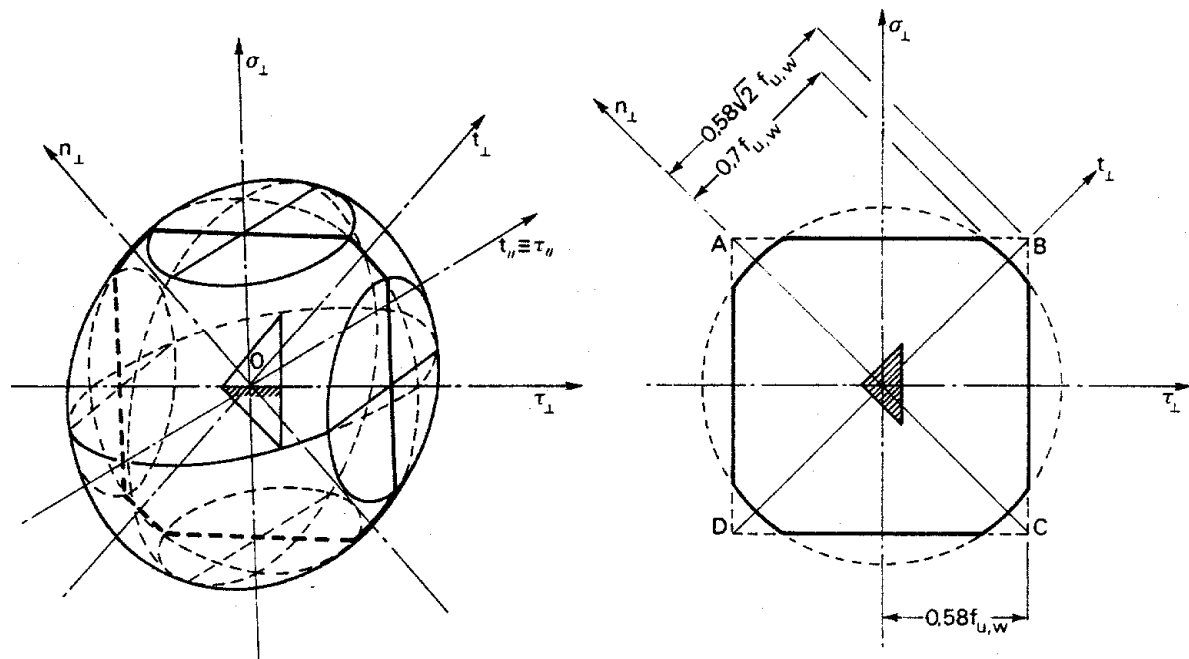
1

### 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 .

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

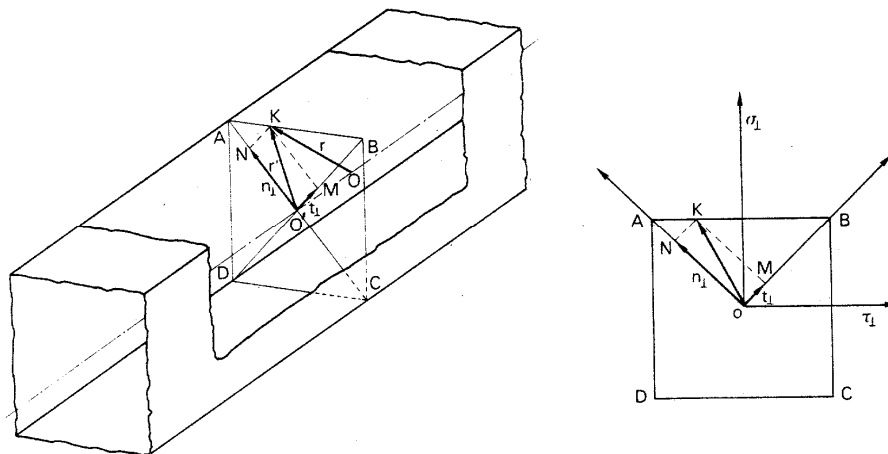


1

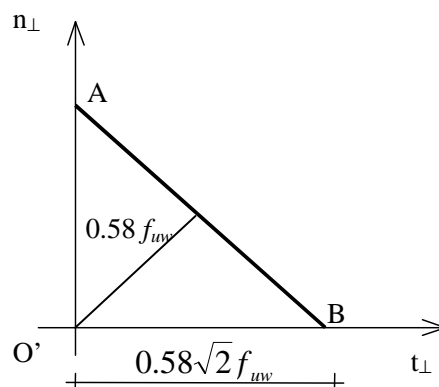
Limitare la  $\sigma_{id}$  dentro il cilindro significa che la componente  $\square$  non deve essere esterna al quadrato ABCD. Questo richiede che nel piano  $n_{\perp}$ - $t_{\perp}$  la componente O'K sia interna o al massimo sulla retta AB, ossia

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

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



1



<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

In definitiva si richiede che siano soddisfatte le seguenti relazioni:

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

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

con

Acciaio	$f_y$ MPa	$\alpha_{w1}$	$\alpha_{w2}$	$\beta_w$
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  $\beta_w$  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

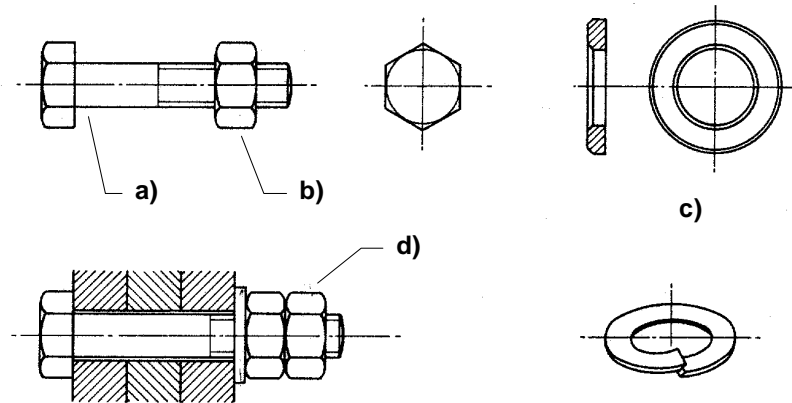
## 12.2. I bulloni

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<sup>1</sup>

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.

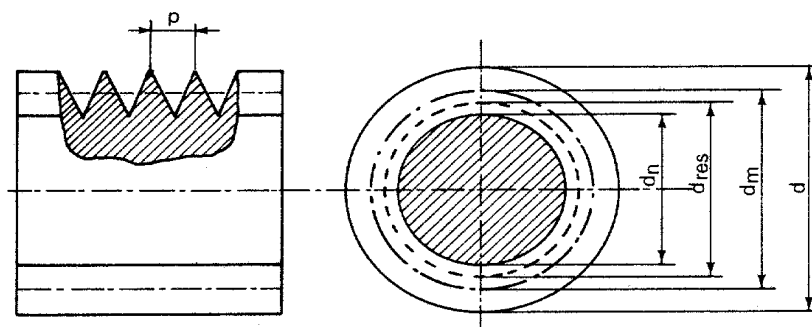
Molto importante è anche la lunghezza della parte filettata. Nel caso, molto frequente, di bulloni sollecitati a taglio è preferibile che la parte del gambo interna al collegamento non sia filettata per offrire una maggiore area resistente al taglio; se si verifica tale condizione è possibile considerare 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

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Filettatura, diametro nominale e resistente del bullone<sup>1</sup>

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:

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

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

Tabella 3 - Passo della filettatura  $p$  (mm) e area nominale  $A$  e resistente  $A_{res}$  (mm<sup>2</sup>)

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<sup>-2</sup>, 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<sup>-2</sup> ( $4 \times 100$ ), e  $f_y/f_u=0.6$ .

Tabella 4 - Classi di bulloni adottate e caratteristiche meccaniche

classe del bullone	$f_{ub}$ (N mm <sup>-2</sup> )	$f_{yb}$ (N mm <sup>-2</sup> )	D.M. 9/1/96	CNR 10011-86	Euroco- dice 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 <sup>(1)</sup>	–	si	si
8.8	800	640	si	si	si	si
10.9	1000	900	si	si	si	si
<sup>(1)</sup> 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.

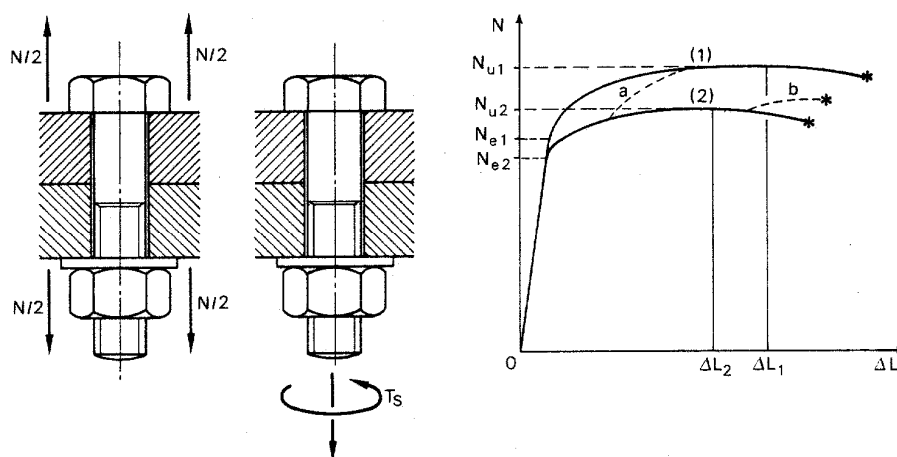
Questi valori vengono utilizzati per le verifiche di resistenza delle bullonature, ma con diverso approccio nelle due normative. La norma italiana definisce a priori la resistenza di progetto da confrontare con i valori ottenuti dal calcolo, indicata col simbolo  $f_{k,N}$  e pari al minore tra  $0.7 f_t$  ( $0.6 f_t$  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 avvitarimento (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<sup>1</sup>

La curva (1) rappresenta il legame  $N-\Delta L$  del bullone sottoposto a trazione (senza alcun serraggio) mentre la curva (2) rappresenta il legame tra  $N$  e  $\Delta L$  che si ha applicando la coppia di serraggio ( $N$  raggiunge il massimo per un valore  $\Delta L_2$  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  $N-\Delta L$  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 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  $\chi=0.20$ . 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 bullo- ne	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

<sup>1</sup> Da Ballio, Mazzolani. Strutture in acciaio

Le istruzioni CNR 10011-86 consentono tolleranze maggiori rispetto ai valori sopra indicati (1.5 mm se  $d \leq 24$  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  $3d$  e  $1.5d$ . 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.

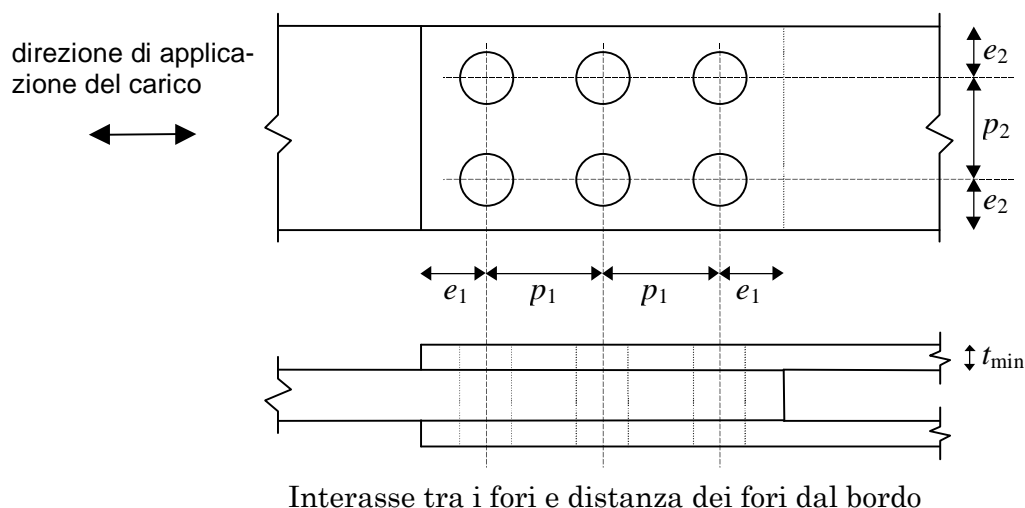


Tabella 6 - Valori minimi dell'interasse tra i fori e della distanza dei fori dal bordo

	$p_1$	$p_2$	$e_1$	$e_2$
Precedente norma italiana	$3d$	$3d$	$1.5d$	$1.5d$
NTC08 e Eurocodice 3	$2.2d_0$	$2.4d_0^{(1)}$	$1.2d_0$	$1.2d_0^{(1)}$



<sup>(1)</sup> 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 circostanze 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	$25 t_{\min}$	<sup>(1)</sup> <sup>(2)</sup> il minore tra $28 t_{\min}$ e 400 mm
	per elementi compressi	$15 t_{\min}$	<sup>(2)</sup> il minore tra $14 t_{\min}$ e 200 mm
$p_2$	per elementi tesi	$25 t_{\min}$	<sup>(2)</sup> il minore tra $14 t_{\min}$ e 200 mm
	per elementi compressi	$15 t_{\min}$	<sup>(2)</sup> il minore tra $14 t_{\min}$ e 200 mm
$e_1 \quad e_2$	normalmente	$6 t_{\min}$	$4 t_{\min} + 40 \text{ mm}$
	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
<sup>(1)</sup> solo se disposti in una fila interna (altrimenti vale lo stesso limite che per elementi compressi) <sup>(2)</sup> 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  $\gamma_{Mb}=1.35$ . 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  $\tau$  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:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad \text{se il piano di taglio non attraversa la filettatura}$$

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

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

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  $\alpha f_d$ , essendo  $f_d$  la resistenza di progetto della lamiera ed  $\alpha$  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  $\alpha f_y d t$ .

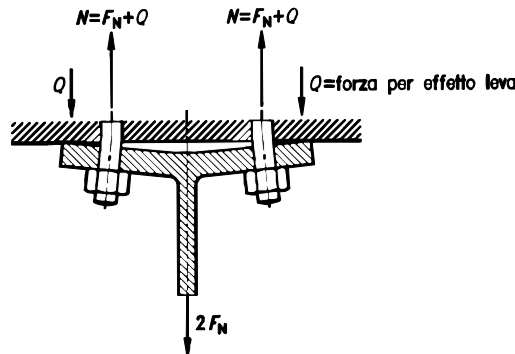
Per l’Eurocodice 3 la resistenza a rifollamento vale:

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

$\alpha$ 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

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

dove

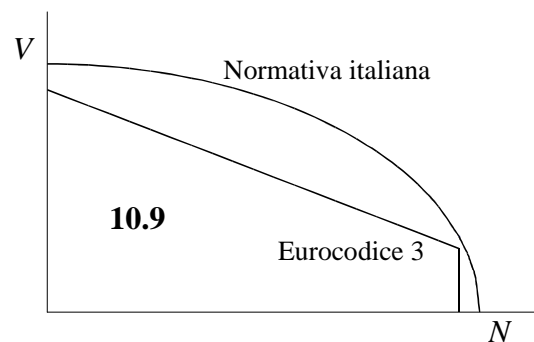
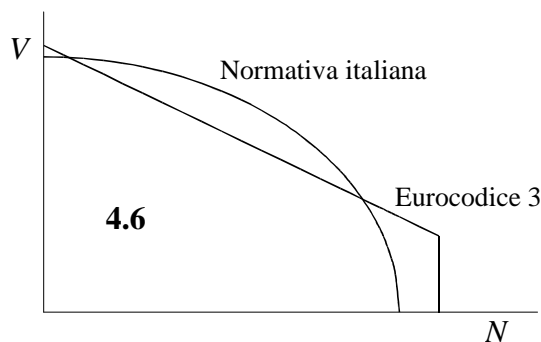
$\tau_b = \frac{V}{A}$  è la tensione tangenziale media agente sul bullone;

$\sigma_b = \frac{N}{A}$  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:

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



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

$$F_f = \frac{1}{\gamma_f} \mu N_b$$

essendo

$\gamma_f$  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;

$\mu$  il coefficiente di attrito, da assumersi pari a 0.45 per superfici trattate (sabbatura 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

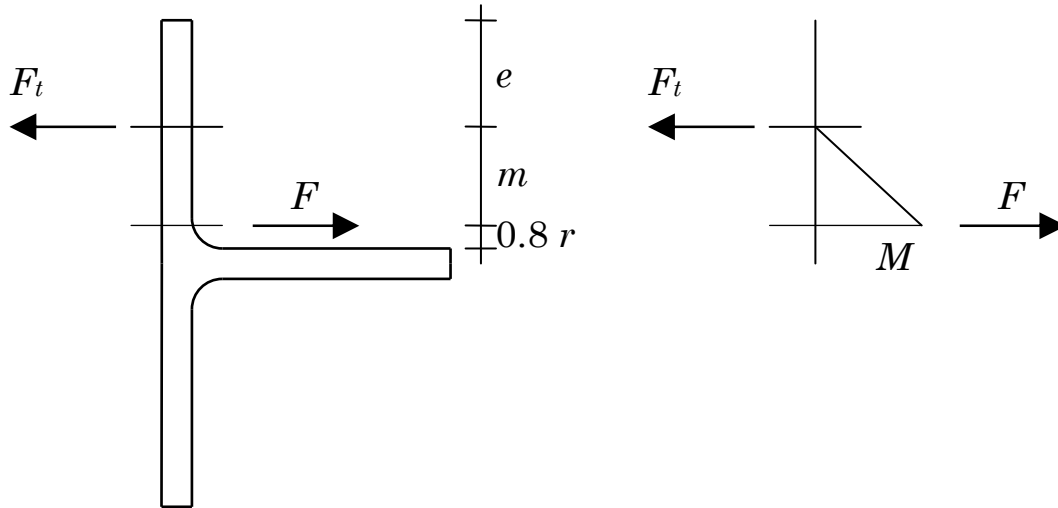
$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,Cd}$$

con

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

### 13.Elemento a T (T stub)

#### 13.1 In assenza di effetto leva



$F_t$  è la resistenza fornita dai bulloni (il minore tra la resistenza a trazione dei bulloni e la resistenza a punzonamento della lamiera)

$$F_t = n_b \min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$$

$M_{pl,Rd}$  è la resistenza a flessione della lamiera, che vale

$$M_{pl,Rd} = \frac{b_f t_f^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo momento flettente che nasce nella lamiera vale

$$M = F_t m$$

Se la resistenza a flessione della lamiera è maggiore di tale momento, la resistenza del collegamento è determinata dalla resistenza dei bulloni, ovvero

$$F_{Rd} = F_t \quad (1)$$

altrimenti la resistenza del collegamento è determinata dalla resistenza della lamiera

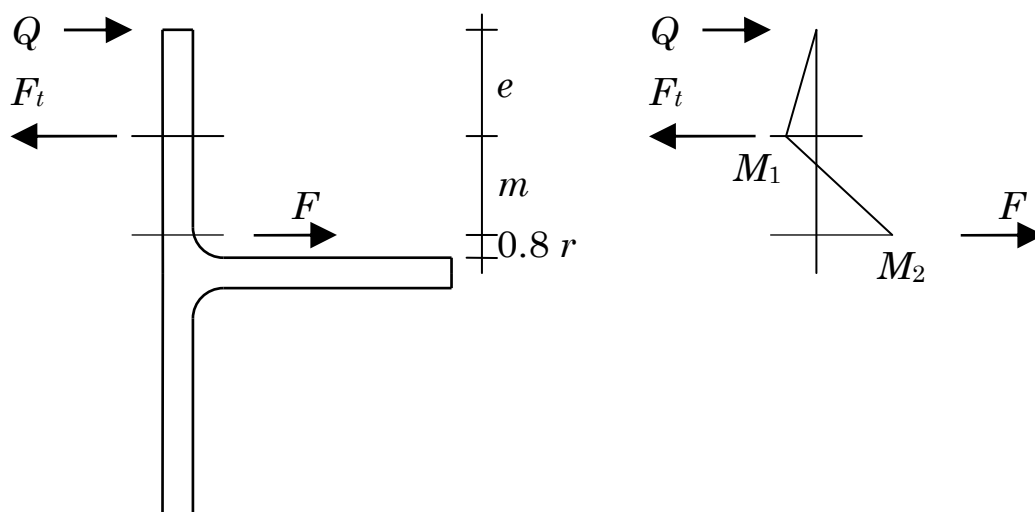
$$F_{Rd} = \frac{M_{pl,Rd}}{m} \quad (2)$$

Quindi, più in generale

$$F_{Rd} = \min\left(F_t; \frac{M_{pl,Rd}}{m}\right) \quad (3)$$

Nota: l'EC3, parte 1-8 punto 6.2.4.1, denomina il comportamento con rottura a trazione dei bulloni (o punzonamento della lamiera) "Meccanismo 3".

### 13.2 In presenza di effetto leva



Per effetto della forza  $Q$  cambia la distribuzione del momento flettente e si ha

$$M_1 = Q e$$

$$M_2 = F_t m - Q (e + m)$$

Inoltre la forza  $F$  è ora la differenza tra  $F_t$  e  $Q$

$$F = F_t - Q$$

Se  $Q$  è piccola ed  $M_1 < M_2$  la plasticizzazione avviene nel punto 2, quando vi si raggiunge il momento resistente della lamiera. In tal caso si ha

$$M_{pl,Rd} = F_t m - Q (e + m)$$

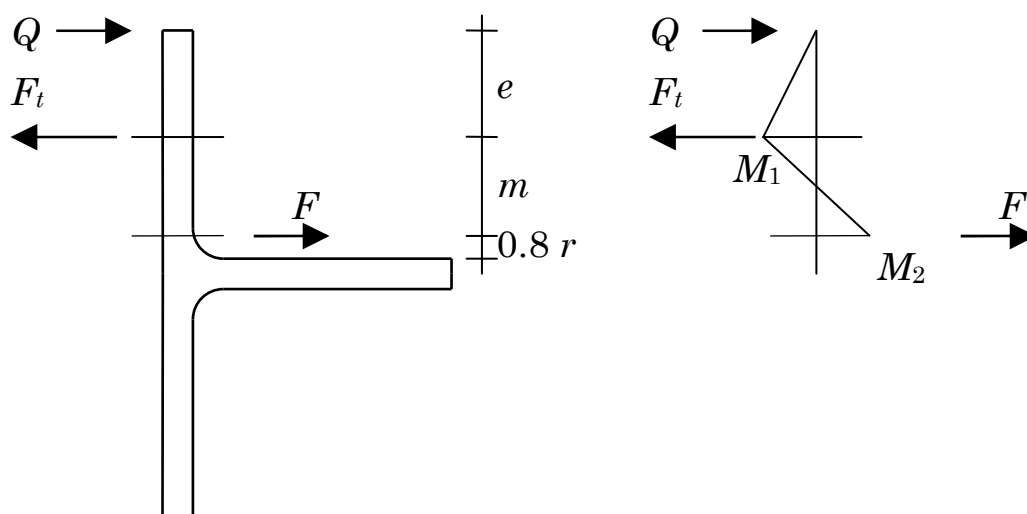
e quindi

$$Q = \frac{F_t m - M_{pl,Rd}}{e + m}$$

Di conseguenza

$$F = F_t - Q = F_t - \frac{F_t m - M_{pl,Rd}}{e + m} = \frac{F_t e + M_{pl,Rd}}{e + m} \quad (4)$$

Nota: l'EC3, parte 1-8 punto 6.2.4.1, denomina il comportamento con effetto leva e plasticizzazione della sezione 2 "Meccanismo 2".



Se  $Q$  è più grande diventa  $M_1 = M_2$  e la plasticizzazione si raggiunge contemporaneamente nei punti 1 e 2. In tal caso si ha, tenendo conto che il punto di nullo del diagramma di  $M$  è raggiunto a metà del tratto  $m$ ,

$$M_{pl,Rd} = F \frac{m}{2}$$

e quindi

$$F = \frac{2 M_{pl,Rd}}{m} \quad (5)$$

Nota: l'EC3, parte 1-8 punto 6.2.4.1, denomina il comportamento con due plasticizzazioni contemporanee "Meccanismo 1".

### 13.3 Progetto del collegamento

L'effetto leva aumenta la sollecitazione nei bulloni. Di conseguenza questi devono essere sempre progettati per portare almeno la forza che sollecita il collegamento, cioè invertendo la (1)

$$F_t \geq F_{Ed} \quad (6)$$

L'effetto leva è invece benefico per la lamiera, perché ne riduce il momento flettente. Di conseguenza, occorre progettare la lamiera a flessione per l'azione che la solleciterebbe in assenza di effetto leva, cioè invertendo la (2), con

$$M_{pl,Rd} = F_{Ed} m$$

solo se i bulloni hanno la resistenza strettamente necessaria.

Se i bulloni sono sovrabbondanti si può determinare la resistenza necessaria della sezione prendendo il minore tra i valori ottenuti invertendo la (4) e la (5)

$$M_{pl,Rd} \geq \min \left( F_{Ed} (e + m) - F_t e ; \frac{F_{Ed} m}{2} \right)$$



## Indice

1.	Riferimenti bibliografici .....	1
	Normativa italiana.....	1
	Normativa europea .....	2
2.	Metodi di verifica e normativa di riferimento per strutture in acciaio .....	3
3.	L'acciaio per carpenteria metallica .....	3
3.1.	Composizione chimica e caratteristiche meccaniche .....	3
3.2.	Prove sull'acciaio .....	4
	Prova di trazione .....	4
	Prova di resilienza .....	6
	Prova di piegamento .....	6
	Prova di compressione globale (stub column test) .....	7
	Prova di durezza .....	7
	Prova a fatica .....	8
3.3.	Acciai da carpenteria metallica.....	9
3.4.	Tipologie degli elementi in acciaio .....	12
	Elementi laminati a caldo.....	12
	Profilati .....	12
	Larghi piatti e lamiere.....	13
	Elementi sagomati a freddo.....	14
4.	Le imperfezioni .....	15
4.1.	Imperfezioni di tipo meccanico.....	15
	Profili laminati a caldo - tensioni residue .....	15
	Profili laminati a caldo - caratteristiche meccaniche.....	17
	Profili a composizione saldata - tensioni residue .....	17
	Profili formati a freddo - tensioni residue .....	17
	Profili formati a freddo - caratteristiche meccaniche.....	18
4.2.	Considerazioni sull'importanza delle imperfezioni meccaniche.....	18
4.3.	Imperfezioni geometriche .....	19
	Imperfezioni geometriche della sezione trasversale .....	19
	Imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta .....	20
4.4.	Considerazioni sull'importanza delle imperfezioni geometriche.....	20
5.	Confronto tra elementi strutturali in cemento armato e in acciaio .....	21
	Modalità costruttive.....	21
	Deformabilità .....	21
	Instabilità.....	21
	Sensibilità a schemi di carico .....	22
	Strutture di grande luce o in zona sismica.....	22
	Comportamento a trazione e a compressione.....	22
6.	Stati limite di servizio .....	23
6.1.	Controllo degli spostamenti Eurocodice 3, punto 4.2 .....	23
	Spostamenti verticali .....	23
	Spostamenti orizzontali .....	24
6.2.	Controllo delle vibrazioni Eurocodice 3, punto 4.3 .....	24
7.	Verifica e progetto di sezioni in acciaio – metodo delle tensioni ammissibili .....	25
7.1.	Trazione .....	25
7.2.	Flessione semplice .....	25
7.3.	Flessione composta .....	26
7.4.	Taglio .....	26
8.	Verifica e progetto di sezioni in acciaio – metodo degli stati limite .....	27
8.1.	Trazione .....	27
8.2.	Flessione semplice .....	28
8.3.	Flessione composta .....	29
8.4.	Taglio .....	29

9. Verifica di aste compresse .....	29
10. I collegamenti – considerazioni generali .....	31
11. Unioni saldate.....	31
11.1. Procedimenti di saldatura .....	31
Procedimenti manuali.....	32
11.2. Difetti di saldatura .....	32
11.3. Controlli delle saldature.....	34
11.4. Classificazione delle unioni saldate .....	34
11.5. Giunti a completa penetrazione .....	35
11.6. Giunti a cordone d'angolo .....	37
Definizioni .....	37
Dominio di resistenza .....	38
Normative straniere.....	40
Normativa italiana.....	41
Eurocodice 3 .....	43
12. Unioni bullonate .....	43
12.1. Riferimenti di normativa.....	43
12.2. I bulloni.....	44
12.3. Classe di resistenza dei bulloni.....	45
12.4. Serraggio.....	46
12.5. Diametro dei fori.....	47
12.6. Distanza tra i fori e distanza dei fori dal bordo .....	48
12.7. Categorie di collegamenti bullonati .....	49
12.8. Unioni a taglio .....	50
Resistenza a taglio dei bulloni .....	50
Resistenza a rifollamento della lamiera .....	50
12.9. Unioni a trazione .....	51
Resistenza a trazione dei bulloni.....	51
Resistenza a punzonamento .....	51
12.10. Resistenza in presenza di taglio e trazione .....	52
12.11. Unioni ad attrito .....	52
13. Elemento a T (T stub) .....	54
13.1 In assenza di effetto leva .....	54
13.2 In presenza di effetto leva .....	55
13.3 Progetto del collegamento .....	56