

Nunzio Scibilia

PROGETTO DI STRUTTURE IN ACCIAIO



Sintesi delle prefazioni alle precedenti edizioni

Il presente libro raccoglie i principi, le regole costruttive e le norme tecniche fondamentali per sviluppare il progetto e la verifica delle strutture in acciaio.

Oltre che alle prescrizioni ministeriali ed alle istruzioni C.N.R. (10011, 10016, 10022), si è fatto riferimento per quanto possibile agli Eurocodici (EC3, EC4 ed EC8).

Il volume è articolato in nove capitoli nelle prime due edizioni ed in dieci capitoli nella terza edizione contenenti i seguenti argomenti.

Il primo presenta lo sviluppo storico delle costruzioni in acciaio e le tendenze evolutive ed introduce le principali caratteristiche chimico-fisiche degli acciai e delle leghe leggere.

Il secondo descrive le caratteristiche meccaniche del materiale e le prove di laboratorio su provette o su elementi strutturali. Inoltre definisce i criteri di resistenza puntuale e strutturale.

Il terzo è relativo ai metodi di verifica della sicurezza ed alla valutazione delle azioni, con particolare riferimento a quelle sismiche e del vento. Inoltre vengono affrontati sinteticamente i problemi della fatica e delle imperfezioni.

Il quarto capitolo tratta delle verifiche degli elementi strutturali, considerando le aste soggette a trazione, flessione e taglio e sforzo normale e flessione, dando particolare risalto al comportamento allo stato limite ultimo delle travi e dei nodi trave-colonna delle strutture intelaiate. L'ultimo paragrafo è dedicato alla torsione, considerando anche gli effetti dell'ingobbimento non uniforme, particolarmente sensibili per le travi in parete sottile aperta.

Il quinto capitolo è dedicato alle unioni tra gli elementi ed ai vincoli esterni. In esso vengono trattati i collegamenti chiodati, bullonati e saldati, riportando le tipologie costruttive più significative delle connessioni tra le travi e tra queste e le fondazioni.

Nel sesto capitolo viene affrontato il fondamentale problema della stabilità dell'equilibrio facendo riferimento alle colonne, alle travi-colonne, alla instabilità flessotorsionale delle travi ed all'imbozzamento dei pannelli d'anima.

I suddetti-argomenti costituiscono la base per affrontare compiutamente i temi progettuali, sviluppati nei capitoli successivi, con riferimento agli edifici civili ed industriali (cap. VII) ed agli interventi di consolidamento e di adeguamento statico (cap. VIII). Il testo è integrato da particolari esecutivi e da suggerimenti progettuali.

Infine si descrivono le procedure di disegno e di calcolo automatico agli elementi finiti, facendo riferimento a programmi di biblioteca di pre e post-processo (cap. IX).

Nella III edizione è stato introdotto il capitolo X relativo alle strutture miste acciaio calcestruzzo, facendo riferimento all'EC4 e alle recenti 10016.

Lo sviluppo degli argomenti segue in gran parte le lezioni del corso di *Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio*, svolto dall'autore presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Palermo, a partire dal 1988 e rivolto agli allievi dei corsi di laurea civile-strutture ed edile. I disegni costruttivi sono tratti prevalentemente da progetti redatti dall'autore.

Nonostante l'interesse culturale e professionale degli argomenti trattati, le *Costruzioni in acciaio* interessano attualmente uno sparuto numero di allievi, i quali seguono attivamente le lezioni, le esercitazioni e le visite tecniche.

Pertanto il volume è stato concepito per essere di valido ausilio ai giovani colleghi, i quali, spesso, iniziano la propria attività disponendo di un'ampia cultura teorica, ma con scarsa formazione progettuale. Ciò ha determinato il progressivo arretramento della figura e del ruolo professionale dell'ingegnere strutturista nella partecipazione alla fase di ideazione dell'opera e, spesso, il suo coinvolgimento tardivo come verificatore di soluzioni già individuate.

Per esigenze editoriali il testo è maggiormente orientato verso la progettazione degli edifici e, pertanto, non ha la pretesa di affrontare tutti gli argomenti relativi alle strutture in acciaio, né di esaurire quelli considerati. Per i necessari approfondimenti si rimanda alle numerose indicazioni bibliografiche.

Nelle tre edizioni che si sono susseguite a partire dal 1993 sono stati espressi i ringraziamenti ai colleghi e collaboratori che si sono impegnati nel rendere possibile la presente iniziativa. Alcuni degli ingegneri citati sono diventati professori e la lista si è progressivamente allungata, rendendo dispersiva la puntuale elencazione dei singoli contributi, per i quali si rimanda alle passate edizioni.

Prefazione alla IV edizione

A distanza di dieci anni dalla I edizione del presente testo, l'Editore Dario Flaccovio ha cortesemente aderito all'invito di adeguare il volume all'evoluzione normativa introdotta dall'Ordinanza della Protezione Civile 3274 del 20/03/2003, la quale ha profondamente innovato la normativa sismica vigente, allineandola all'EC8.

Ciò ha reso necessario riscrivere alcune parti del testo e spostarne altre in un due nuovi capitoli. Le successive modifiche ed integrazioni, introdotte con l'Ordinanza 3316, hanno comportato ulteriori rielaborazioni di alcune parti del testo.

In particolare è stata approfondita l'analisi sismica delle strutture, sviluppando i criteri informatori degli spettri di risposta, del fattore di struttura e dell'analisi push-over.

Il capitolo V relativo alle unioni ed ai vincoli esterni è stato integrato con le cerniere a perno, con gli ancoraggi con tasselli, con gli apparecchi di appoggio e con gli isolatori sismici.

Alle connessioni trave-colonna, precedentemente inserite nel capitolo IV, è stato dedicato l'intero capitolo VII nel quale sono trattate le principali tipologie di unioni saldate o bullonate, sviluppando il calcolo della loro resistenza, secondo il criterio degli stati limite ultimi e della deformabilità, seguendo le indicazioni dell'Annesso J dell'EC3 e valutando l'influenza delle connessioni semirigide sulla risposta dei telai.

Il capitolo dedicato agli edifici civili ed industriali (VIII) è stato integrato con paragrafi relativi alle strutture tubolari ed alle pareti sismiche in acciaio, non ancora contemplate dalle norme, ma oggetto di studi approfonditi presso l'Università di Palermo, con sperimentazioni svolte presso il laboratorio Geoprogetti s.r.l.

Il capitolo IX dedicato agli interventi di consolidamento e di adeguamento è stato ampliato, illustrando i criteri di adeguamento sismico dei telai in acciaio proposti dalla FEMA, consistenti nell'indebolimento o nel rafforzamento delle estremità delle travi, in modo da localizzare in esse le cerniere plastiche, preservando le connessioni e le colonne. L'importante argomento relativo alle strutture composte acciaio-calcestruzzo è stato approfondito nel capitolo X alla luce delle CNR 10016-2000 e dell'Ordinanza 3274 e

delle successive modifiche ed integrazioni, trattando con maggior completezza lo studio delle colonne composte.

Infine è stato ampliato lo studio del comportamento al fuoco dedicandogli gran parte del capitolo XI, nel quale è anche trattata la resistenza alla corrosione ed è stato aggiornato il capitolo dedicato alla progettazione assistita dal calcolatore, spostandolo alla fine del testo (cap. XII).

Il volume è corredata di un CD predisposto dalla STACEC s.r.l. che contiene alcuni semplici programmi per la verifica di elementi strutturali in acciaio, dei quali fornisce il sagomario.

Si ringraziano la STACEC ed in particolare Cosimo Alvaro e Ovidio Italiano, il geom. Giuseppe Di Carlo, l'ing. Elio Lo Giudice della Geoprogetti, l'ing. Vincenzo Venturi della Sidercem, l'ing. Paolo Rugarli autore del programma Sargon e infine gli ingegneri Filippo Azzarito e Libertino Vella che hanno collaborato alla revisione del testo.

Non si è ritenuto opportuno rinviare la presente pubblicazione in attesa dell'emanazione di un nuovo Testo Unico sulle costruzioni, in modo da rendere immediatamente disponibile un volume aggiornato sulle strutture in acciaio, al quale il sottoscritto fa riferimento per lo svolgimento del proprio corso universitario e di corsi di aggiornamento organizzati da ordini professionali.

Palermo, dicembre 2004

Nunzio Scibilia

5 Le unioni e i vincoli esterni

I mezzi di unione in carpenteria metallica si classificano in:

- *unioni chiodate*
- *unioni bullonate*
- *unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza*
- *unioni con perni*
- *unioni saldate*.

I mezzi di unione hanno il compito di assemblare i singoli laminati lavorati così da formare le membrature (o parti di strutture) e di collegare ancora queste ultime, sino a dare luogo alla struttura completa.

Le unioni di membrature vengono indicate normalmente come *unioni di forza*, mentre le prime, per esempio quelle che servono a realizzare una trave composta a partire da ferri piatti ed angolari, vengono chiamate *unioni correnti*.

Le unioni con bulloni, sia normali che ad alta resistenza, costituiscono collegamenti rimovibili, mentre collegamenti definitivi sono quelli ottenuti con chiodatura o con saldatura.

I collegamenti in officina sono eseguiti con tutti i sistemi; in cantiere, è preferibile eseguire la bullonatura.

La saldatura e la chiodatura in cantiere vengono evitate sia perchè riesce difficile il controllo delle unioni, sia per il costo dell'operazione. Tuttavia in alcune particolari condizioni si ricorre alle saldature in opera.

La chiodatura va oggi facendosi più rara, risultando più onerosa degli altri sistemi, poichè richiede, come per la bullonatura, il lavoro di tracciatura e di foratura ed inoltre l'impegno di mano d'opera altamente specializzata per l'esecuzione dell'unione.

La bullonatura ha rimpiazzato la chiodatura per il vantaggio della rapidità della messa in opera e per la maggiore resistenza del materiale costituente i bulloni.

5.1. Unioni chiodate e bullonate. Verifiche secondo le CNR 10011

La tecnologia della messa in opera del chiodo prevede le seguenti operazioni:

- foratura dei pezzi da collegare
- montaggio dei bulloni provvisori per assemblare i vari pezzi
- riscaldamento del chiodo, suo alloggiamento e ribaditura.

I chiodi da impiegare in carpenteria si suddividono nelle categorie approssimativamente elencate, ciascuna con l'indicazione della norma UNI cui devono corrispondere:

- chiodi a testa tonda stretta, secondo UNI 136
- chiodi a testa svasata piana, secondo UNI 139
- chiodi a testa svasata con calotta, secondo UNI 140.

I fori devono corrispondere alla UNI 141.

Di regola si devono impiegare chiodi aventi i seguenti diametri nominali:

$d = 10; 13; 16; 19; 22; 25 \text{ mm}$

e ordinatamente, fori dai diametri:

$D = 10.5; 14; 17; 20; 23; 26 \text{ mm.}$

Nei calcoli si assume il diametro del foro, tanto per la verifica di resistenza della chiodatura, quanto per valutare l'indebolimento degli elementi chiodati.

Con la ribaditura del chiodo, quest'ultimo acquista il diametro del foro e durante il raffreddamento si genera nel chiodo uno sforzo di trazione che si traduce in una pressione fra le superfici a contatto dei pezzi chiodati.

L'attrito che si sviluppa può di conseguenza opporsi allo scorrimento degli elementi; tuttavia, dato che nel tempo tale attrito diminuisce, nel calcolo si fa affidamento alla sola resistenza a taglio del chiodo.

L'analisi in campo elastico dello stato di tensione presente negli elementi che compongono un giunto teso o compresso si presenta complessa. Si sono pertanto ricercate schematizzazioni semplificate del comportamento di tali elementi strutturali, giustificate in base alla ridistribuzione plastica delle tensioni.

Queste schematizzazioni sono le seguenti:

- a) uguale impegno statico di tutti i chiodi (o bulloni) del giunto, purchè la risultante dei carichi applicati sia baricentrica;
- b) distribuzione uniforme delle tensioni nelle sezioni degli elementi connessi con giunti simmetrici;
- c) distribuzione uniforme delle pressioni esercitate dal gambo sul contorno del foro;
- d) impegno del gambo a far fronte a sole azioni di taglio, trascurando le azioni flettenti indotte in esso per effetto della deformazione degli elementi connessi.

L'andamento teorico in campo elastico dello sforzo S assorbito dal singolo chiodo in un giunto con più file di chiodi (evidenziato in fig. 5.1) mostra che i chiodi d'estremità sono sollecitati oltre la media prevista dalle ipotesi di calcolo, con uno scarso tanto maggiore quanto più elevato è il numero delle file di chiodi nel giunto.

Questi risultati teorici sono stati ottenuti nell'ipotesi di comportamento indefinitamente elastico di tutti gli elementi (chiodi o bulloni e lamiere) che compongono il giunto e trascurando il trasferimento di una parte del carico per attrito tra le superfici a contatto.

L'adattamento plastico del collegamento riduce tuttavia queste punte di sollecitazione in modo tale che il calcolo basato sull'assunzione di una sollecitazione media uniforme per tutti i chiodi o bulloni è, salvo casi eccezionali, accettabile. È utile conoscere, almeno in modo qualitativo, lo stato tensionale elastico presente negli altri elementi che compongono un giunto, e cioè le tensioni agenti sul contorno dei fori e sui gambi dei bulloni o dei chiodi.

La presenza dei fori comporta una distribuzione di tensioni, caratterizzata da punte locali particolarmente onerose. Ad esempio, nel caso di un piatto rettangolare forato sottoposto ad azione assiale, la distribuzione delle tensioni assume, in corrispondenza alla sezione forata, l'andamento indicato in figura 5.2 (si rilevi che la massima tensione può essere due-tre volte la tensione media calcolata sulla sezione depurata dal foro).

Per quanto concerne la distribuzione delle tensioni di contatto tra il gambo del bullone e le lamiere da connettere, valgono gli andamenti rappresentati in figura 5.3.

La presenza di punte di sollecitazione in corrispondenza dei fori è una delle principali ragioni per cui, nella lavorazione degli elementi da connettere, si ritiene accettabile ricorrere alla punzonatura per l'esecuzione dei fori solo per spessori modesti e materiali di elevata duttilità, dal momento che la punzonatura produce un incrudimento locale del materiale attorno al foro.

Se il materiale adottato mantiene un comportamento soddisfacente, che si accosta a quello idealmente elastoplastico anche dopo la punzonatura, gli elevati valori locali delle tensioni, determinati dalla presenza del foro, non risultano in

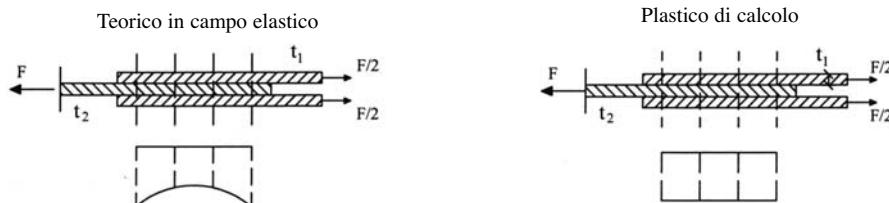


Fig. 5.1. Andamento degli sforzi assorbiti dai bulloni disposti in più file

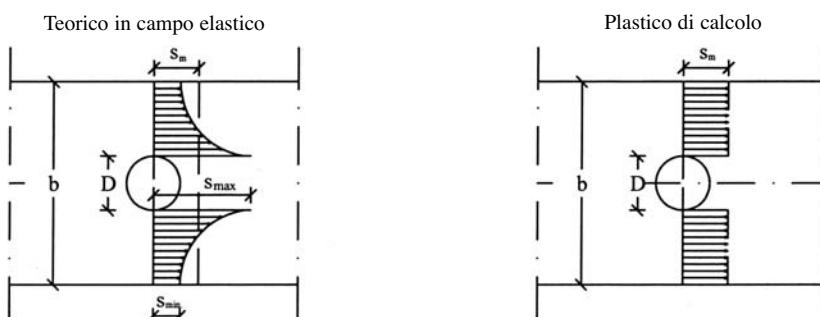


Fig. 5.2. Concentrazioni di tensioni attorno ad un foro

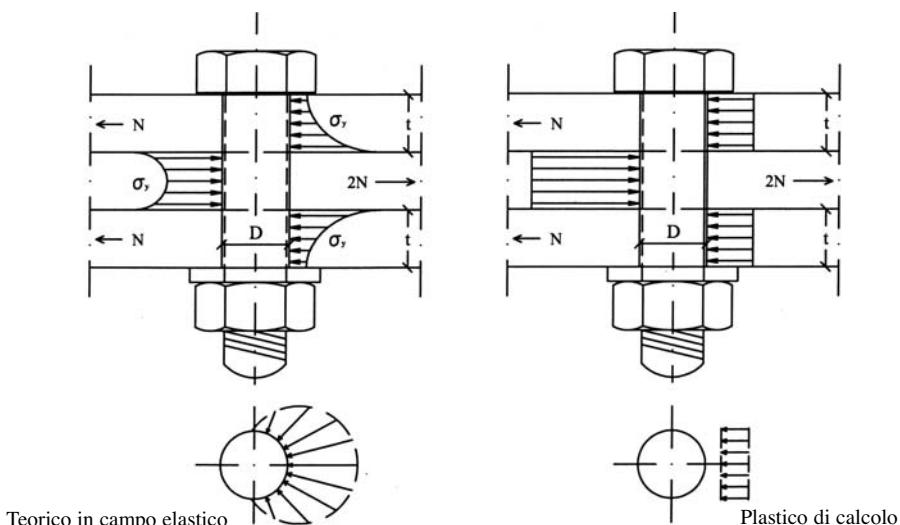


Fig. 5.3. Tensioni di rifollamento

genere pericolosi, poiché, sotto opportune condizioni, può non risultare diminuita la resistenza a collasso dell'elemento strutturale in esame.

Se il materiale che costituisce l'unione non può plasticizzarsi nell'intorno dei fori, a causa del locale incrudimento indotto dalla lavorazione meccanica, un picco nella distribuzione delle tensioni può produrre una cricca fragile.

È bene segnalare che i materiali, per i quali si verificano gli inconvenienti ora descritti, sono sensibili anche ai fenomeni d'invecchiamento e presentano rischio di rottura fragile alle basse temperature.

Quanto è stato fin qui detto per il più semplice tipo di unione e di carico, fa comprendere la complessità dello studio teorico in campo elastico dei particolari costruttivi che realizzano collegamenti tra le varie parti delle strutture. Un'esatta conoscenza della distribuzione delle tensioni in campo elastico, oltreché laboriosa, sarebbe inoltre scarsamente significativa a causa della distribuzione delle tolleranze di lavorazione. È quindi opportuno ricorrere a metodi di calcolo suggeriti dal comportamento plastico delle giunzioni chiodate o bullonate, senz'altro più spediti e, in definitiva, maggiormente attendibili.

In conclusione, per verificare il corretto dimensionamento di un giunto occorre constatare che:

- gli elementi connessi non siano eccessivamente indeboliti dalla presenza dei fori;
- la pressione media esercitata dal gambo sul contorno del foro (pressione di rifollamento) non risulti troppo elevata;
- la tensione tangenziale media nel gambo del chiodo o del bullone non sia superiore a limiti prefissati.

La prima delle tre verifiche, sviluppata nel capitolo precedente, si effettua determinando la tensione media agente lungo la più sfavorevole linea di possibile rottura. Quest'ultima è ovviamente scelta in modo tale che l'area della sezione resistente risulti la minima possibile e, conseguentemente, sia massima la tensione media ivi presente.

Dette σ_{am} la tensione ammissibile per il materiale base a trazione semplice, V la risultante dei carichi applicati, A_n l'area della sezione resistente minima, dovrà risultare, in assenza di apprezzabili tensioni dovute a momenti secondari:

$$\sigma = \frac{V}{A_n} \leq \sigma_{am} \quad (5.1)$$

È bene sottolineare che la verifica di resistenza nella sezione prescelta di un giunto di forza va ovviamente eseguita in base alla effettiva aliquota di carico presente nella sezione considerata.

Se l'unione è realizzata mediante doppio coprigiunto simmetrico, per la verifica si prenderà in esame soltanto metà del carico applicato, procedendo come sopra illustrato. Di regola però, nella usuale prassi costruttiva, il controllo del coprigiunto risulta superfluo, in quanto lo spessore di quest'ultimo è assunto uguale o leggermente superiore alla metà di quello degli elementi da connettere e si suole, inoltre, assegnare ad esso una larghezza b pari a quella degli elementi da collegare.

Nel caso di unione a doppio coprigiunto simmetrico il carico è ripartito egualmente tra i due elementi che lo compongono. Se non si ha simmetria, se cioè i due elementi di coprigiunto sono dotati di area della sezione trasversale differente, dette A_1 e A_2 queste ultime, la ripartizione del carico tra i due elementi potrà essere definita dalle relazioni:

$$F_1 = \frac{VA_1}{A_1 + A_2} \quad F_2 = \frac{VA_2}{A_1 + A_2} \quad (5.2)$$

La ripartizione della risultante V in due forze F_1 e F_2 , eseguita secondo questo criterio, induce però un'azione flettente secondaria negli elementi uniti, della quale è opportuno tener conto in sede di verifica di resistenza degli elementi connessi. È agevole verificare che il momento flettente secondario è esprimibile tramite la seguente relazione:

$$M = \frac{1}{2} \frac{V}{A_1 + A_2} [A_2(t_2 + t_0) - A_1(t_1 + t_0)] \quad (5.3)$$

Per $t_1 \rightarrow 0$, si ottiene, come caso limite, il momento flettente presente in un giunto a semplice sovrapposizione.

A causa dell'indebolimento indotto dalla presenza dei fori, esiste la possibilità

che si producano lacerazioni locali negli elementi che costituiscono l'unione, dovute alle pressioni esercitate dai gambi dei bulloni sul contorno dei fori.

Tali lacerazioni possono presentarsi, soprattutto, in corrispondenza dei fori prossimi ai bordi, là dove lo stato di tensione può risultare particolarmente oneroso.

Se la distanza dei fori dai lembi non è sufficiente, questi possono rompersi in vari modi, specie se il metallo è stato indebolito praticando i fori col punzone.

Numerosi risultati sperimentali hanno permesso di stabilire valori sufficienti delle distanze tra l'asse dei chiodi o bulloni ed i bordi degli elementi dell'unione, tali da evitare il verificarsi di rotture; si sono potute, pertanto, stabilire regole pratiche di progettazione, le quali permettono di eseguire un rapido e corretto dimensionamento senza ulteriori verifiche.

In relazione al rapporto tra lo spessore complessivo s da chiodare ed il diametro del chiodo, si impiegano:

- chiodi a testa tonda ed a testa svasata piana, per $s/d < 4.5$;
- chiodi a testa svasata con calotta, per $4.5 < s/d < 6.5$.

In rapporto al diametro d dei chiodi ed al più piccolo tra gli spessori collegati devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti (CNR 10011) evidenziate in figura 5.4.

- *interasse fori in direzione della forza*

elementi compressi $15 t \geq i \geq 3d$

elementi tesi $25 t \geq i \geq 3d$

- *distanza fori dal bordo libero*

in direzione della forza $m \geq 2d$

in direzione perpendicolare alla forza $m_t \geq 1,5 d$

bordo non irrigidito $\leq 6 t$

bordo irrigidito $\leq 9 t$

dove:

i è la distanza tra i centri dei fori contigui;

m è la distanza dal centro di un foro al margine degli elementi da collegare, ad esso più vicino, nella direzione dello sforzo;

m_t è la distanza come la precedente m , ma ortogonale alla direzione dello sforzo.

Il rispetto della massima distanza tra i fori e tra questi ed i bordi liberi assicura anche il contatto tra le lamiere lungo tutto lo sviluppo dei coprigiunti.

In tal modo, oltre a prevenire l'instabilità locale di porzioni compresse, si evitano infiltrazioni di acqua o di umidità responsabili di corrosione.

Le stesse limitazioni si applicano ai bulloni.

Le verifiche delle unioni bullonate si effettuano come quelle chiodate salvo a mettere in conto, nelle formule, il diametro effettivo del bullone.

Di regola si impiegano bulloni composti da viti a testa esagonale con filettatura metrica ISO a passo grosso, estesa ad un tratto parziale del gambo, dai seguenti diametri:

$d = 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30 \text{ mm.}$

Nel progetto dei particolari delle unioni bullonate occorre assicurare gli spazi necessari ad inserire le pistole di serraggio, generalmente pneumatiche. A tal fine si considera un mandrino di sezione circolare avente diametro compreso tra 45 mm per i diametri più piccoli (fino ad M16) e 70 mm per i diametri maggiori (M30). Negli USA i bulloni sono individuati sia attraverso il loro diametro espresso in pollici $d = \frac{1}{2}, \frac{5}{8}, \frac{3}{4}, \frac{7}{8}, 1, 1\frac{1}{8}, \dots$ sia attraverso lo stesso riferimento europeo in millimetri (M16 – M36).

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato di 1 mm fino al diametro 20 mm e di 1.5 mm oltre il diametro 20 mm, quando è ammisible un assestamento sotto carico del giunto. La maggiorazione sarà invece, rispettivamente, di 0.25 e 0.50 mm, quando tale assestamento non è consentito (fori calibrati).

Nei disegni si devono contraddistinguere con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri e devono essere precisati i giochi foro-bullone e la lunghezza del gambo, variabile da 40 a 250 mm in relazione agli spessori delle lame da collegare. Il diametro del bullone viene contraddistinto dalla lettera M seguita da un numero indicante il diametro della vite.

La resistenza delle viti viene contraddistinta attraverso due numeri separati da un punto. Il primo moltiplicato per 100 indica la tensione f_t in N/mm² ed il secondo moltiplicato per 10 esprime il rapporto percentuale minimo f_y/f_t .

Le viti sono contraddistinte dagli indici 4.6; 5.6; 6.6; 8.8; 10.9, e 12.9, ma l'ultima classe di resistenza non è prevista nelle CNR. L'interasse dei bulloni e le distanze dai margini si assumono uguali a quelle indicate per i chiodi. I valori delle resistenze e delle tensioni ammissibili e di calcolo sono riportati nella seguente tabella 5.1.

Tabella 5.1. Tensioni caratteristiche nei bulloni

CLASSE VITE	STATO LIMITE						
	f_t [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	$f_{k,N}$ [N/mm ²]	$f_{d,N}$ [N/mm ²]	$f_{d,V}$ [N/mm ²]	$\sigma_{b,adm}$ [N/mm ²]	$\tau_{b,adm}$ [N/mm ²]
4.6	400	240	240	240	170	160	113
5.6	500	300	300	300	212	200	141
6.6	600	360	360	360	255	240	170
8.8	800	640	560	560	396	373	264
10.9	1000	900	700	700	495	467	330

La pressione sul contorno del foro, riferita alla proiezione della superficie cilindrica del chiodo o del bullone, detta tensione di rifollamento σ_{rif} , deve risultare:

$$\sigma_{rif} \leq \begin{cases} \alpha f_d & \text{(stato limite elastico)} \\ \alpha \sigma_{amm} & \text{(tensioni amm.)} \end{cases} \quad (5.4)$$

essendo $\alpha = m/d$, non superiore a 2.5.

I bulloni di ogni classe devono essere adeguatamente serrati. È consigliabile applicare un serraggio tale da provocare nel gambo della vite la seguente forza di trazione $N_s = 0.8 f_{kN} A_{res}$, essendo A_{res} l'area della sezione resistente della vite ed f_{kN} una tensione convenzionale, da assumere pari al minore valore tra la tensione di snervamento su provetta f_y e 0.7 f_t (tab. 5.1).

La coppia di serraggio T_s necessaria per indurre la forza normale N_s per filettatura a passo grosso è data dall'espressione $T_s = k N_s d$ essendo d il diametro nominale di filettatura del bullone e k il coefficiente di torsione il cui valore dipende dai coefficienti di attrito delle superfici in movimento relativo durante il serraggio. Esso può ritenersi costante finché le deformazioni della vite si mantengono in campo elastico.

I valori di A_{res} , T_s ed N_s , calcolati per $k = 0.2$, sono riportati nella tabella 5.2. Le viti 8.8 e 10.9 con i corrispondenti dadi possono essere utilizzate per le giunzioni ad attrito di cui al paragrafo seguente.

Sia i bulloni normali che quelli ad alta resistenza devono appartenere alla classe UNI 3740-74 ed essere associati tra vite e dado secondo la tabella seguente.

VITE	4.6	5.6	6.6	8.8	10.9
DADO	4	5	6	8	10

In USA le norme LRFD consentono di utilizzare bulloni ad alta resistenza in acciaio ASTM A3525M di uso generalizzato, nelle versioni normale e zincata e A490M, nei diametri compresi tra M16 ed M36 (sistema metrico), ma i diametri più utilizzati ricadono nell'intervallo M20-M24. Analogamente alle norme europee la vite (bolt), il dado (nut) e la rosetta (washer) devono essere marcati dal produttore con la propria sigla di identificazione dello stabilimento e con l'indicazione del materiale.

La lunghezza del bullone (bolt length) è quella compresa tra l'interno della testa e l'estremità filettata. Le rosette circolari sono piane, mentre quelle a contorno quadrato presentano un'inclinazione di 1/6, tale da compensare il non parallellismo di lamiera da serrare.

In un'unione comprendente N chiodi o bulloni, soggetta al taglio V , si valuta la tensione tangenziale τ_b , dipendente dal numero n di piani di contatto, con la relazione:

$$\tau_b = \frac{4V}{nN\pi D^2} \text{ (chiodi);} \quad \tau_b = \frac{4V}{nN\pi d^2} \text{ (bulloni)} \quad (5.5)$$

La tensione di rifollamento σ_{rif} sulla lamiera di spessore t alla quale è applicato il taglio V_i risulta:

$$\sigma_{rif,i} = \frac{V_i}{NDt} \text{ (chiodi);} \quad \sigma_{rif,i} = \frac{V_i}{Ndt} \text{ (bulloni)} \quad (5.6)$$

Nel caso di un solo chiodo ed un solo piano di contatto si ha:

$$\tau_b = \frac{4V}{\pi D^2} \quad \sigma_{rif,max} = \frac{V}{Dt_{min}}$$

Nel caso di un collegamento con un solo chiodo e due piani di contatto, realizzato accoppiando due coprigiunti simmetrici di spessore t_2 ad una lamiera di spessore t_1 si ha:

$$\tau_b = \frac{2V}{\pi D^2} \quad \sigma_{rif,1} = \frac{V}{Dt_1} \quad \sigma_{rif,2} = \frac{V}{2Dt_2}$$

Ponendo $t_2 \geq t_1/2$ la verifica a rifollamento può essere eseguita soltanto sulla lamiera principale.

Se il chiodo è sollecitato da uno sforzo di trazione N_b si destà una tensione normale σ_b nel chiodo ed una tensione tangenziale di punzonamento τ_p sulla lamiera, in corrispondenza della circonferenza avente il diametro D_i della testa ($D_i = 1.6 D$).

$$\sigma_b = \frac{4N_b}{\pi D^2} \quad \tau_p = \frac{N_b}{\pi D_i t} \quad (5.7)$$

Nel caso di presenza contemporanea di sforzi normali e di taglio deve risultare:

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

$$\left(\frac{\tau_b}{\tau_{b,amm}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{b,amm}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{tensioni ammissibili}) \quad (5.8)$$

Le istruzioni CNR 10011 indicano per i chiodi le seguenti tensioni:

$$f_{d,V} = 180 \text{ N/mm}^2 \quad f_{d,N} = 75 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{b,amm} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{b,amm} = 50 \text{ N/mm}^2$$

Per i bulloni si applicano le stesse formule, ponendo nella (5.7) $D = d$ e $D_i = 1.5 d$. Le viti risultano impegnate a taglio generalmente al di fuori del tratto filettato, pertanto la 5.5 può applicarsi facendo riferimento alla sezione linda e al diametro d effettivo.

Invece la tensione normale va calcolata due volte: la prima, considerando la sezione linda e la seconda quella A_{res} ridotta per la filettatura.

Il primo valore va associato alla tensione tangenziale attraverso il criterio di resistenza (5.8); il secondo deve risultare inferiore ai valori indicati in tabella 5.1.

Nel caso più generale si considera che un gruppo di bulloni sia soggetto ad una forza F comunque inclinata agente con eccentricità e rispetto al centro di taglio C dei bulloni (fig. 5.4). L'eccentricità della forza destà un momento torcente $M_t = F \cdot e$ che accresce lo sforzo di taglio sui bulloni.

La distribuzione degli sforzi sui singoli bulloni, e quindi la resistenza del collegamento, può essere valutata in modo esatto con il metodo del centro di istantanea rotazione IC.

Tabella 5.2. Copie di serraggio T_s e sforzi di pretrazione N_s nei bulloni

D [mm]	A_{res} [mm ²]	T_s [Nm]			N_s [kN]		
		4.6	5.6	6.6	4.6	5.6	6.6
12	84	39	48	58	16	20	24
14	115	62	77	93	22	28	33
16	157	96	121	145	30	38	45
18	192	133	166	199	37	46	55
20	245	188	235	282	47	59	71
22	303	256	320	384	58	73	87
24	353	325	407	488	68	85	102
27	459	476	595	714	88	110	132
30	561	646	808	969	108	135	161

Tale metodo considera le piastre di collegamento rigide nel proprio piano e valuta lo spostamento relativo di queste ultime composto in genere da una traslazione e da una rotazione. L'effetto combinato della rotazione e della traslazione è equivalente ad una rotazione attorno ad un punto definito centro di istantanea rotazione come illustrato in figura 5.4. La posizione di tale punto dipende sia dalla geometria del gruppo di bulloni sia dalla posizione e dall'inclinazione della forza agente.

La reazione su ciascun bullone sarà diretta perpendicolarmente al raggio che collega IC col centro del bullone e può essere calcolata mediante una legge costitutiva che lega lo sforzo di taglio con lo spostamento relativo tra le piastre.

La condizione ultima del collegamento si ottiene applicando lo spostamento massimo consentito al bullone più distante dal centro di istantanea rotazione e calcolando gli spostamenti corrispondenti su tutti gli altri bulloni. La resistenza ultima sarà data dalla somma delle reazioni dei singoli bulloni.

In alternativa può essere utilizzato il metodo elastico, di più semplice applicazione, operante a vantaggio di sicurezza, in quanto associa la crisi del bullone più sollecitato alla crisi del sistema senza tenere conto delle risorse di duttilità.

Con riferimento alla figura 5.5 si esamina ancora una volta il caso più generale di una forza F comunque inclinata avente eccentricità e rispetto al centro di taglio C del collegamento costituito da n bulloni.

Secondo il metodo elastico la forza F viene applicata direttamente sul centro di taglio, aggiungendo il momento di trasporto $M_t = F \cdot e$, e viene scomposta nelle due componenti orizzontale e verticale ottenendo un sistema di azioni (F_H , F_V , M_t) equivalente al primo.

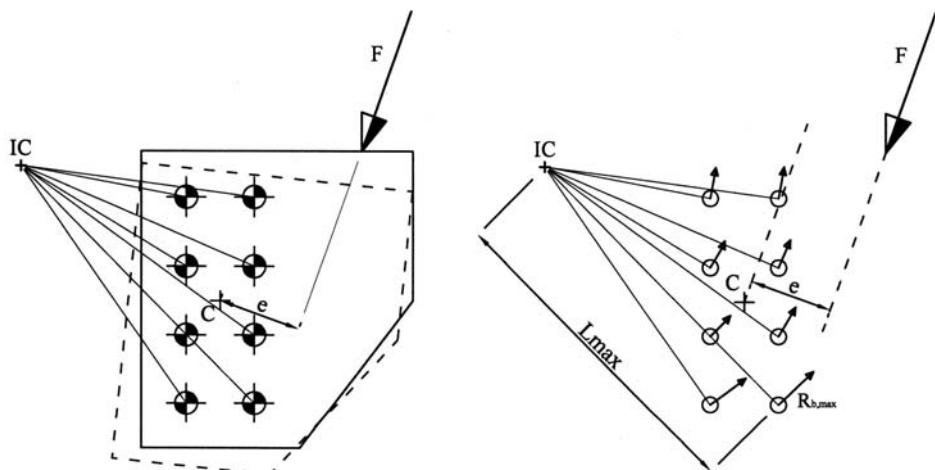


Fig. 5.4. Unione bullonata soggetta ad un forza comunque inclinata

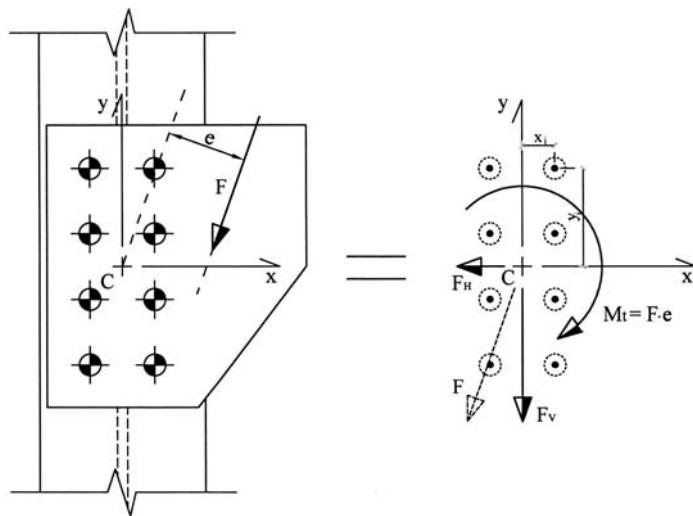


Fig. 5.5. Azioni equivalenti su un collegamento sollecitato nel proprio piano

Ciascuna componente, considerata separatamente, induce sul singolo bullone le reazioni verticali e orizzontali di seguito calcolate:

$$V_{b,0} = \frac{F_V}{n} \quad H_{b,0} = \frac{F_H}{n} \quad (5.9)$$

Il momento torcente induce ulteriori reazioni proporzionali alla distanza c_i del bullone i -esimo dal centro di taglio, e le cui componenti possono essere calcolate con le seguenti espressioni:

$$V_{b,1} = \frac{M_t}{I_p} x_i \quad H_{b,1} = \frac{M_t}{I_p} y_i \quad (5.10)$$

dove:

x_i e y_i sono le distanze del bullone i -esimo dall'asse y e dall'asse x rispettivamente (fig. 5.5);

I_p è il momento di inerzia polare della bullonatura per sezione dei bulloni unitaria, che ha la seguente espressione:

$$I_p = I_x + I_y = \sum_{i=1}^n y_i^2 + \sum_{i=1}^n x_i^2 \quad (5.11)$$

Le reazioni calcolate vanno infine sommate vettorialmente per ottenere il risultante con cui effettuare la verifica a taglio del bullone più sollecitato:

$$R_b = \sqrt{(V_{b,0} + V_{b,1})^2 + (H_{b,0} + H_{b,1})^2} \quad (5.12)$$

5.2. Unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza

Negli ultimi anni i bulloni ad alta resistenza, lavoranti per attrito tra le lamiere, sono stati largamente impiegati nelle costruzioni metalliche ed hanno rimpiazzato le unioni chiodate, tranne che per particolari applicazioni.

Il meccanismo di funzionamento dell'unione ad attrito trae origine dalle azioni tangenziali che si sviluppano tra le superfici premute per mezzo di pre-sollecitazioni applicate ai bulloni.

Tecnologicamente l'unione richiede un'apposita preparazione delle superfici di contatto, così da realizzare le condizioni che diano luogo ad un coefficiente di attrito più elevato possibile e l'inserimento di una seconda rondella sotto la testa della vite.

Il serraggio del bullone si opera con chiavi dinamometriche tali da consentire l'applicazione del momento torcente voluto in relazione al diametro del bullone e tale da generare a sua volta il prescritto sforzo assiale.

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$d = 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30 \text{ mm}$

e fori di diametro pari a quello del bullone maggiorato di 1.5 mm fino al diametro 24 mm e di 2 mm per diametri superiori.

Nei disegni devono essere distinti con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri. Per l'interasse e le distanze tra i bulloni ed i margini si seguono le stesse regole indicate al paragrafo precedente.

Lo sforzo T_b trasmissibile da ciascun bullone, per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare, è dato dalla relazione:

$$T_b = N_s \mu / \eta_f \quad (5.13)$$