

**NORMA EUROPEA SPERIMENTALE
EUROPEAN PRESTANDARD
PRENORME EUROPÉENNE
EUROPAISCHE VORNORM**

ENV 1993-1-1

Aprile 1992

CDU 624.92.014.2:624.07

Descrittori: edilizia, strutture di acciaio, calcolo, codici per le costruzioni, regole di calcolo

**Eurocodice 3
Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici**

**Eurocode 3
Design of steel structures
Part 1-1: General rules and rules for buildings**

**Eurocode 3
Calcul des structures en acier
Partie 1-1: Règles générales et règles pour le bâtiments**

**Eurocode 3
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln,
Bemessungsregeln für den Hochbau**

La presente norma sperimentale è stata adottata dal CEN il 24 aprile 1992 come norma per applicazione provvisoria. Il periodo di validità di questa norma europea sperimentale (ENV) è limitato a 3 anni. I Paesi membri del CEN saranno invitati dopo 2 anni a sottoporre i loro commenti, in particolare per quanto riguarda la sua trasformazione da ENV a EN.

Secondo le Regole Comuni del CEN/CENELEC, i Paesi membri del CEN sono tenuti a rendere nota l'esistenza di una norma ENV e a renderla prontamente disponibile a livello nazionale in una forma appropriata. È possibile mantenere in vigore, contemporaneamente alla ENV, altre norme nazionali contrastanti fino alla decisione finale sulla possibile conversione da ENV a EN.

I membri del CEN sono gli Organismi nazionali di normazione dei seguenti Paesi: Austria, Belgio, Danimarca, Finlandia, Francia, Germania, Grecia, Irlanda, Islanda, Italia, Lussemburgo, Norvegia, Paesi Bassi, Portogallo, Regno Unito, Spagna, Svezia e Svizzera.

CEN

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE

**European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung**

Segreteria Centrale: rue de Stassart 36 - B-1050 Bruxelles

La presente norma è in vendita presso gli Organismi nazionali di normazione.

© I diritti di riproduzione di questa norma sono riservati ai soli Organismi nazionali di normazione membri del CEN.

0. Premessa

0.1. Obiettivi degli Eurocodici

- 1) Gli Eurocodici Strutturali comprendono un gruppo di norme relative alla progettazione strutturale e geotecnica degli edifici e delle opere di ingegneria civile.
- 2) Essi sono redatti per essere utilizzati come documenti di riferimento per i seguenti scopi:
 - a) come strumento per verificare la conformità delle caratteristiche degli edifici e delle opere di ingegneria civile ai requisiti essenziali della Direttiva 89/106 Prodotti da costruzione (CPD);
 - b) come disposizioni quadro per redigere norme tecniche per i prodotti da costruzione.
- 3) Essi trattano esecuzione e controllo solo nella misura atta a definire la qualità dei prodotti usati nella costruzione e il livello di preparazione professionale necessario per soddisfare le ipotesi assunte nella progettazione.
- 4) Fin quando non sarà disponibile la necessaria serie delle norme tecniche sui prodotti e sui metodi di prova delle loro prestazioni, alcuni degli Eurocodici Strutturali tratteranno taluni di questi aspetti in specifiche appendici informative.

0.2. Cronistoria del programma degli Eurocodici

- 1) La Commissione delle Comunità Europee (CEC) assunse l'iniziativa per redigere un insieme di norme tecniche per la progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile che dovrebbero servire inizialmente quale alternativa ai diversi regolamenti in vigore nei vari Stati membri e, successivamente, sostituirli. Queste norme tecniche sono state designate "Eurocodici Strutturali".
- 2) Nel 1990, dopo aver consultato i rispettivi Stati membri, la CEC ha incaricato il CEN del lavoro di sviluppo ulteriore, emanazione e aggiornamento degli Eurocodici Strutturali; la Segreteria dell'EFTA ha accettato di dare supporto ai lavori del CEN.
- 3) Il Comitato Tecnico CEN/TC 250 è responsabile di tutti gli Eurocodici Strutturali.

0.3. Programma degli Eurocodici

- 1) Sono in fase di redazione i seguenti Eurocodici Strutturali, ognuno dei quali generalmente consta di varie parti:

EN 1991 = Eurocodice 1	Basi della progettazione ed azioni sulle strutture
EN 1992 = Eurocodice 2	Progettazione delle strutture di calcestruzzo
EN 1993 = Eurocodice 3	Progettazione delle strutture di acciaio
EN 1994 = Eurocodice 4	Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo
EN 1995 = Eurocodice 5	Progettazione delle strutture di legno
EN 1996 = Eurocodice 6	Progettazione delle strutture di muratura
EN 1997 = Eurocodice 7	Progettazione geotecnica
EN 1998 = Eurocodice 8	Regole progettuali per le strutture antisismiche

Inoltre potrà essere aggiunto al programma:

EN 1999 = Eurocodice 9 Progettazione delle strutture di alluminio

- 2) Il CEN/TC 250 ha costituito dei sottocomitati separati in relazione ai diversi Eurocodici sopra citati.

- 3) La presente parte degli Eurocodici Strutturali relativa alla progettazione delle strutture in acciaio che è stata portata a termine ed approvata per la pubblicazione sotto la direzione della CEE, è in fase di pubblicazione da parte del CEN come norma sperimentale (ENV) per un periodo iniziale di tre anni.
- 4) La presente norma sperimentale è utilizzata per applicazioni pratiche di tipo sperimentale nella progettazione degli edifici e nei lavori di ingegneria civile inclusi nello scopo come indicato in 1.1.2 e per la presentazione di commenti.
- 5) Dopo circa due anni ai membri CEN sarà richiesto di inviare commenti formali da prendere in considerazione per definire le future azioni.
- 6) Nel frattempo, suggerimenti e commenti su questa norma sperimentale dovranno essere inviati alla segreteria del Sottocomitato 3 del CEN/TC 250 al seguente indirizzo:

BSI
 2 Park Street
 London W1A 2BS
 ENGLAND

o al Vostro ente normatore nazionale
 (nota nazionale - per l'Italia : UNI
 Via Battistotti Sassi, 11
 20133 MILANO
 tel. 02/70024.1 - fax. 02/70.106.106)

0.4. Documenti di applicazione nazionale

- 1) Considerando le responsabilità delle Autorità nei Paesi membri in fatto di sicurezza, salute e altre questioni espresse nei requisiti essenziali della CPD (direttiva CEE "prodotti da costruzione"), ad alcuni elementi di sicurezza contenuti in questa norma sperimentale sono stati assegnati dei valori indicativi che vengono identificati da



Si prevede che le Autorità di ogni Paese membro assegnino dei valori definitivi a questi elementi di sicurezza.

- 2) Molte delle norme di supporto, compresi gli Eurocodici che attribuiscono valori per le azioni da considerare e le misure richieste per la protezione contro l'incendio, non saranno disponibili per il periodo in cui verrà pubblicata questa norma sperimentale. Si anticipa quindi che verrà pubblicato da ogni Paese membro o dall'organismo di normazione un Documento di Applicazione Nazionale (NAD) che fornirà valori definitivi per gli elementi di sicurezza, farà riferimento alle norme di supporto compatibili e rappresenterà una guida a livello nazionale per l'applicazione di questa norma sperimentale.
- 3) **Resta inteso che questa norma sperimentale verrà usata insieme al NAD valido nel paese in cui vengono svolti i lavori di edilizia o ingegneria civile.**

0.5 Questioni specifiche della presente norma sperimentale

0.5.1. Generalità

- 1) Lo scopo dell'Eurocodice 3 è definito in 1.1.1 e lo scopo della presente parte dell'Eurocodice 3 è definito in 1.1.2. Parti aggiuntive dell'Eurocodice 3 in preparazione sono indicate in 1.1.3; queste ultime si occuperanno di tecnologie o applicazioni aggiuntive e faranno da completamento e da supplemento alla presente parte.

- 2) Nell'uso in pratica la presente norma sperimentale si deve fare particolare attenzione alle affermazioni e alle condizioni indicate in 1.3.
- 3) Nello sviluppo della presente norma sperimentale sono stati preparati documenti di riferimento che danno commenti e giustificazioni per alcune delle cose che si trovano nella presente parte.

0.5.2. Uso delle appendici

- 1) I nove punti (capitoli) della presente norma sperimentale sono completati da un certo numero di appendici, alcune normative ed alcune informative.
- 2) Le appendici normative hanno valore di norma come i punti a cui si riferiscono. Queste appendici sono state introdotte, al di fuori del testo, inserendo alcune delle regole e dei principi applicativi più dettagliati che sono necessari in particolari casi in modo da facilitarne la comprensione.

0.5.3. Concetti standard di riferimento

- 1) Nell'uso della presente norma sperimentale è necessario fare riferimento ai vari standard CEN ed ISO. Questi sono usati per definire le caratteristiche dei prodotti ed i procedimenti che si suppone vengano applicati nel formulare le regole di progettazione.
- 2) La presente norma sperimentale cita 10 norme di riferimento che vengono date in modo dettagliato nell'appendice B normativa. Ciascuna norma fa riferimento a tutte o a parte delle norme CEN e/o ISO. Quando non è ancora disponibile qualche riferimento CEN o ISO, si deve consultare il Documento di Applicazione Nazionale per trovare la norma da usare. Si suppone che verranno usati solamente quelle classi e qualità dati nell'appendice B normativa per edifici e lavori di ingegneria civile progettati per la presente parte della presente norma sperimentale.

0.5.4. Acciaio strutturale saldabile

- 1) Un'importante norma di prodotto, citata nella norma di riferimento, definita per acciai strutturali saldabili è la EN 10025, nella quale sono importanti le qualità Fe 360, Fe 430 e Fe 510.
- 2) Tuttavia, la EN 10025 contiene altre qualità di acciaio oltre a queste tre qualità saldabili. È stato riconosciuto che, anche per queste tre qualità di acciaio, che la passata esperienza ha mostrato che sono saldabili, le specificazioni nella EN 10025 sono tali che, entro i limiti di tolleranza della analisi chimica, possono venire forniti acciai che potrebbero risultare difficili da saldare. Pertanto, nel riferirci alla EN 10025 nell'appendice B normativa, è stata inclusa un'ulteriore richiesta in B 2.1(6) riguardante la saldabilità dell'acciaio, che deve venire citata quando vengono ordinati acciai ad EN 10025.
- 3) Nella presente norma sperimentale non sono stati specificati mezzi per ottenere saldabilità adeguata. Tuttavia, la EN 10025 offre la definizione di valori di carbonio equivalenti (CEV) che possono venire negoziati con i fornitori di acciaio per assicurare adeguata saldabilità.

0.5.5. Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze

- 1) La presente norma sperimentale dà per la progettazione di strutture in acciaio le regole generali che si riferiscono agli stati limite delle membrane quali rottura per tensione, rottura per fenomeni di instabilità o rottura dei collegamenti.
- 2) Dà pure regole particolari che si riferiscono alle strutture di edifici, quali regole per telai, travi, travi reticolari e collegamenti trave-colonna.
- 3) La maggior parte delle regole sono state calibrate in presenza di risultati di prove al fine di ottenere valori coerenti per i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza.
- 4) Al fine di evitare una grande varietà di valori sono state scelte due categorie:

- $\gamma_{M1} = 1,1$ che deve venire applicato a resistenze che si riferiscono alla resistenza allo snervamento f_y (per esempio, per tutti i fenomeni di instabilità);
- $\gamma_{M2} = 1,15$ che deve venire applicato a resistenze che si riferiscono alla resistenza ultima alla tensione f_u (per esempio, la resistenza netta alla tensione o le resistenze di bulloni e saldature).
- 5) Tuttavia, per i casi di travi laminate a caldo, con sezioni trasversali di classe 1, inflesse attorno all'asse maggiore e non soggette a rottura a causa di fenomeni di instabilità, e di membrature sotto tensione, dove la verifica a snervamento della sezione trasversale guida la progettazione, si è trovato, a partire da studi di taratura che usano dati forniti dai produttori di acciaio europei, che la distribuzione statistica delle tolleranze geometriche e delle resistenze allo snervamento giustificherebbero la riduzione del coefficiente γ_{M1} da 1,1 ad 1,0. Tenendo conto di questo fatto, è stata introdotta la categoria per permettere ai Paesi membri di scegliere fra $\gamma_{M0} = 1,1$ e $\gamma_{M0} = 1,0$.

0.5.6. Costruzione e montaggio

- 1) Il punto 7 della presente norma sperimentale ha lo scopo di indicare alcune norme minime di qualità di esecuzione e di tolleranze normali che si sono supposte nel derivare le regole di progettazione date dalla presente parte.
- 2) Sono pure indicate al progettista le informazioni che si riferiscono a strutture particolari che si devono fornire per definire le esigenze di esecuzione.
- 3) Inoltre vengono definite le autorizzazioni ed altri dettagli pratici che il progettista deve usare nei calcoli.

0.5.7. Progetti assistiti da prove

- 1) Nel corso di progettazione di routine, il punto 8 non è richiesto, ma viene fornito per venire usato in circostanze particolari nelle quali può diventare utile.
- 2) Vengono tracciati solo i principi da seguire. Una guida più dettagliata figura nelle regole di applicazione date nell'appendice Y informativo.

0.5.8. Resistenza alla fatica

- 1) In questa norma sperimentale è stato incluso il punto 8 nella categoria "Regole generali". La sua inclusione non implica che la fatica sia verosimilmente un criterio di progettazione per la maggior parte delle strutture di edifici.
- 2) Si anticipa che il ruolo principale del punto 9 sarà quello di regole generali cui si può fare riferimento nelle parti di questo Eurocodice 3 che seguiranno.
- 3) Tuttavia, la sua inclusione rende pure possibile l'applicazione di questa parte di norma sperimentale a quella minoranza di strutture particolari di edifici dove è necessario tenere conto degli effetti di fluttuazioni ripetute degli sforzi.

NORMA EUROPEA Sperimentale ENV 1993-1-1

Eurocodice 3
Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

S O M M A R I O

1. Introduzione

- 1.1. Scopo
 - 1.1.1. Scopo dell'Eurocodice 3
 - 1.1.2. Scopo della parte 1-1 dell'Eurocodice 3
 - 1.1.3. Ulteriori parti dell'Eurocodice 3
- 1.2. Distinzione fra principi e regole applicative
- 1.3. Ipotesi
- 1.4. Definizioni
 - 1.4.1. Termini comuni a tutti gli Eurocodici
 - 1.4.2. Termini speciali usati in questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3
- 1.5. Unità di misura S.I.
- 1.6. Simboli usati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3
 - 1.6.1. Lettere latine maiuscole
 - 1.6.2. Lettere greche maiuscole
 - 1.6.3. Lettere latine minuscole
 - 1.6.4. Lettere greche minuscole
- 1.6.5. Indici
- 1.6.6. Uso degli indici nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3
- 1.6.7. Convenzioni per gli assi delle membrature

2. Principi di progettazione

- 2.1. Requisiti fondamentali
- 2.2. Definizioni e classificazioni
 - 2.2.1. Stati limite e situazioni di progetto
 - 2.2.2. Azioni
 - 2.2.3. Proprietà dei materiali
 - 2.2.4. Dati geometrici
 - 2.2.5. Disposizioni di carico e condizioni di carico
- 2.3. Requisiti per il progetto
 - 2.3.1. Generalità
 - 2.3.2. Stati limite ultimi
 - 2.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per gli stati limite ultimi
 - 2.3.4. Stati limite di servizio
- 2.4. Durabilità
- 2.5. Resistenza al fuoco

3. Materiali

- 3.1. Generalità
- 3.2. Acciaio strutturale
 - 3.2.1. Scopo
 - 3.2.2. Proprietà dei materiali per acciaio laminato a caldo
 - 3.2.3. Proprietà dei materiali per acciaio profilato a freddo
 - 3.2.4. Dimensioni, massa e tolleranze
 - 3.2.5. Valori di calcolo dei coefficienti del materiale
- 3.3. Elementi di giunzione
 - 3.3.1. Generalità
 - 3.3.2. Bulloni, dadi e rosette
 - 3.3.3. Altri tipi di dispositivi di collegamento precaricati

- 3.3.4. **Chiodi**
- 3.3.5. **Elettrodi**

- 4. Stati limite di servizio**
 - 4.1. **Principi**
 - 4.2. **Controllo degli spostamenti**
 - 4.2.1. **Requisiti**
 - 4.2.2. **Valori limite**
 - 4.2.3. **Ristagno dell'acqua piovana**
 - 4.3. **Effetti dinamici**
 - 4.3.1. **Requisiti**
 - 4.3.2. **Strutture aperte al pubblico**
 - 4.3.3. **Oscillazioni eccitate dal vento**

- 5. Stati limite ultimi**
 - 5.1. **Principi**
 - 5.1.1. **Generalità**
 - 5.1.2. **Progetto dei telai**
 - 5.1.3. **Membrature tese**
 - 5.1.4. **Membrature compresse**
 - 5.1.5. **Travi**
 - 5.1.6. **Membrature soggette alla combinazione di forza assiale e momento**
 - 5.1.7. **Giunzioni e collegamenti**
 - 5.1.8. **Fatica**
 - 5.2. **Calcolo delle sollecitazioni**
 - 5.2.1. **Analisi globale**
 - 5.2.2. **Ipotesi per il progetto**
 - 5.2.3. **Sistemi strutturali**
 - 5.2.4. **Imperfezioni**
 - 5.2.5. **Stabilità agli spostamenti laterali**
 - 5.2.6. **Stabilità del telaio**
 - 5.2.7. **Requisiti delle colonne per l'analisi plastica**
 - 5.3. **Classificazione delle sezioni trasversali**
 - 5.3.1. **Principi**
 - 5.3.2. **Classificazione**
 - 5.3.3. **Requisiti delle sezioni trasversali per l'analisi plastica globale**
 - 5.3.4. **Requisiti per le sezioni trasversali quando si usa l'analisi globale elastica**
 - 5.3.5. **Proprietà efficaci delle sezioni trasversali per sezioni trasversali di classe 4**
 - 5.3.6. **Effetti delle forze trasversali sulle anime**
 - 5.4. **Resistenza delle sezioni trasversali**
 - 5.4.1. **Generalità**
 - 5.4.2. **Proprietà delle sezioni**
 - 5.4.3. **Trazione**
 - 5.4.4. **Compressione**
 - 5.4.5. **Momento flettente**
 - 5.4.6. **Taglio**
 - 5.4.7. **Flessione e taglio**
 - 5.4.8. **Flessione e forza assiale**
 - 5.4.9. **Flessione, taglio e forza assiale**
 - 5.4.10. **Forze trasversali alle anime**
 - 5.5. **Resistenza delle membrature all'instabilità**
 - 5.5.1. **Membrature compresse**
 - 5.5.2. **Instabilità flesso-torsionale delle travi**
 - 5.5.3. **Flessione e trazione assiale**
 - 5.5.4. **Flessione e compressione assiale**
 - 5.6. **Resistenza all'instabilità per taglio**
 - 5.6.1. **Principi**
 - 5.6.2. **Metodi di progetto**
 - 5.6.3. **Metodo post-critico semplificato**
 - 5.6.4. **Metodo delle bande diagonali di trazione**
 - 5.6.5. **Irrigidimenti trasversali intermedi**
 - 5.6.6. **Saldature**
 - 5.6.7. **Interazione fra forza di taglio, momento flettente e forza assiale**
 - 5.7. **Resistenza dell'anima alle forze trasversali**
 - 5.7.1. **Principi**
 - 5.7.2. **Lunghezza del tratto di contatto rigido**

- 5.7.3. **Resistenza allo schiacciamento**
- 5.7.4. **Resistenza all'imbozzamento**
- 5.7.5. **Resistenza di progetto all'instabilità**
- 5.7.6. **Irrigidimenti trasversali**
- 5.7.7. **Imbozzamento dell'anima indotto dalla piattabanda**
- 5.8. **Strutture a maglie triangolari**
- 5.8.1. **Generalità**
- 5.8.2. **Lunghezza di libera inflessione delle membrane**
- 5.8.3. **Angolari quali aste di parete in compressione**
- 5.9. **Membrature composte in compressione**
- 5.9.1. **Principi**
- 5.9.2. **Membrature tralicciate compresse**
- 5.9.3. **Membrature calastrellate compresse**
- 5.9.4. **Membrature composte da elementi ravvicinati**
- 5.9.5. **Membrature in angolari calastrellati posti a croce**

6. Collegamenti soggetti a carichi statici

- 6.1. **Principi**
- 6.1.1. **Generalità**
- 6.1.2. **Forze e momenti applicati**
- 6.1.3. **Resistenza dei collegamenti**
- 6.1.4. **Ipotesi di progetto**
- 6.1.5. **Fabbricazione e montaggio**
- 6.2. **Intersezioni**
- 6.3. **Collegamenti caricati a taglio soggetti a vibrazioni e/o a inversioni di carico**
- 6.4. **Classificazione dei collegamenti**
- 6.4.1. **Generalità**
- 6.4.2. **Classificazione secondo la rigidezza**
- 6.4.3. **Classificazione secondo la resistenza**
- 6.5. **Collegamenti con bulloni, chiodi o perni**
- 6.5.1. **Posizionamento dei fori per bulloni e chiodi**
- 6.5.2. **Detrazione dell'area dei fori per dispositivi di giunzione**
- 6.5.3. **Categorie di collegamenti bullonati**
- 6.5.4. **Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione**
- 6.5.5. **Resistenza di progetto dei bulloni**
- 6.5.6. **Resistenza di progetto dei chiodi**
- 6.5.7. **Bulloni e chiodi a testa svasata**
- 6.5.8. **Bulloni ad alta resistenza nei collegamenti ad attrito**
- 6.5.9. **Forze per effetto leva**
- 6.5.10. **Giunti a sviluppo longitudinale**
- 6.5.11. **Giunti a singola sovrapposizione con un bullone**
- 6.5.12. **Dispositivi di giunzione attraverso piatti di imbottitura**
- 6.5.13. **Collegamenti con perni**
- 6.6. **Collegamenti saldati**
- 6.6.1. **Generalità**
- 6.6.2. **Geometria e dimensioni**
- 6.6.3. **Strappi lamellari**
- 6.6.4. **Distribuzione delle forze**
- 6.6.5. **Resistenza di progetto di saldature a cordoni d'angolo**
- 6.6.6. **Resistenza di progetto di saldature di testa**
- 6.6.7. **Resistenza di progetto di saldature entro fori od intagli**
- 6.6.8. **Giunti a piattabanda non irrigidita**
- 6.6.9. **Giunti paralleli alla direzione delle forze prevalenti**
- 6.6.10. **Angolari collegati attraverso una sola ala**
- 6.7. **Collegamenti di tipo misto**
- 6.8. **Giunti intermedi ad una membratura**
- 6.8.1. **Generalità**
- 6.8.2. **Giunti in membrature compresse**
- 6.8.3. **Giunti in membrature tese**
- 6.9. **Collegamenti trave-colonna**
- 6.9.1. **Criteri di progetto**
- 6.9.2. **Relazione momento-rotazione**
- 6.9.3. **Momento resistente**
- 6.9.4. **Rigidezza rotazionale**
- 6.9.5. **Capacità di rotazione**
- 6.9.6. **Classificazione dei collegamenti trave-colonna**

- 6.9.7. Calcolo delle proprietà
- 6.9.8. Regole applicative
- 6.10. Giunzioni di profilati cavi in travi reticolari
- 6.10.1. Resistenza di progetto
- 6.10.2. Regole applicative
- 6.11. Giunti di base
- 6.11.1. Piastre di base
- 6.11.2. Tiraferri
- 6.11.3. Regole applicative

7. Fabbricazione e montaggio

- 7.1. Generalità
- 7.1.1. Finalità
- 7.1.2. Requisiti
- 7.2. Specifica di progetto
- 7.3. Limitazioni per la fabbricazione
- 7.4. Preparazione del materiale
- 7.5. Collegamenti bullonati
- 7.5.1. Fori
- 7.5.2. Tolleranze nei fori per i dispositivi di giunzione
- 7.5.3. Bulloni
- 7.5.4. Dadi
- 7.5.5. Rosette
- 7.5.6. Serraggio dei bulloni
- 7.5.7. Superfici di contatto resistenti allo scorrimento
- 7.5.8. Accoppiamento delle superfici di contatto
- 7.6. Collegamenti saldati
- 7.7. Tolleranze
- 7.7.1. Tipi di tolleranze
- 7.7.2. Applicazione delle tolleranze
- 7.7.3. Tolleranze di montaggio normali
- 7.7.4. Tolleranze di fabbricazione
- 7.7.5. Posizione dei bulloni di fondazione
- 7.8. Controlli e prove

8. Progettazione integrata da prove

- 8.1. Principi
- 8.2. Pianificazione delle prove
- 8.3. Esecuzione delle prove
- 8.4. Valutazione dei risultati delle prove
- 8.5. Documentazione

9. Fatica

- 9.1. Generalità
- 9.1.1. Principi
- 9.1.2. Finalità
- 9.1.3. Limitazioni
- 9.1.4. Casi in cui è necessaria la valutazione della resistenza a fatica
- 9.1.5. Definizioni
- 9.1.6. Simboli
- 9.2. Carico di fatica
- 9.3. Coefficienti parziali di sicurezza
- 9.3.1. Generalità
- 9.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza per il carico di fatica
- 9.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a fatica
- 9.3.4. Valori raccomandati di γ_{Mf}
- 9.4. Spettri delle tensioni di fatica
- 9.4.1. Calcolo delle tensioni
- 9.4.2. Campo di variazione delle tensioni nel metallo base
- 9.4.3. Campo di variazione delle tensioni nei giunti saldati
- 9.4.4. Spettro di progetto del campo di variazione delle tensioni
- 9.5. Procedure per la valutazione della resistenza a fatica
- 9.5.1. Generalità
- 9.5.2. Valutazione della resistenza a fatica basata sul campo di variazione delle tensioni nominali

- 9.5.3. Valutazioni della resistenza a fatica basate sui campi di variazione delle tensioni geometriche
- 9.6. Resistenza a fatica
 - 9.6.1. Generalità
 - 9.6.2. Curve di resistenza a fatica per i dettagli classificati
 - 9.6.3. Curve di resistenza a fatica per dettagli non classificati
 - 9.7. Fattori che influenzano la resistenza a fatica
 - 9.7.1. Campi di variazione delle tensioni in dettagli costruttivi non saldati o sottoposti a trattamento termico di distensione
 - 9.7.2. Influenza dello spessore
 - 9.7.3. Curve modificate della resistenza a fatica
 - 9.8. Prospetti di classificazione dei dettagli costruttivi

Appendice B : Norme di riferimento (normativa)

- B 1. Campo di applicazione
- B 2. Definizioni
- B 2.1. Norma di riferimento 1: "Acciaio strutturale saldabile"
- B 2.2. Norma di riferimento 2: "Dimensioni dei profili e delle piastre"
- B 2.3. Tolleranze
- B 2.4. Norma di riferimento 3: "Bulloni, dadi e rosette"
- B 2.5. Norma di riferimento 4: "Elettrodi per saldature"
- B 2.6. Norma di riferimento 5: "Chiodi"
- B 2.7. Norme di riferimento da 6 a 9: "Norme per l'esecuzione"
- B 2.8. Norma di riferimento 10: "Protezione dalla corrosione"

Appendice C : Progettazione contro la rottura fragile (informativa)

- C 1. Resistenza alla rottura fragile
- C 2. Metodi di calcolo
 - C 2.1. Condizioni di esercizio
 - C 2.2. Velocità di carico
 - C 2.3. Conseguenze del collasso
 - C 2.4. Resistenza nominale allo snervamento
 - C 2.5. Parametri
 - C 2.6. Calcoli

Appendice E : Lunghezza di libera inflessione per una membratura compressa (informativa)

- E 1. Generalità
- E 2. Colonne di telai di edifici

Appendice F : Instabilità flesso-torsionale (informativa)

- F 1. Momento elastico critico
 - F 1.1. Principi
 - F 1.2. Formula generale per sezioni trasversali simmetriche rispetto all'asse minore
 - F 1.3. Travi con sezioni trasversali uniformi doppiamente simmetriche
 - F 1.4. Travi con sezioni trasversali uniformi con un solo asse di simmetria ad ali diverse
- F 2. Snellezza
 - F 2.1. Generalità
 - F 2.2. Travi con sezioni trasversali uniformi doppiamente simmetriche

Appendice J : Collegamenti trave-colonna (normativa)

- J 1. Campo di applicazione
 - J 1.1. Tipi di collegamento
 - J 1.2. Altri tipi di collegamenti
- J 2. Collegamenti trave-colonna saldati
 - J 2.1. Momento resistente
 - J 2.2. Lamiere di rinforzo dell'anima
 - J 2.3. Resistenza della zona tesa

- J 2.4. Resistenza della zona compressa
- J 2.5. Resistenza della zona soggetta a taglio
- J 2.6. Rigidezza rotazionale
- J 2.7. Capacità di rotazione
- J 3. Collegamenti trave-colonna bullonati
 - J 3.1. Limitazioni
 - J 3.2. Momento resistente
 - J 3.3. Elementi a T equivalenti
 - J 3.4. Resistenza della zona di trazione
 - J 3.5. Resistenza della zona di compressione
 - J 3.6. Resistenza della zona soggetta a taglio
 - J 3.7. Rigidezza rotazionale
 - J 3.8. Capacità di rotazione

Appendice K : Giunzioni di travi reticolari in profilati cavi (normativa)

- K 1. Generalità
- K 2. Definizioni
- K 3. Campo di applicazione
- K 4. Analisi
- K 5. Saldature
- K 6. Giunti saldati fra profilati tubolari circolari
- K 7. Giunti saldati fra aste di parete tubolari e correnti tubolari a sezione quadra o rettangolare
 - K 7.1. Generalità
 - K 7.2. Aste di parete a sezione quadra o circolare e correnti a sezione quadra
 - K 7.3. Sezioni rettangolari
- K 8. Giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezioni a I oppure ad H
- K 9. Simboli usati nei prospetti

Appendice L : Progetto dei giunti di base (normativa)

- L 1. Piastre di base
- L 2. Tirafondi

Appendice M : Metodo alternativo per saldature a cordoni d'angolo (normativa)

Appendice Y : Linee guida per prove di carico (informativa)

- Y 1. Generalità
- Y 2. Condizioni per le prove
- Y 3. Procedimenti generali per le prove
- Y 4. Procedimenti specifici per le prove
 - Y 4.1. Prove per l'accettazione
 - Y 4.2. Prove di resistenza
 - Y 4.3. Prova a collasso
 - Y 4.4. Prove di controllo
 - Y 4.5. Prove per determinare funzioni di resistenza e fattori di modello
 - Y 4.6. Altri procedimenti di prova

Prospetti:

- 1.1. Lista dei termini corrispondenti nelle lingue della Comunità (da completare per altre lingue)
- 2.1. Valori di progetto per le azioni da impiegare nella combinazione delle azioni
- 2.2. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sulle strutture di edifici per situazioni di progetto persistenti e transitorie
- 3.1. Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per acciai strutturali conformi alla EN 10025 o prEN 10113

- 3.2. Spessori massimi per elementi strutturali caricati staticamente che non richiedono riferimento all'appendice C
- 3.3. Valori nominali della resistenza allo snervamento f_{yb} e della resistenza a rottura per trazione f_{ub} per i bulloni
- 4.1. Valori limite raccomandati per gli spostamenti verticali
- 5.2.1. Ipotesi di progetto
- 5.3.1. Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi (fogli da 1 a 4)
- 5.3.2. Elementi compressi interni
- 5.3.3. Elementi compressi sporgenti
- 5.5.1. Coefficienti di imperfezione
- 5.5.2. Coefficienti di riduzione
- 5.5.3. Selezione della curva di instabilità per una sezione trasversale
- 6.5.1. Fattori riduttivi β_2 e β_3
- 6.5.2. Categorie di collegamenti bullonati
- 6.5.3. Resistenza di progetto dei bulloni
- 6.5.4. Resistenza di progetto a rifollamento - Basata sul diametro del bullone
- 6.5.5. Resistenza di progetto dei chiodi
- 6.5.6. Condizioni geometriche per piastre nei collegamenti con perni
- 6.5.7. Resistenza di progetto per collegamenti a perno
- 6.6.1. Tipologie comuni di giunti saldati
- 7.1. Tolleranze normali dopo il montaggio
- 7.2. Tolleranze di rettilineità incorporate nelle regole di progettazione
- 9.3.1. Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a fatica γ_M
- 9.6.1. Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali
- 9.6.2. Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni tangenziali
- 9.6.3. Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per elementi cavi
- 9.6.4. Coefficienti per tenere in conto i momenti flettenti secondari nelle giunzioni di travi reticolari composte da profilati cavi a sezione circolare
- 9.6.5. Coefficienti per tenere in conto i momenti flettenti secondari nelle giunzioni di travi reticolari composte di profilati cavi a sezione rettangolare
- 9.7.1. Valori numerici per le curve modificate della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali
- 9.8.1. Particolari non saldati (fogli 1 e 2)
- 9.8.2. Travi composte saldate (fogli 1 e 2)
- 9.8.3. Saldature di testa trasversali (fogli 1 e 2)
- 9.8.4. Collegamenti saldati con saldature non soggette a carichi (fogli 1 e 2)
- 9.8.5. Collegamenti saldati con saldature soggette a carichi (fogli 1, 2 e 3)
- 9.8.6. Profilati cavi (fogli 1 e 2)
- 9.8.7. Giunzioni di travi reticolari (fogli 1 e 2)
- C 1. Valore base della resistenza allo snervamento media inferiore
- C 2. Valori delle costanti
- C 3. Temperatura T_{cv} della prova di resilienza Charpy V
- E 1. Coefficiente di rigidezza efficace per una trave
- E 2. Coefficiente di rigidezza efficace K per una trave in un telaio di edificio con solai di calcestruzzo
- E 3. Formule approssimate per i coefficienti di rigidezza ridotta di una trave per compressione assiale
- F 1.1. Valori dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente k : momento all'estremità
- F 1.2. Valori dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente k : casi di carico trasversale

- K 6.1. Campo di validità per giunti saldati fra profilati tubolari circolari
- K 6.2. Resistenze di progetto per giunti saldati fra profilati tubolari circolari
- K 7.1. Campo di validità per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare quadrata o circolare e correnti a sezione tubolare quadrata
- K 7.2. Resistenze di progetto per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare quadrata o circolare e correnti a sezione tubolare quadrata
- K 8.1. Campo di validità per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezione I oppure ad H
- K 8.2. Resistenze di progetto per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti a sezione I oppure ad H

Figure:

- 1.1. Dimensioni ed assi delle sezioni
- 4.1. Inflessioni da prendere in considerazione
- 5.2.1. Relazione bi-lineare tensioni-deformazioni
- 5.2.2. Relazione alternativa bi-lineare tensioni-deformazioni (da usare solo per l'analisi elastoplastica)
- 5.2.3. Sostituzione delle imperfezioni laterali iniziali con forze orizzontali equivalenti
- 5.2.4. Forze orizzontali equivalenti
- 5.2.5. Forza stabilizzante equivalente
- 5.2.6. Forze nel controvento in corrispondenza di discontinuità dell'elemento compresso
- 5.2.7. Telaio di edificio contravice che collegano ciascuna colonna a ciascun livello di impalcato
- 5.2.8. Meccanismo con spostamenti laterali che implica la presenza di cerniere plastiche nelle colonne solo in corrispondenza delle basi
- 5.3.1. Sezioni trasversali di classe 4 - forza assiale
- 5.3.2. Sezioni trasversali di classe 4 - momento flettente
- 5.4.1. Fori sfalsati
- 5.4.2. Angolari con fori in entrambe le ali
- 5.4.3. Sollecitazioni nel pannello d'anima dovute a momento flettente, forza assiale e forza trasversale
- 5.5.1. Valori di progetto delle imperfezioni di freccia iniziali equivalenti e $e_{o,d}$
- 5.5.2. Resistenza allo snervamento media f_{ya} di sezioni strutturali cave in profilato a freddo
- 5.5.3. Coefficienti di momento equivalente uniforme
- 5.6.1. Geometria delle bande diagonali di trazione
- 5.6.2. Geometria del pannello di estremità
- 5.6.3. Sollecitazione delle bande di trazione diagonali
- 5.6.4. Interazione fra resistenza all'instabilità per taglio e momento resistente
- 5.7.1. Forze applicate attraverso una piattabanda
- 5.7.2. Lunghezza del tratto di contatto rigido
- 5.7.3. Larghezze efficaci per la resistenza all'instabilità dell'anima
- 5.7.4. Sezione trasversale efficace degli irrigidimenti
- 5.9.1. Sistemi di tralicciatura a singola diagonale sulle facce opposte degli elementi principali
- 5.9.2. Sistemi di tralicciatura accoppiati ad altri componenti perpendicolari all'asse longitudinale della membratura
- 5.9.3. Membratura tralicciata compressa
- 5.9.4. Lunghezza di libera inflessione dei correnti con sezione ad L nelle membrature tralicciate
- 5.9.5. Membratura calastrellata compressa
- 5.9.6. Membrature composte da elementi ravvicinati
- 5.9.7. Membrature in angolari calastrellati posti a croce
- 6.5.1. Simboli per la spaziatura dei dispositivi di giunzione
- 6.5.2. Spaziatura sfalsata - compressione
- 6.5.3. Spaziatura in componenti tesi
- 6.5.4. Distanze dalle estremità e dal bordo per fori asolati
- 6.5.5. Area efficace a taglio nel meccanismo "block shear"
- 6.5.6. Collegamenti di angolari
- 6.5.7. Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione

- 6.5.8. Forze per effetto leva
- 6.5.9. Effetto dei dettagli costruttivi sulle forze per effetto leva
- 6.5.10. Giunti a sviluppo longitudinale
- 6.5.11. Giunto a singola sovrapposizione con un bullone
- 6.5.12. Momento flettente in un perno
- 6.6.1. Saldatura a cordoni d'angolo a tratti
- 6.6.2. Saldature a singolo cordone d'angolo e saldature di testa da un solo lato a parziale penetrazione
- 6.6.3. Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni strutturali cave rettangolari
- 6.6.4. Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni piene
- 6.6.5. Per evitare strappi lamellari
- 6.6.6. Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo
- 6.6.7. Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione
- 6.6.8. Saldature di testa a parziale penetrazione
- 6.6.9. Saldature di testa a T
- 6.6.10. Larghezza efficace di un giunto a T non irrigidito
- 6.7.1. Collegamenti di tipo misto
- 6.9.1. Modellazione di un collegamento quale molla rotazionale
- 6.9.2. Definizione di relazioni momento-rotazione approssimate
- 6.9.3. Proprietà di una relazione momento-rotazione di progetto
- 6.9.4. Relazione momento-rotazione con una rotazione iniziale a cerniera
- 6.9.5. Rigidezza rotazionale S_i
- 6.9.6. Variazione della rigidezza rotazionale con il momento applicato
- 6.9.7. Capacità di rotazione θ_{Cd}
- 6.9.8. Limiti raccomandati per la classificazione dei collegamenti trave-colonna come rigidi
- 6.9.9. Esempi di classificazione di relazioni momento-rotazione per collegamenti trave-colonna
- 6.9.10. Zone critiche nei collegamenti trave-colonna
- 7.1. Massimo dislivello fra superfici adiacenti
- 7.2.1. Tolleranze normali dopo il montaggio - Parte 1^a
- 7.2.2. Tolleranze normali dopo il montaggio - Parte 2^a
- 9.1.1. Spettro di progetto
- 9.1.2. Curva di resistenza a fatica
- 9.6.1. Curve della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali
- 9.6.2. Curve della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni tangenziali
- 9.6.3. Curve della resistenza a fatica per giunzioni di travi reticolari tubolari
- 9.7.1. Curva modificata della resistenza a fatica
- E 2.1. Rapporto di lunghezza di libera inflessione ℓ/L per una colonna nel modo e nodi fissi
- E 2.2. Rapporto di lunghezza di libera inflessione ℓ/L per una colonna nel modo a nodi spostabili
- E 2.3. Coefficienti di distribuzione per colonne
- E 2.4. Coefficienti di distribuzione per colonne continue
- F 1.1. Convenzione sui segni per determinare z_i
- J 1.1. Collegamenti trave-colonna
- J 2.1. Piatto di rinforzo dell'anima
- J 2.2. Spaziatura delle saldature entro fori o dei bulloni per piatto di rinforzo dell'anima
- J 2.3. Forza trasversale su una colonna non irrigidita
- J 2.4. Modi di instabilità "a colonna" di un'anima non irrigidita
- J 2.5. Pannello d'anima di colonna non irrigidito soggetto a forza di taglio
- J 2.6. Pannelli d'anima di colonna con irrigidimenti diagonali
- J 3.1. Caratteristiche dimensionali di un elemento a T
- J 3.2. Modalità di collasso di un elemento a T
- J 3.3. Effetti della geometria del collegamento sul modo di collasso di un elemento a T
- J 3.4. Meccanismi di collasso plastico per un'ala non irrigidita
- J 3.5. Ala di colonna con contro piastra nella zona di trazione del collegamento

- J 3.6. Lunghezze efficaci delle ali di elementi a T equivalenti che rappresentano un'ala di colonna irrigidita
 - J 3.7. Valori di α per ali di colonna irrigidite
 - J 3.8. Lunghezze efficaci delle ali di elementi a T equivalenti rappresentanti una flangia d'estremità
- K 1. Intervallo e sovrapposizione dei giunti
 - K 2. Eccentricità dei giunti
 - K 3. Valori del coefficiente kg
 - K 4. Modalità di collasso - Sezioni rettangolari
 - K 5. Tipi di giunti
- L 1. Area di contatto sotto la piastra di base
 - L 2. Giunti di base
 - L 3. Ancoraggio di tirafondi
- M 1. Tensioni sulla sezione di gola di una saldatura a cordoni d'angolo

Procedimenti:

- J 3.1. Momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna - Distribuzione plastica delle forze di bullone
- J 3.2. Momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna - Distribuzione delle forze dei bulloni in proporzione alla distanza dal centro di compressione
- J 3.3. Resistenza efficace di progetto delle righe di bulloni

PREFAZIONE

Nota di redazione.

La prefazione sarà basata sul modello di prefazione in corso di stesura dal EC-CG. Quando questa sarà disponibile, il paragrafo 1.3(3) sarà trasferito dal punto 1 alla prefazione stessa.

1. Introduzione

1.1. Scopo

1.1.1. Scopo dell'Eurocodice 3

- (1) L'Eurocodice 3 si applica al progetto di edifici e di costruzioni civili in acciaio. Esso è suddiviso in varie parti, indicate ai punti 1.1.2 e 1.1.3.
- (2) Il presente Eurocodice si riferisce solamente ai requisiti di resistenza, servizio e durata delle strutture. Altri requisiti, quali per esempio quelli dell'isolamento termico ed acustico, non sono considerati.
- (3) L'esecuzione¹⁾ è trattata fino a definire quanto è necessario indicare circa la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti che dovrebbero essere usati ed il livello di qualità di esecuzione in cantiere necessarie per rispettare le ipotesi contenute nelle regole di progettazione. In generale, le regole relative all'esecuzione ed alla qualità di esecuzione devono essere considerati i requisiti minimi che possono essere ulteriormente sviluppati per particolari tipi di edifici o di costruzioni¹⁾ e di metodi di costruzione¹⁾.
- (4) L'Eurocodice 3 non contiene i requisiti particolari per la progettazione in zone sismiche. Le regole inerenti a tali requisiti sono fornite nell'Eurocodice 8 ENV 1998 "Progettazione di strutture in zone sismiche"²⁾ che integra o adatta in modo specifico le regole dell'Eurocodice 3 a questo scopo.
- (5) I valori numerici delle azioni sugli edifici e costruzioni di ingegneria civile che devono essere considerati nel progetto non sono forniti nell'Eurocodice 3. Essi sono forniti nell'Eurocodice 1 ENV 1991 "Principi di progettazione e delle azioni sulle strutture"²⁾ che è applicabile a tutti i tipi di costruzione.¹⁾

1.1.2. Scopo della parte 1-1 dell'Eurocodice 3

- (1) La parte 1-1 dell'Eurocodice 3 fornisce i principi generali per il progetto di edifici e di lavori di ingegneria civile in acciaio.

(2) Inoltre, la parte 1-1 fornisce le regole dettagliate che sono applicabili principalmente agli edifici ordinari. L'applicabilità di queste regole può essere limitata, per ragioni pratiche o per ottenere delle semplificazioni; dove è necessario, nel testo, sono spiegati il loro uso ed ogni limitazione alla loro applicabilità.

- (3) In questa versione dell'Eurocodice 3: parte 1-1, vengono trattati i seguenti argomenti:

- Punto 1:	Introduzione
- Punto 2:	Principi di progettazione
- Punto 3:	Materiali
- Punto 4:	Stati limite di servizio
- Punto 5:	Stati limite ultimo
- Punto 6:	Collegamenti soggetti a carichi statici
- Punto 7:	Fabbricazione e montaggio
- Punto 8:	Progettazione integrata da prove
- Punto 9:	Fatica
- Appendice B:	Norme di riferimento (normativa)
- Appendice C:	Progettazione nei confronti della rottura fragile (informativa)
- Appendice E:	Lunghezza di libera inflessione per una membratura compressa (informativa)
- Appendice F:	Instabilità flesso-torsionale (informativa)
- Appendice J:	Collegamenti trave-colonna (normativa)
- Appendice K:	Giunzioni di travi reticolari in profilati cavi (normativa)
- Appendice L:	Basi delle colonne (normativa)

1) Per il significato di questi termini, vedere il punto 1.4.1(2).

2) Attualmente allo stato di bozza.

- Appendice M: Metodo alternativo per la verifica di saldature a cordoni d'angolo (normativa)
- Appendice Y: Istruzioni per le prove di carico (informativa)

(4) Sono già disponibili o in preparazione ulteriori appendici per essere incorporate nella parte 1-1 ad un momento opportuno, dopo che il loro contenuto sarà stato approvato. Sono le seguenti:

- Appendice D: Impiego dell'acciaio Fe E 460 ed altro
- Appendice K: Giunzioni di travi reticolari in profilati tubolari - Versione revisionata che include collegamenti spaziali
- Appendix Z: Valutazione della resistenza di progetto con prove

(5) Ulteriori appendici, che sono state proposte per venire inserite in futuro nella parte 1-1, sono le seguenti:

- Appendix G: Progettazione per la resistenza a torsione
- Appendix H: Modellazione strutturale di edifici per analisi
- Appendix J: Collegamenti trave-colonna - Versione ampliata
- Appendix N: Aperture nelle anime
- Appendix S: Impiego di acciaio inossidabile

(6) I punti 1 e 2 sono comuni a tutti gli Eurocodici strutturali, fatta eccezione di alcune prescrizioni addizionali che sono specifiche di singoli Eurocodici.

(7) Questa parte 1-1 non tratta:

- la resistenza al fuoco;
- aspetti particolari di tipologie speciali di edifici;
- aspetti particolari di tipi speciali di lavori di ingegneria civile (quali ponti, antenne e torri o piatta-forme offshore);
- casi in cui possono essere necessarie precauzioni speciali per limitare le conseguenze di incidenti.

1.1.3 Ulteriori parti dell'Eurocodice 3.

- (1) Questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3 verrà integrata dalle ulteriori parti 2, 3, ecc. che la completeranno o adatteranno ad aspetti particolari di tipi speciali di edifici e di lavori di ingegneria civile, a metodi speciali di costruzione ed a certi altri aspetti della progettazione che sono di importanza pratica generale.
- (2) Le parti ulteriori dell'Eurocodice 3, che sono attualmente in corso di preparazione o in programma, comprendono le seguenti:

- Parte 1.2: Resistenza al fuoco (= ENV 1993-1-2)
- Parte 1.3: Membrature e lamiere a parete sottile laminate a freddo (= ENV 1993-1-3)
- Parte 2: Ponti e strutture realizzate con piatti saldati (= ENV 1993-2)
- Parte 3: Torri, antenne e camini (= ENV 1993-3)
- Parte 4: Serbatoi, silos e tubazioni (= ENV 1993-4)
- Parte 5: Palificate in acciaio (= ENV 1993-5)
- Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento (= ENV 1993-6)
- Parte 7: Strutture per opere marine e marittime (= ENV 1993-7)
- Parte 8: Strutture per l'agricoltura (= ENV 1993-8)

1.2. Distinzione fra Principi e Regole Applicative

- (1) Nel presente Eurocodice, in funzione delle caratteristiche di ciascuna prescrizione, viene fatta distinzione fra Principi e Regole Applicative.
- (2) I Principi comprendono:

- affermazioni e definizioni di natura generale per le quali non è data alternativa; ed anche:
- requisiti e modelli analitici per i quali non è permessa alternativa a meno che non sia specificamente indicato.

- (3) I *Principi* sono stampati in questo carattere Helvetica corsivo.
- (4) Le *Regole Applicative* sono metodi generalmente riconosciuti che seguono i principi e soddisfano i loro requisiti.
- (5) È consentito l'uso di regole progettuali alternative alle *Regole Applicative* fornite dall'Eurocodice sempre che sia dimostrato che tali regole alternative soddisfano i relativi principi e siano almeno equivalenti in rapporto alla resistenza, funzionalità e durata raggiunta dalla struttura.
- (6) Le *Regole Applicative* sono stampate in questo carattere Helvetica. Questa è una *Regola Applicativa*.

1.3. Ipotesi

- (1) Si considerano le seguenti ipotesi di base:
 - i progetti sono svolti da personale adeguatamente qualificato ed esperto;
 - un adeguato livello di supervisione e di controllo qualità è sempre attivo negli stabilimenti, negli impianti e in cantiere;
 - la costruzione è eseguita da personale provvisto della necessaria abilità ed esperienza;
 - i materiali da costruzione ed i prodotti impiegati corrispondono a quelli indicati in questo Eurocodice o nelle relative specifiche dei materiali e prodotti;
 - sarà assicurata una manutenzione adeguata della struttura;
 - la struttura sarà impiegata in conformità alla destinazione d'uso prevista dal progetto.
- (2) I metodi di progettazione proposti sono validi soltanto alla condizione che anche i requisiti dell'esecuzione e costruzione, indicati al punto 7, siano soddisfatti.
- (3) I valori numerici indicati con: sono forniti a titolo indicativo. Altri valori possono essere indicati dai Paesi membri.

1.4. Definizioni

1.4.1. Termini comuni a tutti gli Eurocodici

- (1) Salvo dove diversamente indicato nel seguito, si applicherà la terminologia adottata nella ISO 8930.
- (2) I seguenti termini sono usati in comune per tutti gli Eurocodici con i seguenti significati:
 - **costruzione**: Qualunque cosa che venga costruita o risulti da operazioni di costruzione³⁾. Questo termine copre sia gli edifici che le costruzioni di ingegneria civile. Esso si riferisce all'intera costruzione comprendente sia gli elementi strutturali, sia quelli non-strutturali.
 - **esecuzione**: L'attività di assemblare un edificio o di una costruzione di ingegneria civile. Il termine identifica il lavoro in cantiere; esso può anche significare la fabbricazione dei componenti al di fuori del cantiere ed il loro successivo montaggio in cantiere.

Nota - In inglese il termine "construction" (costruzione) può essere usato in sostituzione del termine "execution" (esecuzione) in certe combinazioni di parole dove non vi sia ambiguità, per esempio "during construction" (durante la costruzione).

3) Questa definizione è in accordo con la ISO 6707/1.

- **struttura:** Insieme organizzato di parti tra loro collegate, progettato in modo tale da ottenere una rigidezza adeguata⁴⁾. Questo termine si riferisce ai componenti che trasmettono i carichi.
- **tipo di costruzione:** Tipo di "costruzione" che indica l'uso previsto, per esempio: casa di abitazione, edificio industriale, ponte stradale.
- **tipo di struttura:** Tipologia strutturale che indica la disposizione degli elementi strutturali, quale per esempio: trave, struttura reticolare, arco, ponte sospeso.
- **materiale da costruzione:** Materiale utilizzato nella costruzione, quale: calcestruzzo, acciaio, legno, muratura.
- **sistema costruttivo:** Indicazione del materiale strutturale principale, quale: costruzione di calcestruzzo armato, costruzione di acciaio, costruzione di legno, costruzione di muratura.
- **procedimento esecutivo:** Metodo mediante il quale la costruzione verrà realizzata. Per esempio: gettata in opera, prefabbricata, eseguita a sbalzo.
- **sistema strutturale:** Elementi portanti di un edificio o di un'opera di ingegneria civile e modo secondo il quale si suppone che tali elementi funzionino per la definizione del modello.

(3) I termini equivalenti nelle diverse lingue della Comunità europea sono riportate nel prospetto 1.1.

4) La ISO 6707/1 fornisce la stessa definizione ma aggiunge "or a construction works having such an arrangement" (o una costruzione avente tale disposizione). Per l'Eurocodice questa aggiunta non è stata usata allo scopo di facilitare le traduzioni e non creare ambiguità.

Prospetto 1.1 - Lista dei termini corrispondenti nelle lingue della Comunità (da completare per altre lingue)

Inglese	Francese	Tedesco	Italiano	Olandese	Spagnolo
Construction works	Construction	Bauwerk	Costruzione	Bouwwerk	Construcción
Execution	Exécution	(Bau-) Ausführung	Esecuzione	Uitvoering	Ejecucion
Structure	Structure	Tragwerk	Struttura	Draag Constructie	Estructura
Type of building or civil engineering works	Nature de construction	Art des Bauwerks	Tipo di costruzione	Type bouwwerk	Natureleza de la construcción
Form of structure	Type de structure	Art des Tragwerks	Tipo di struttura	Type draag constructie	Tipo de estructura
Construction material	Matériau de construction	Baustoff; Werkstoff (nur im Stahlbau)	Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construcción
Type of construction	Mode de construction	Bauweise	Sistema costruttivo	Bowwijke	Modo de construcción
Method of construction	Procédé d'exécution	Bauverfahren	Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimiento de ejecución
Structural system	Système structural	Tragsystem	Sistema strutturale	Constructief systeem	Sistema estructural

1.4.2. Termini speciali usati in questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3

(1) I seguenti termini sono usati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3 con il significato seguente.

- **telaio:** Porzione di una struttura, comprendente un insieme di elementi strutturali direttamente collegati, progettati per funzionare insieme resistendo ai carichi. Questo termine si riferisce sia ai telai a nodi rigidi che ai telai triangolarizzati. Esso riguarda telai sia piani che tridimensionali.
- **sotto-struttura a telaio:** Un telaio facente parte di uno più grande, ma che è trattato come un telaio isolato in una analisi strutturale.
- **tipologia del telaio:** Termine usato per distinguere i telai che possono essere:
 - **semi-continui**, nei quali le proprietà strutturali dei collegamenti necessitano di esplicita considerazione nell'analisi globale;
 - **continui**, nei quali solo le proprietà strutturali delle membrature necessitano di essere considerate nell'analisi globale;
 - **semplici**, nei quali non è richiesto che i collegamenti resistano ai momenti.
- **analisi globale:** La determinazione di un gruppo congruente di forze interne e di momenti in una struttura, che sono in equilibrio con un gruppo particolare di azioni sulla struttura.
- **lunghezza di sistema:** Distanza fra due punti adiacenti in corrispondenza dei quali una membratura è controventata rispetto agli spostamenti laterali in un dato piano, o fra uno di tali punti e l'estremità della membratura.

(segue)

- **lunghezza di libera inflessione:** Lunghezza di sistema di una membratura avente le estremità incernierate, ma per il resto simile, la quale ha la stessa resistenza all'instabilità di una membratura assegnata.
- **progettista:** Persona adeguatamente qualificata ed esperta, responsabile del progetto strutturale.

1.5. Unità di misura S.I.

(1) In accordo con la ISO 1000 si devono applicare le unità di misura del S.I.

(2) Per il calcolo, si raccomandano le seguenti unità:

- forze e carichi: kN, kN/m, kN/m²
- massa specifica: kg/m³
- peso specifico: kN/m³
- tensioni e resistenze: N/mm² (= MN/m² o MPa)
- momenti (flettente): kNm

1.6. Simboli usati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3

1.6.1. Lettere latine maiuscole

A	Azione accidentale
A	Area
B	Forza nel bullone
C	Capacità; valore fissato; coefficiente
D	Danno (valutazione della resistenza a fatica)
E	Modulo di elasticità
E	Effetto delle azioni
F	Azione
F	Forza
G	Azione permanente
G	Modulo di elasticità trasversale
I	Momento di inerzia
K	Fattore di rigidezza (I/L)
L	Lunghezza; campata; lunghezza di sistema
M	Momento in generale
M	Momento flettente
N	Forza assiale
Q	Azione variabile
R	Resistenza; reazione
S	Forze interne e momenti (con indici d o k)
S	Rigidezza (rigidezza a taglio, rigidezza rotazionale,... con indici v , j , ...)
T	Momento torcente; temperatura
V	Azione tagliante; carico verticale totale o reazione
W	Modulo di resistenza
X	Valore di una proprietà di un materiale

1.6.2. Lettere greche maiuscole

Δ Differenza in (precede il simbolo principale).

1.6.3. Lettere latine minuscole

a	Distanza; dato geometrico
a	Sezione di gola di una saldatura

a	Rapporto fra le aree
b	Larghezza; ampiezza
c	Distanza; sporgenza
d	Diametro; profondità; lunghezza della diagonale
e	Eccentricità; spostamento dell'asse neutro
e	Distanza dal bordo; distanza dalla estremità
f	Resistenza (di un materiale)
g	Larghezza di un campo di tensioni; intervallo
h	Altezza
i	Raggio di inerzia; numero intero
k	Coefficiente; fattore
<i>l</i> (o <i>l</i> o <i>L</i>)	Lunghezza; campata; lunghezza di libera inflessione*)
n	Rapporto fra forze o tensioni normali
n	Numero di ...
p	Passo; interasse
q	Forza uniformemente distribuita
r	Raggio; raggio di raccordo
s	Passo sfalsato; distanza
t	Spessore
uu	Asse maggiore
vv	Asse minore
xx, yy, zz	Assi ortogonali

1.6.4. Lettere greche minuscole

α	Angolo; rapporto; coefficiente
α	Coefficiente di dilatazione termica lineare
β	Angolo; rapporto; coefficiente
γ	Coefficiente parziale di sicurezza; rapporto
δ	Freccia; deformazione
ε	Deformazione; coefficiente = $(235/f_y)^{1/2}$ (f_y in N/mm ²)
η	Coefficiente (nell'appendice E)
θ	Angolo; pendenza
λ	Snellezza; rapporto
μ	Coefficiente di attrito; coefficiente
ν	Coefficiente di Poisson
ρ	Coefficiente di riduzione; densità
σ	Tensione normale
τ	Tensione tangenziale
ϕ	Rotazione; pendenza; rapporto
χ	Coefficiente di riduzione (per instabilità)
ψ	Rapporto per le tensioni; coefficiente di riduzione
ψ	Coefficiente che definisce i valori rappresentativi delle azioni variabili

1.6.5. Indici

A	Accidentale; area
a	Valore medio (resistenza allo snervamento)
a,b ...	Prima, seconda ... alternativa

*) *l* può essere sostituito da *L* o *l* (manoscritto o similare) per certe lunghezze oppure per evitare confusione con 1 (numerico) o con I (maiuscolo).

b	Valore nominale (resistenza allo snervamento)
b	Rifollamento; instabilità
b	Bullone; trave; calastrello
C	Capacità; conseguenze
c	Sezione trasversale
c	Calcestruzzo; colonna
com	Compressione
cr	Critico
d	Progetto; diagonale
dst	Instabilizzante
E	Effetto delle azioni (con <i>d</i> o <i>k</i>)
E	Eulero
eff	Efficace
e	Efficace (con ulteriori indici)
el	Elastico
ext	Esterno
f	Ala; dispositivo di giunzione
g	Lordo
G	Azione permanente
h	Altezza; più alto
h	Orizzontale
i	Interno
inf	Inferiore; più basso
i, j, k	Indici (in sostituzione di valori numerici)
j	Giunto
k	Caratteristica
l	Più basso
L	Lungo
LT	Laterale-torsionale
M	Materiale
M	(Ammesso per) momento flettente
m	Flettente; media
max	Massimo
min	Minimo
N	(Ammesso per) forza assiale
n	Normale
net	Netto
nom	Nominale
o	Foro; iniziale; esterno
o	Instabilità locale
o	Punto di momento nullo
ov	Sovraposizione
p	Lamiera; perno di cerniera; imbottitura
p	Precarico (forza)
p	Parziale; azione tagliante per punzonamento
p	Plastico
Q	Azione variabile
R	Resistenza
r	Chiodo; vincolo
rep	Rappresentativo
S	Forza interna; momento interno
s	Sollecitazione a trazione (area)
s	Scorrimento; piano
s	Rigido; irrigidimento
ser	Servizio; funzionalità
stb	Stabilizzante

sup	Superiore; più alto
t (o ten ^{*)})	Tensione; trazione
t (o tor ^{*)})	Torsione
u	Asse maggiore della sezione trasversale
u	Ultima (resistenza a rottura per trazione)
ult	Ultimo (stato limite)
V	(Ammesso per) azione tagliente
v	Taglio; verticale
v	Asse minore della sezione trasversale
vec	Effetti vettoriali
w	Anima; saldatura; ingobbamento
x	Asse lungo la membratura; allungamento
y	Sinervamento
y	Asse della sezione trasversale
z	Asse della sezione trasversale
σ	Tensione normale
τ	Tensione tangenziale
\perp	Perpendicolare
//	Parallelia

^{*)} Per chiarezza, quando necessario.

1.6.6. Uso degli indici nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3

- (1) Le resistenze e le proprietà degli acciai sono valori nominali, trattati come valori caratteristici ma scritti come segue:

f_y	resistenza allo snervamento	[piuttosto che f_{yk}]
f_u	resistenza a rottura	[piuttosto che f_{uk}]
E	modulo di elasticità	[piuttosto che E_k]

- (2) Per evitare ambiguità gli indici sono sempre indicati per esteso nella presente norma, ma può risultare che alcuni in pratica siano omessi dove la loro omissione non cauasi ambiguità.
- (3) Quando sono richiesti simboli con indici multipli, essi sono stati raggruppati secondo la seguente sequenza:

- ◊ parametri principali,
per esempio M, N, β
- ◊ tipo variante,
per esempio p, ℓ, eff, b, c
- ◊ direzione,
per esempio t, v
- ◊ asse,
per esempio y, z
- ◊ posizione,
per esempio $1, 2, 3$
- ◊ natura,
per esempio R, S
- ◊ livello,
per esempio d, k
- ◊ indice,
per esempio $1, 2, 3$

- (4) I punti sono usati per separare gli indici in coppie di caratteri, con le seguenti eccezioni:

- ◊ gli indici con più di un carattere non sono suddivisi;
- ◊ le combinazioni Rd, Sd , ecc. non sono suddivise.

- (5) Quando due indici di tipo variante sono necessari per descrivere un parametro, essi possono essere separati da una virgola, per esempio:

M, ψ

1.6.7. Convenzioni per gli assi delle membrature

- (1) In generale la convenzione per gli assi delle membrature è la seguente:

(segue)

- x-x - lungo la membratura;
- y-y - asse della sezione trasversale;
- z-z - asse della sezione trasversale.

(2) Per le membrature in acciaio le convenzioni usate per gli assi della sezione trasversale sono:

◊ in generale:

- y-y - asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima;
- z-z - asse della sezione trasversale parallelo all'anima;

◊ per sezioni in angolari:

- y-y - asse perpendicolare all'ala maggiore;
- z-z - asse parallelo all'ala maggiore;

◊ dove necessario:

- u-u - asse maggiore (quando questo non coincide con l'asse yy);
- v-v - asse minore (quando questo non coincide con l'asse zz).

(3) La simbologia adottata per le dimensioni e gli assi delle sezioni laminate in acciaio è indicata nella fig. 1.1 .

(4) Per le sezioni laminate in acciaio le caratteristiche della sezione sono state tabulate nel passato nei "Reference Standards" (Norme di riferimento) con la seguente convenzione per gli assi della sezione trasversale:

- x - asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima o all'ala maggiore;
- y - asse della sezione trasversale parallelo all'anima o all'ala maggiore.

(5) La convenzione usata per gli indici che indicano gli assi per i momenti è la seguente:

"Si usa l'asse intorno al quale il momento agisce".

(6) Per esempio, per una sezione ad I il momento agente nel piano dell'anima è definito M_y perché esso agisce attorno all'asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima.

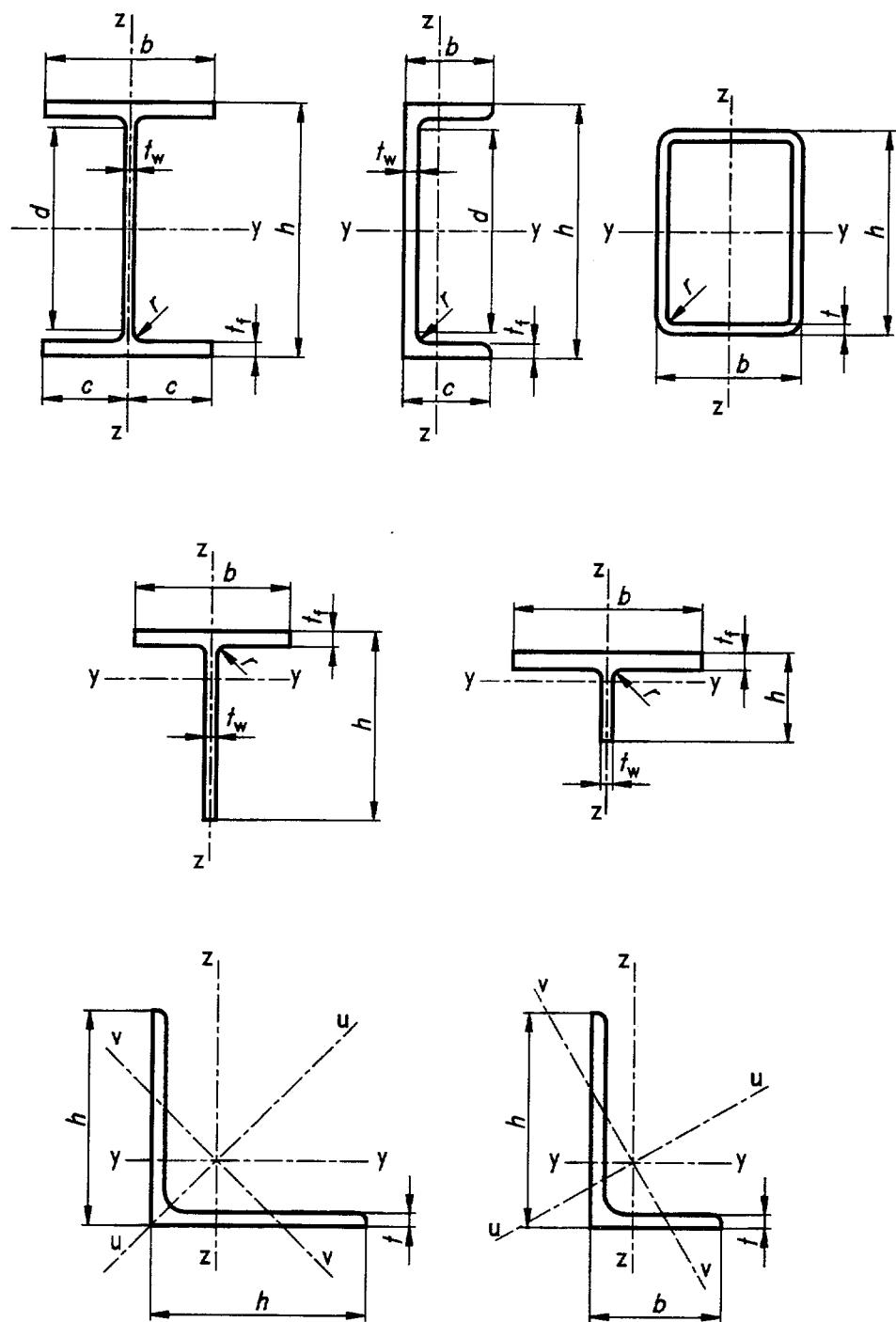


Fig. 1.1 - Dimensioni ed assi delle sezioni

2. Principi di progettazione

2.1. Requisiti fondamentali

- (1) Una struttura deve essere progettata e costruita in modo tale che:

(segue)

- con una probabilità accettabile essa rimarrà idonea all'uso al quale è destinata tenendo conto della sua durata prevista e del suo costo; inoltre:
 - essa sopporterà, con un adeguato grado di affidabilità, tutte le azioni e tutti gli effetti che hanno probabilità di intervenire durante l'esecuzione e l'esercizio ed avrà una durata adeguata in relazione ai costi di manutenzione.
- (2) La struttura deve inoltre essere progettata in modo tale che, a seguito di esplosioni, urti o conseguenze di errori umani, il suo danneggiamento non sia sproporzionato rispetto alla causa originaria.
- (3) Il danno potenziale deve essere limitato o evitato attraverso la scelta di una o più delle seguenti precauzioni:
- evitare, eliminare o ridurre i rischi che la struttura deve sostenere;
 - selezionare una tipologia strutturale che abbia ridotta sensibilità ai rischi considerati;
 - selezionare una tipologia strutturale ed un progetto capaci di resistere adeguatamente alla rimozione accidentale di un singolo elemento;
 - assicurare il collegamento della struttura nel suo insieme.
- (4) Le caratteristiche sopra indicate possono essere soddisfatte attraverso la scelta di materiali idonei, attraverso un adeguato progetto e studio dei dettagli costruttivi ed attraverso l'indicazione delle procedure per il controllo della produzione, costruzione ed uso, come necessario per il particolare progetto.

2.2. Definizioni e classificazioni

2.2.1. Stati limite e situazioni di progetto

2.2.1.1. Stati limite

- (1) Gli stati limite sono stati oltre i quali la struttura non soddisfa più i requisiti delle prestazioni di progetto. Gli stati limite si classificano in:
- stati limite ultimi;
 - stati limite di servizio.
- (2) Gli stati limite ultimi sono quelli associati con il collasso, o con altre forme di cedimenti strutturali che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone.
- (3) Gli stati che precedono il collasso strutturale, i quali, per semplicità, sono considerati in luogo del collasso medesimo, sono pure classificati e trattati quali stati limite ultimi.
- (4) Gli stati limite ultimi che possono essere presi in considerazione includono:
- la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerate come corpo rigido;
 - il collasso per eccessiva deformazione, rottura, o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, comprendendo i supporti e le fondazioni.
- (5) Gli stati limite di servizio corrispondono agli stati oltre i quali i criteri di servizio specificati non sono più soddisfatti.
- (6) Gli stati limite di servizio che possono essere presi in considerazione includono:

- le deformazioni o gli spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura (includendo il malfunzionamento dei macchinari e servizi) o che diventano causa di danni alle finiture o ad elementi non strutturali;
- le vibrazioni che creano fastidio alle persone, danni all'edificio o ai suoi contenuti, o che ne limitano il servizio.

2.2.1.2. Situazioni di progetto

(1) Le situazioni di progetto sono classificate in:

- situazioni persistenti, corrispondenti alle normali condizioni di uso della struttura;
- situazioni transitorie, per esempio durante la costruzione o la riparazione;
- situazioni accidentali.

2.2.2. Azioni

2.2.2.1. Definizioni e principale classificazione*)

(1) Un'azione (F) è:

- una forza (carico) applicata alla struttura (azione diretta); oppure:
- una deformazione imposta (azione indiretta), per esempio effetti della temperatura o assestamento.

(2) Le azioni sono classificate:

(i) secondo la loro variazione nel tempo:

- azioni permanenti (G), per esempio il peso proprio delle strutture, equipaggiamenti, impianti ausiliari e fissi;
- azioni variabili (Q), per esempio carichi imposti, carichi di vento o carichi di neve;
- azioni accidentali (A), per esempio esplosioni o urti di veicoli.

(ii) secondo la loro variazione nello spazio:

- azioni fisse, per esempio il peso proprio [ma vedere 2.3.2.3(2) per le strutture molto sensibili alla variazione del peso proprio];
- azioni libere, che derivano da diverse disposizioni delle azioni, per esempio carichi mobili imposti, carichi di vento, carichi di neve.

(3) Classificazioni supplementari correlate alla risposta della struttura sono date nelle prescrizioni relative.

2.2.2.2. Valori caratteristici delle azioni

(1) I valori caratteristici F_k sono specificati:

- nella ENV 1991 Eurocodice 1 o nelle altre norme per i carichi; oppure:

*) Definizioni più complete dei valori rappresentativi si troveranno nella ENV 1991 Eurocodice 1.

- dal cliente, o dal progettista dopo aver consultato il cliente, purché siano rispettati i valori minimi prescritti dalle relative norme per i carichi o dalle competenti Autorità.
- (2) Per le azioni permanenti dove il coefficiente di variazione è ampio o dove le azioni hanno probabilità di variare durante la vita della struttura (per esempio per alcuni carichi permanenti imposti) si è fatta distinzione fra due valori caratteristici, uno superiore ($G_{k,sup}$) ed uno inferiore ($G_{k,inf}$). Altrove è sufficiente un solo valore caratteristico (G_k).
- (3) *Nella maggior parte dei casi il peso proprio della struttura può essere calcolato sulla base delle dimensioni nominali e masse specifiche medie.*
- (4) Per le azioni variabili il valore caratteristico Q_k corrisponde in alternativa:
- al valore superiore avente una probabilità assegnata di non essere superato, o al valore inferiore avente una probabilità definita di non essere raggiunto durante un certo periodo di riferimento, prendendo in considerazione la durata della vita prevista della struttura o la durata assunta della situazione di progetto; oppure:
 - al valore specificato.
- (5) Per le azioni accidentali il valore caratteristico A_k (quando applicabile) corrisponde generalmente ad un valore specificato.

2.2.2.3. Valori rappresentativi delle azioni variabili*)

- (1) Il valore rappresentativo principale è il valore caratteristico Q_k .
- (2) Gli altri valori rappresentativi sono correlati al valore caratteristico Q_k attraverso un fattore ψ_i . Questi valori sono definiti come:
- valore di combinazione: $\psi_0 Q_k$ (vedere 2.3.2.2);
 - valore frequente: $\psi_1 Q_k$ (vedere 2.3.4);
 - valore quasi-permanente: $\psi_2 Q_k$ (vedere 2.3.4).
- (3) Valori rappresentativi supplementari sono usati per la verifica a fatica e per le analisi dinamiche.
- (4) I fattori ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono specificati:
- nella ENV 1991 Eurocodice 1 o in altre norme per i carichi; oppure:
 - dal cliente, o dal progettista dopo aver consultato il cliente, purché siano rispettati i valori minimi prescritti dalle relative norme per i carichi o dalle competenti Autorità.

2.2.2.4. Valore di progetto delle azioni

- (1) Il valore di progetto F_d di una azione è espresso in termini generali come:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

[2.1]

*) Definizioni più complete dei valori rappresentativi si troveranno nella ENV 1991 Eurocodice 1.

(2) Esempi specifici sono:

$$G_d = \gamma_G G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ oppure } \gamma_Q \psi_i Q_k$$

$$A_d = \gamma_A A_k \text{ (se } A_d \text{ non è direttamente specificata)}$$

(3) I valori di progetto delle azioni permanenti superiore ed inferiore sono espressi come di seguito indicato:

- qualora si adotti un solo valore caratteristico G_k [vedere 2.2.2.2(2)] allora:

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_k$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_k$$

- quando siano usati i valori caratteristici superiore ed inferiore delle azioni permanenti [vedere 2.2.2.2(2)] allora:

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$$

dove: $G_{k,sup}$ e $G_{k,inf}$ sono i valori caratteristici superiore ed inferiore delle azioni permanenti;

$\gamma_{G,sup}$ e $\gamma_{G,inf}$ sono i valori dei coefficienti parziali di sicurezza superiore ed inferiore per le azioni permanenti.

2.2.2.5. Valori di progetto degli effetti delle azioni

(1) Gli effetti delle azioni (E) sono le risposte (per esempio forze interne e momenti, tensioni, deformazioni) della struttura alle azioni. I valori di progetto degli effetti delle azioni (E_d) sono determinati dai valori di progetto delle azioni, dai dati geometrici e dalle proprietà dei materiali (quando applicabile):

$$E_d = E(F_d, a_d, \dots) \quad [2.2]$$

dove: a_d è definito in 2.2.4.

2.2.3. Proprietà dei materiali

2.2.3.1. Valori caratteristici

- 1) Una proprietà del materiale è rappresentata da un valore caratteristico X_k che in generale corrisponde al frattile della distribuzione statistica della particolare proprietà del materiale in esame, specificata dalle relative norme ed ottenuta da prove eseguite in condizioni specificate.
- 2) In certi casi un valore nominale è adottato quale valore caratteristico.
- 3) Le proprietà degli acciai strutturali sono rappresentate generalmente attraverso valori nominali usati quali valori caratteristici.
- 4) Le proprietà dei materiali possono avere due valori caratteristici, il valore superiore ed il valore inferiore. Nella maggior parte dei casi vi è necessità di considerare solo il valore inferiore. Tuttavia, valori più alti della resistenza di snervamento, per esempio, devono essere considerati in casi speciali nei quali gli effetti causati da una resistenza superiore possono produrre una riduzione della sicurezza.

2.2.3.2. Valori di progetto

- (1) Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale è generalmente definito come:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove: γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale.

- (2) Per le strutture in acciaio la resistenza di progetto R_d è in genere determinata direttamente dai valori caratteristici delle proprietà dei materiali e dai dati geometrici:

$$R_d = R(X_k, a_k, \dots) / \gamma_M \quad [2.3]$$

dove: γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza.

- (3) Il valore di progetto R_d può essere determinato per mezzo di prove. Una guida è data al punto 8.

2.2.4. Dati geometrici

- (1) I dati geometrici sono in genere rappresentati dai loro valori nominali:

$$a_d = a_{\text{nom}} \quad [2.4]$$

- (2) In alcuni casi i valori geometrici di progetto sono definiti da:

$$a_d = a_{\text{nom}} + \Delta a \quad [2.5]$$

I valori Δa sono forniti nelle appropriate prescrizioni.

- (3) Per l'entità delle imperfezioni da adottare nella analisi globale della struttura, vedere 5.2.4.

2.2.5. Disposizioni di carico e condizioni di carico*)

- (1) Una disposizione di carico identifica la posizione, l'ampiezza e la direzione di una azione libera.
- (2) Una condizione di carico identifica il raggruppamento congruente di disposizioni di carichi, di un gruppo di deformazioni e di imperfezioni, considerato per una particolare verifica.

2.3. Requisiti per il progetto

2.3.1. Generalità

- (1) Si deve verificare che nessuno stato limite pertinente venga superato.
- (2) Si devono considerare tutte le relative situazioni di progetto e condizioni di carico.
- (3) Si devono considerare possibili variazioni rispetto alle direzioni o posizioni delle azioni assunte.
- (4) I calcoli devono essere svolti usando appropriati modelli di progetto (integritati, se necessario, da prove) coinvolgendo tutte le relative variabili. I modelli devono essere sufficientemente precisi per pronosticare il

*) Regole dettagliate sulle disposizioni di carico e sulle condizioni di carico sono fornite nella ENV 1991 Eurocodice 1.

comportamento strutturale, commisurati alla qualità delle lavorazioni che si prevede raggiungere ed alla affidabilità delle informazioni sulle quali il progetto è basato.

2.3.2. Stati limite ultimi

2.3.2.1. Condizioni di verifica

- (1) Quando si considera uno stato limite di equilibrio statico o di grandi spostamenti o deformazioni della struttura, si deve verificare che:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad [2.6]$$

dove: $E_{d,dst}$ e $E_{d,stb}$ sono rispettivamente gli effetti di progetto delle azioni instabilizzanti e stabilizzanti.

- (2) Quando si considera uno stato limite di rottura o di eccessiva deformazione di una sezione, membratura o collegamento (fatica esclusa), si deve verificare che:

$$S_d \leq R_d \quad [2.7]$$

dove: S_d è il valore di progetto di una forza interna o di un momento (o di un rispettivo vettore di numerose forze interne o momenti); e

R_d è la corrispondente resistenza di progetto;

facendo corrispondere tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

- (3) Quando si considera lo stato limite di trasformazione di una struttura in un meccanismo, si deve verificare che il meccanismo si instauri solo se le azioni eccedono i loro valori di progetto - facendo corrispondere tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

- (4) Quando si considera uno stato limite di stabilità indotto da effetti del secondo ordine, si deve verificare che la instabilità intervenga solo se le azioni superano i loro valori di progetto - facendo corrispondere tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto. Le sezioni devono inoltre essere verificate in accordo con quanto riportato in (2).

- (5) Quando si considera uno stato limite di rottura per fatica, si deve verificare che il valore di progetto dell'indicatore di danno D_d non ecceda l'unità (vedere punto 9).

- (6) Quando si considerano gli effetti delle azioni, si deve verificare che:

$$E_d \leq C_d \quad [2.8]$$

dove: E_d è la capacità di progetto per il particolare effetto delle azioni che si sta considerando;

C_d è il valore di progetto di quell'effetto delle azioni.

2.3.2.2. Combinazioni di azioni

- (1) Per ciascuna condizione di carico i valori di progetto E_d degli effetti delle azioni devono essere determinati dalle regole di combinazione introducendo i valori di progetto delle azioni che sono indicati nel prospetto 2.1.

Prospetto 2.1 - Valori di progetto per le azioni da impiegare nella combinazione delle azioni

Situazione	Azioni	Azioni variabili Q_d		Azioni
di progetto	permanenti G_d	Una con il suo valore caratteristico	Le altre con i loro valori di combinazione	accidentali A_d
Persistente e transitoria	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	--
Accidentale (se non diversamente specificato altrove)	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ (se A_d non è direttamente specificata)

- (2) I valori di progetto del prospetto 2.1 si combineranno usando le seguenti regole (espresse in forma simbolica)*.

- Situazioni di progetto persistenti e transitorie per le verifiche diverse da quelle correlate alla fatica (combinazioni fondamentali):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [2.9]$$

- Situazioni di progetto accidentali (se non diversamente specificato altrove):

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.10]$$

dove: $G_{k,j}$ sono i valori caratteristici delle azioni permanenti;
 $Q_{k,1}$ è il valore caratteristico di una delle azioni variabili;
 $Q_{k,i}$ sono i valori caratteristici delle altre azioni variabili;
 A_d è il valore di progetto (valore specificato) dell'azione accidentale;
 $\gamma_{G,j}$ sono i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni permanenti;
 $\gamma_{GA,j}$ come $\gamma_{G,j}$, ma per le situazioni accidentali di progetto;
 $\gamma_{Q,i}$ coefficienti parziali di sicurezza per le azioni variabili;
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti definiti in 2.2.2.3.

- (3) Le combinazioni per le situazioni accidentali di progetto comprendono una azione accidentale esplicita A , oppure si riferiscono ad una situazione successiva ad un evento accidentale ($A = 0$). Salvo che sia diversamente specificato si potrà usare $\gamma_{G,A} = \boxed{1,0}$
- (4) Nelle equazioni [2.9] e [2.10], dove applicabile, devono essere introdotte le azioni indirette.
- (5) Per la fatica vedere il punto 9.
- (6) In 2.3.3.1 sono fornite le combinazioni semplificate per le strutture di edifici.

*) Regole dettagliate sulle combinazioni delle azioni sono fornite nella ENV 1991 Eurocodice 1.

2.3.2.3. Valori di progetto delle azioni permanenti

- (1) Nelle varie combinazioni definite al punto precedente, quelle azioni permanenti che incrementano l'effetto delle azioni variabili (producono cioè effetti sfavorevoli) devono essere rappresentate dai loro valori di progetto superiori e quelle che diminuiscono l'effetto delle azioni variabili (producono cioè effetti favorevoli) dai loro valori di progetto inferiori [vedere 2.2.2.4(3)].
- (2) Qualora i risultati di una verifica possano essere molto sensibili alle variazioni dell'intensità di una singola azione permanente da punto a punto della struttura, questa azione deve essere trattata come formata separatamente dalle parti sfavorevole e favorevole. Ciò si applica in particolare alla verifica dell'equilibrio statico: vedere 2.3.2.4.
- (3) Quando una singola azione permanente è trattata come formata separatamente dalle parti sfavorevole e favorevole, la relazione fra queste parti potrà essere considerata adottando valori di progetto speciali [vedere 2.3.3.1(3) per le strutture degli edifici].
- (4) *Fatta eccezione per i casi menzionati in (2), ciascuna azione permanente deve essere integralmente rappresentata sulla struttura attraverso il suo valore di progetto inferiore o quello superiore, comunque quello che dà l'effetto più sfavorevole.*
- (5) *Per travi continue e telai, gli stessi valori di progetto del peso proprio della struttura [valutati come indicato in 2.2.2.2(3)] possono essere applicati a tutte le campate ad eccezione dei casi che coinvolgono l'equilibrio statico delle mensole (vedere 2.3.2.4).*

2.3.2.4. Verifica dell'equilibrio statico

- (1) Per la verifica dell'equilibrio statico, le azioni instabilizzanti (sfavorevoli) devono essere rappresentate dai valori di progetto superiori e le azioni stabilizzanti (favorevoli) dai valori di progetto inferiori [vedere 2.3.2.1(1)].
- (2) Per gli effetti stabilizzanti si devono includere nelle relative combinazioni solo quelle azioni che si possono ragionevolmente assumere siano presenti nella situazione considerata.
- (3) Le azioni variabili devono essere applicate quando esse accentuano gli effetti instabilizzanti, ma omesse dove aumentano gli effetti stabilizzanti.
- (4) Deve essere considerata l'eventualità che elementi non strutturali possano essere omessi o rimossi.
- (5) Le azioni permanenti devono essere rappresentate attraverso appropriati valori di progetto, dipendenti dal fatto che gli effetti instabilizzanti e stabilizzanti risultino da:
 - ◊ le parti sfavorevole e favorevole di una singola azione permanente: vedere il successivo (9); e/o;
 - ◊ differenti azioni permanenti: vedere il successivo (10).
- (6) I pesi propri degli elementi strutturali (o non-strutturali) non omogenei costituiti da materiali costruttivi differenti devono essere trattati come differenti azioni permanenti.
- (7) Il peso proprio di una struttura omogenea deve essere trattato come una singola azione permanente formata separatamente delle parti sfavorevole e favorevole.
- (8) I pesi propri di parti sostanzialmente simili di una struttura (o di elementi non strutturali sostanzialmente uniformi) possono essere trattati come parti separate, sfavorevole e favorevole, di una singola azione permanente.
- (9) Per le strutture di edifici, gli speciali coefficienti parziali di sicurezza indicati in 2.3.3.1(3) si applicano alle parti sfavorevole e favorevole di una singola azione permanente, come descritto in 2.3.2.3(2).

- (10) Per le strutture di edifici i normali coefficienti parziali di sicurezza dati in 2.3.3.1(1) si applicano alle azioni permanenti diverse da quelle indicate in (9).
- (11) Per azioni permanenti definite con precisione o rigorosamente controllate si potranno adottare nelle altre parti dell'Eurocodice 3 rapporti inferiori dei coefficienti parziali di sicurezza.
- (12) Quando l'incertezza sul valore di una dimensione geometrica influenza significativamente la verifica dell'equilibrio statico, questa dimensione deve essere utilizzata nella verifica con il valore più sfavorevole che essa può ragionevolmente raggiungere.

2.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per gli stati limite ultimi

2.3.3.1. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sulle strutture di edifici

- (1) I coefficienti parziali di sicurezza per le situazioni di progetto persistenti e per i carichi transitori sono dati nel prospetto 2.2.

Prospetto 2.2 - Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sulle strutture di edifici per situazioni di progetto persistenti e transitorie

	Azioni permanenti (γ_G)	Azioni variabili (γ_Q)	
		Una con il suo valore caratteristico	Le altre con i loro valori di combinazioni
Effetto favorevole $\gamma_{F,inf}$	1,0 *)	-- **)	-- **)
Effetto sfavorevole $\gamma_{F,sup}$	1,35 **)	1,5	1,5

*) Vedere inoltre 2.3.3.1(3).
**) Vedere Eurocodice 1; nei casi normali per le strutture degli edifici $\gamma_{Q,inf} = 0$.

- (2) Per le situazioni di progetto accidentali alle quali si applica l'equazione [2.10] i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni variabili sono uguali a 1,0.
- (3) Qualora, in accordo con 2.3.2.3(2), una singola azione permanente necessita di essere considerata come formata dalle parti sfavorevole e favorevole, la parte favorevole può, in alternativa, essere moltiplicata per:

$$\gamma_{G,inf} = 1,1$$

e la parte sfavorevole per:

$$\gamma_{G,sup} = 1,35$$

a condizione che applicando $\gamma_{G,inf} = 1,0$ ad entrambe le parti favorevole e sfavorevole non si ottengano effetti più sfavorevoli.

- (4) Quando le componenti di un effetto vettoriale possono variare indipendentemente, le componenti favorevoli (per esempio la forza longitudinale) devono essere moltiplicate per un fattore riduttivo:

$$\psi_{vec} = 0,8$$

(5) Adottando i valori di γ dati nel prospetto 2.2, per le strutture di edifici l'equazione [2.9] può essere sostituita da:

- considerando solo l'azione variabile più sfavorevole:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad [2.11]$$

- considerando tutte le azioni variabili sfavorevoli:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum_{i>1} \psi_{Q,i} Q_{k,i} \quad [2.12]$$

Si adotterà l'equazione che fornisce il valore maggiore.

2.3.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

- (1) I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono dati nelle relative prescrizioni riportate nei punti 5 e 6.
- (2) Qualora le proprietà strutturali siano determinate attraverso prove, si rimanda a quanto riportato nel punto 8.
- (3) Per le verifiche a fatica vedere punto 9.

2.3.4. Stati limite di servizio

- (1) Si deve verificare che:

$$E_d \leq C_d \text{ oppure } E_d \leq R_d \quad [2.13]$$

dove: C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà di progetto dei materiali relative all'effetto di progetto delle azioni considerate;

E_d è l'effetto di progetto delle azioni, determinato sulla base di una delle combinazioni definite nel seguito.

La combinazione richiesta è identificata nella prescrizione specifica per ciascuna verifica di funzionalità: vedere 4.2.1(4) e 4.3.1(4).

- (2) Per gli stati limite di servizio si definiscono tre combinazioni di azioni attraverso le seguenti equazioni.

Combinazione non frequente:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,i} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [2.14]$$

Combinazione frequente:

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.15]$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.16]$$

dove le notazioni sono definite in 2.3.2.2(2).

- (3) Qualora nelle prescrizioni pertinenti che trattano gli stati limite di servizio siano date regole semplificate di conformità, non sono richiesti calcoli dettagliati usando le combinazioni delle azioni.
- (4) Nel caso in cui nel progetto si verifichi la conformità agli stati limite di servizio mediante calcoli dettagliati, per le strutture degli edifici si possono adottare equazioni semplificate.
- (5) Per le strutture degli edifici la combinazione non frequente può essere semplificata usando le equazioni seguenti, che possono essere anche usate in sostituzione per la combinazione frequente:
 - considerando solo l'azione variabile più sfavorevole:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} \quad [2.17]$$

- considerando tutte le azioni variabili sfavorevoli:

$$\sum_j G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad [2.18]$$

Si adotterà l'equazione che fornisce il valore maggiore.

- (6) I valori di γ_M saranno presi uguali ad 1,0 per tutti gli stati limite di servizio, eccetto dove diversamente indicato nelle prescrizioni particolari.

2.4. Durabilità

- (1) Allo scopo di garantire una adeguata durata della struttura occorre prendere in considerazione i seguenti fattori fra loro interconnessi:
 - l'impiego della struttura;
 - i requisiti di prestazione;
 - le condizioni ambientali previste;
 - la composizione, proprietà e prestazioni dei materiali;
 - la forma degli elementi ed i dettagli costruttivi;
 - la qualità delle lavorazioni e l'entità dei controlli;
 - le misure protettive particolari;
 - la manutenzione probabile durante la vita prevista.
- (2) Le condizioni ambientali interne ed esterne devono essere stimate durante la fase di progetto per valutare il loro effetto in relazione alla durata e per predisporre adeguati provvedimenti da adottare per la protezione dei materiali.

2.5. Resistenza al fuoco

- (1) Per la resistenza al fuoco vedere la ENV 1993-1-2 Eurocodice 3: Parte 1.2 (in preparazione).

3. Materiali

3.1. Generalità

- (1) Le proprietà dei materiali specificate in questo punto sono quelle richieste per l'elaborazione del progetto.
- (2) Altre proprietà sono indicate nelle rispettive "Norme di riferimento" definite nell'appendice B.

3.2. Acciaio strutturale

3.2.1. Scopo

- (1) Questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3 si riferisce alla progettazione di strutture fabbricate con acciaio conforme alla "Norma di riferimento" 1: vedere l'appendice B.
- (2) Il presente codice può essere anche impiegato per altri acciai strutturali purché esistano dati adeguati per giustificare l'applicabilità delle relative regole di progettazione e fabbricazione. Le procedure per la esecuzione e valutazione delle prove devono essere conformi ai punti 2 e 8 di questa parte 1-1 ed i requisiti per le prove devono corrispondere con quelli richiesti dalla "Norma di riferimento" 1.
- (1) Per acciai ad alta resistenza si rimanda all'appendice D (in preparazione).

3.2.2. Proprietà dei materiali per acciaio laminato a caldo

3.2.2.1. Valori nominali

- (1) I valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per acciai laminati a caldo sono dati nel prospetto 3.1 per acciai di classe Fe 360, Fe 430 e Fe 510 in accordo con la EN 10025 e per acciai di classe Fe E 275 e Fe E 355 in accordo con il prEN 10113.

Prospetto 3.1 - Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per acciai strutturali conformi alla EN 10025 o prEN 10113

Tipo nominale di acciaio	Spessore t mm *)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}^{**}$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025:				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113:				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

*) t è lo spessore nominale dell'elemento.

**) 63 mm per piastre ed altri prodotti piatti in acciaio alle condizioni di consegna da TM a prEN 10113-3

- (2) I valori nominali del prospetto 3.1 possono essere adottati nei calcoli quali valori caratteristici.
- (3) In alternativa, per un intervallo più ampio di spessori, si possono impiegare i valori nominali specificati nella EN 10025 e prEN 10113.

- (4) Valori simili possono essere adottati per profilati cavi lavorati a caldo.
- (5) Per acciai ad alta resistenza si rimanda all'appendice D (in preparazione).

3.2.2.2. Analisi plastica

- (1) L'analisi plastica (vedere 5.2.1.4) può essere usata nell'analisi globale della struttura o dei suoi elementi a condizione che l'acciaio soddisfi i seguenti ulteriori requisiti:

- il rapporto fra la resistenza minima a rottura per trazione specificata f_u e la resistenza minima di snervamento specificata f_y soddisfi la condizione:

$$f_u / f_y \geq 1,2$$

- l'allungamento a rottura nel caso di lunghezza fra i riferimenti di $5,65 \sqrt{A_o}$ (dove A_o è l'area della sezione trasversale originaria) non sia minore del 15%;
- il diagramma tensioni-deformazioni mostri che la deformazione a rottura ε_u corrispondente alla resistenza a rottura per trazione f_u sia almeno 20 volte la deformazione a snervamento ε_y corrispondente alla resistenza di snervamento f_y .

- (2) Gli acciai delle classi elencate nel prospetto 3.1 possono soddisfare questi requisiti.

3.2.2.3. Tenacità

- (1) Il materiale deve avere sufficiente tenacità per evitare rottura fragile alla minima temperatura di servizio che si prevede possa verificarsi durante la vita prevista della struttura.
- (2) Nei casi normali di membrature saldate o non saldate di strutture per edifici soggetti a carichi statici o di fatica (con l'esclusione di urti) non sono necessarie ulteriori verifiche nei riguardi della rottura fragile qualora siano soddisfatte le condizioni indicate nel prospetto 3.2.
- (3) Per acciai ad alta resistenza si rimanda all'appendice D (in preparazione).
- (4) Per tutti gli altri casi si deve fare riferimento all'appendice C.

**Prospetto 3.2 - Spessori massimi per elementi strutturali caricati staticamente
che non richiedono riferimento all'appendice C**

Tipo di acciaio e grado	Massimo spessore (mm) per temperatura minima di servizio di					
	0 °C		-10 °C		-20 °C	
Condizione di servizio	S1	S2	S1	S2	S1	S2
EN 10025 (1):						
Fe 360 B	150	41	108	30	74	22
Fe 360 C	250	110	250	75	187	53
Fe 360 D	250	250	250	212	250	150
Fe 430 B	90	26	63	19	45	14
Fe 430 C	250	63	150	45	123	33
Fe 430 D	250	150	250	127	250	84
Fe 510 B	40	12	29	9	21	6
Fe 510 C	106	29	73	21	52	16
Fe 510 D	250	73	177	52	150	38
Fe 510 DD (2)	250	128	250	85	250	59
prEN 10113 (3):						
Fe E 275 KG (4)	250	250	250	192	250	150
Fe E 275 KT	250	250	250	250	250	250
Fe E 355 KG (4)	250	128	250	85	250	59
Fe E 355 KT	250	250	250	250	250	150
Condizioni di servizio (5):						
S1 In alternativa:						
◊ non saldati, oppure						
◊ in compressione.						
S2 Saldati, in trazione.						
In entrambi i casi questo prospetto suppone la velocità di carico R1 e le conseguenze della condizione di collasso C2, vedere l'appendice informativa C.						
(1) Per le sezioni laminate oltre 100 mm di spessore deve essere concordato il valore minimo di energia Charpy con intaglio a V specificato nella EN 10025. Per spessori fino a 150 mm si richiede un valore di 27 J alla temperatura di prova specificata e di 23 J per spessori oltre 150 mm fino a 250 mm.						
(2) Per l'acciaio tipo Fe 510 DD secondo la EN 10025, il valore minimo di energia Charpy con intaglio a V specificato è di 40 J a -20 °C. Le entrate in questa riga suppongono un valore equivalente di 27 J a -30 °C.						
(3) Per acciai alle condizioni di consegna da N a prEN 10113-2, con spessore maggiore di 150 mm, e per acciai alle condizioni di consegna da TM a prEN 10113-3, con spessore superiore a 150 mm per prodotti lunghi e superiore a 63 mm per prodotti piatti, la minima energia di Charpy per intagli a V, specificata in prEN 10113, è soggetta ad un accordo. Per spessori fino a 150 mm, viene richiesto un valore minimo di 27 J e di 23 J per spessori da 150 mm a 250 mm. La temperatura di controllo deve essere di -30 °C per acciaio della qualità KG e di -50 °C per acciaio della qualità KT.						
(4) Per acciai delle qualità da KG a prEN 10113, i valori minimi specificati per l'energia di Charpy per intagli a V scendono a 40 J a -20 °C. Le entrate in questa riga suppongono un valore equivalente di 27 J a -30 °C.						
(5) Per i dettagli completi delle condizioni di servizio si rimanda all'appendice C.						

3.2.3. Proprietà dei materiali per acciaio profilato a freddo

- (1) I valori nominali della resistenza allo snervamento e della resistenza a rottura per trazione (da adottare quali valori caratteristici nei calcoli) per acciaio profilati a freddo sono specificati nella ENV 1993-1-3 Eurocodice 3: parte 1.3 (in preparazione).

(segue)

- (2) La resistenza media allo snervamento di sezioni strutturali cava lavorate a freddo deve essere determinata come specificato nella fig. 5.5.2.

3.2.4. Dimensioni, massa e tolleranze

- (1) Le dimensioni e massa di tutti i profilati, lamiere e sezioni strutturali cave, nonché le rispettive tolleranze dimensionali e di massa, devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 2: vedere l'appendice B.

3.2.5. Valori di calcolo dei coefficienti del materiale

- (1) I coefficienti del materiale da adottare nei calcoli per gli acciai considerati da questo Eurocodice devono essere i seguenti:

- modulo di elasticità	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale	$G = E/2(1+\nu) \text{ N}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$
- densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

3.3. Elementi di giunzione

3.3.1. Generalità

- (1) I dispositivi di giunzione devono essere adatti all'impiego al quale sono destinati.
 (2) I dispositivi idonei di giunzione includono bulloni, elementi di giunzione ad attrito, chiodi e saldature, ciascuno conforme alla "Norma di riferimento" pertinente: vedere l'appendice B.

3.3.2. Bulloni, dadi e rosette

3.3.2.1. Generalità

- (1) Bulloni, dadi e rosette devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 3: vedere all'appendice B.
 (2) Bulloni di classe minore di 4,6 o maggiore di 10,9 non devono essere utilizzati se non viene fatta dimostrazione, per via sperimentale, della loro accettabilità per una particolare applicazione.
 (3) I valori nominali della resistenza di snervamento f_{yb} e della resistenza a rottura per trazione f_{ub} (da impiegarsi quali valori caratteristici nei calcoli) sono dati nel prospetto 3.3.

Prospetto 3.3 - Valori nominali della resistenza allo snervamento f_{yb} e della resistenza a rottura per trazione f_{ub} per i bulloni

Classe del bullone	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

3.3.2.2. Bulloni precaricati

- (1) Bulloni ad alta resistenza possono essere usati come bulloni precaricati con coppia di serraggio controllata qualora essi siano conformi ai requisiti per bulloni precaricati della "Norma di riferimento" 3.
 (2) Altri tipi idonei di bulloni ad alta resistenza possono essere anche usati quali bulloni precaricati con coppia di serraggio controllata qualora ciò sia concordato fra il cliente, il progettista e le competenti autorità.

(segue)

3.3.3. Altri tipi di dispositivi di collegamento precaricati

- (1) Altri tipi idonei di dispositivi di collegamento ad alta resistenza (quali i bulloni ad alta resistenza forgiati) possono essere anche usati come dispositivi di collegamento precaricati qualora ciò venga concordato fra il cliente, il progettista e le competenti autorità, alla condizione che essi abbiano caratteristiche meccaniche equivalenti a quelle richieste per i bulloni precaricati e siano idonei ad essere serrati in modo affidabile fino ad un appropriato precarico iniziale specificato.

3.3.4. Chiodi

- (1) Le caratteristiche meccaniche, dimensioni e tolleranze dei chiodi di acciaio devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 5: vedere l'appendice B.

3.3.5. Elettrodi

- (1) Tutti gli elettrodi devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 4: vedere l'appendice B.
- (2) I valori specificati della resistenza allo snervamento, resistenza a rottura per trazione, allungamento a rottura ed il valore minimo di energia Charpy con intaglio a V del metallo di apporto devono essere uguali o migliori dei valori corrispondenti specificati per il tipo di acciaio da saldare.

4. Stati limite di servizio

4.1. Principi

- (1) Gli stati limite di servizio per costruzioni di acciaio sono (vedere anche 2.2.1.1):
- deformazioni o spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura (includendo il malfunzionamento dei macchinari e dei servizi);
 - vibrazioni, oscillazioni o spostamenti laterali che creano fastidio agli occupanti dell'edificio o danno ai suoi contenuti;
 - danni alle finiture o agli elementi non strutturali a causa di deformazioni, spostamenti, vibrazioni, oscillazioni o spostamenti laterali.
- (2) Per evitare di oltrepassare questi limiti è necessario limitare le deformazioni, spostamenti e vibrazioni.
- (3) Ad eccezione dei casi in cui valori limite specifici siano concordati fra il cliente, il progettista e le competenti Autorità, si devono applicare i valori limite assegnati in questo punto.
- (4) Qualora si adotti una analisi plastica globale per lo stato limite ultimo, si deve verificare l'eventualità che si abbia anche una ridistribuzione plastica delle forze e dei momenti allo stato limite di servizio. Ciò è consentito solo quando si potrà dimostrare che tale condizione non sarà ripetuta. Tale eventualità deve inoltre essere tenuta in conto nel calcolo delle deformazioni.
- (5) Quando si impiegano bulloni precaricati nei collegamenti di categoria B [vedere 6.5.3.1(3)], i requisiti dati in 6.5.8 devono essere soddisfatti per la resistenza allo scorrimento allo stato limite di servizio.

4.2. Controllo degli spostamenti

4.2.1. Requisiti

- (1) Le strutture di acciaio ed i componenti devono essere dimensionati in modo tale che gli spostamenti rimangano nei limiti concordati fra il cliente, il progettista e le competenti autorità ed essere idonei all'uso ed all'occupazione previsti ed alla natura dei materiali che devono essere sostenuti.

- (2) I limiti raccomandati per gli spostamenti sono forniti in 4.2.2. In alcuni casi limiti più rigorosi (o eccezionalmente limiti meno rigorosi) risulteranno appropriati per adattarsi all'uso dell'edificio o alle caratteristiche dei materiali di rivestimento o per assicurare l'idonea operatività di ascensori, ecc.
- (3) I valori dati in 4.2.2 sono valori empirici. Essi sono da intendersi quali valori di confronto con i risultati dei calcoli e non devono essere interpretati come criteri di prestazione.
- (4) I valori di progetto dati in 2.3.4 per le combinazioni non frequenti devono essere usati in concomitanza con i valori limite indicati in 4.2.
- (5) Nel calcolo degli spostamenti si deve tenere in debito conto ogni effetto del secondo ordine, la rigidezza rotazionale di ogni nodo semirigido e la possibile presenza di deformazioni plastiche che intervengano allo stato limite di servizio.

4.2.2. Valori limite

- (1) I valori limite degli spostamenti verticali dati nel seguito sono illustrati facendo riferimento alla trave semplicemente appoggiata mostrata nella fig. 4.1, nella quale:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad [4.1]$$

dove: δ_{\max} è la freccia nello stato finale riferita alla linea retta congiungente i supporti;

δ_0 è la pre-monta iniziale (controfreccia) della trave nella condizione scarica [stato (0)];

δ_1 è la variazione dell'inflessione della trave dovuta ai carichi permanenti immediatamente dopo l'applicazione dei carichi [stato (1)];

δ_2 è la variazione dell'inflessione della trave dovuta all'applicazione dei carichi variabili più eventuali deformazioni, variabili nel tempo, causate dai carichi permanenti [stato (2)].

- (2) Per gli edifici, i limiti raccomandati per gli spostamenti verticali sono forniti nel prospetto 4.1, nel quale L è la luce della trave. Per le travi a mensola la lunghezza L da considerare è il doppio della lunghezza dello sbalzo della mensola.

Prospetto 4.1 - Valori limite raccomandati per gli spostamenti verticali

Condizioni	Limiti (vedere fig. 4.1)	
	δ_{\max}	δ_2
Coperture in generale	L/200	L/250
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	L/250	L/300
Solai in generale	L/250	L/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	L/250	L/350
Solai che supportano colonne (a meno che lo spostamento sia stato incluso nella analisi globale per lo stato limite ultimo)	L/400	L/500
Dove δ_{\max} può compromettere l'aspetto dell'edificio	L/250	--

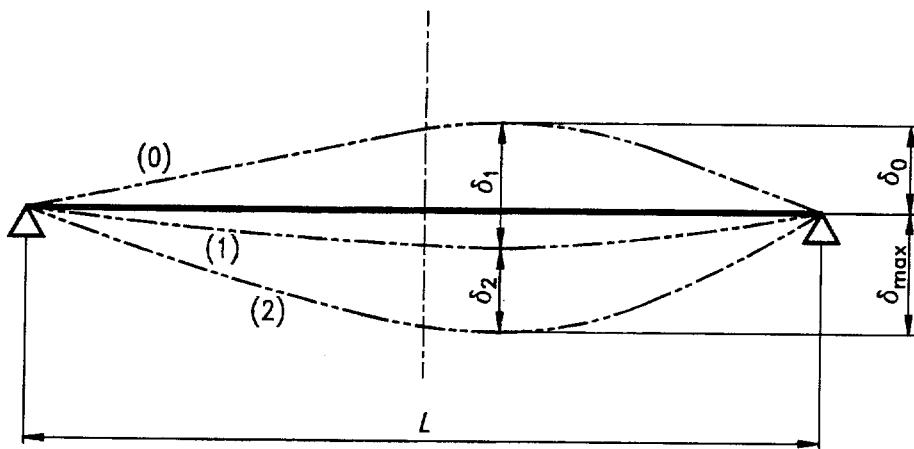


Fig. 4.1 - Inflessioni da prendere in considerazione

- (3) Per le travi di gru a cavalletto o vie di corsa, gli spostamenti orizzontali e verticali devono essere limitati in accordo all'uso ed alla classe dell'apparecchio di sollevamento.
- (4) Per gli edifici, i limiti raccomandati per gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne sono:

- telai a portale senza carriporto:	$h/150$
- altri edifici monopiano:	$h/300$
- in un edificio multipiano:	
◊ in ciascun piano:	$h/300$
◊ sulla struttura come insieme:	$h_o/500$

dove: h è l'altezza della colonna o del piano;
 h_o è l'altezza complessiva della struttura.

4.2.3. Ristagno dell'acqua piovana

- (1) Per assicurare il corretto drenaggio dell'acqua piovana da una copertura piana o pressoché piana, per tutte le coperture aventi pendenza minore del 5%, nel progetto si deve verificare che l'acqua piovana non possa accumularsi. Questa verifica deve tenere in considerazione possibili imprecisioni di costruzione e sedimenti delle fondazioni, inflessioni dei materiali di copertura, inflessioni delle membrature strutturali e gli effetti delle pre-monte. Ciò si applica pure ai solai dei parcheggi auto ed altre costruzioni aventi aperture sui lati.
- (2) La pre-monta delle travi può ridurre la probabilità di accumulo dell'acqua piovana a condizione che gli scarichi dell'acqua piovana siano localizzati in modo appropriato.
- (3) Qualora la pendenza della copertura sia minore del 3%, si devono predisporre calcoli addizionali per verificare che non si possa avere collasso a causa del peso dell'acqua:
 - accumulata in pozze che possono formarsi a causa della inflessione delle membrature strutturali o del materiale di copertura;
 - oppure trattenuta dalla neve.

4.3. Effetti dinamici

4.3.1. Requisiti

- (1) Nel progetto bisogna prendere idonei provvedimenti riguardo agli effetti di carichi imposti che possono produrre urti, vibrazioni, ecc.
- (2) Gli effetti dinamici da considerare allo stato limite di servizio sono le vibrazioni causate dai macchinari e le oscillazioni prodotte dalla risonanza armonica.
- (3) Le frequenze proprie delle strutture o parti di strutture devono essere sufficientemente differenti da quelle della sorgente di eccitazione in modo da evitare risonanza.
- (4) I valori di progetto dati in 2.3.4 per le combinazioni frequenti devono essere impiegati in concomitanza con i valori limite assegnati in 4.3.

4.3.2. Strutture aperte al pubblico

- (1) Le oscillazioni e le vibrazioni delle strutture destinate al passaggio del pubblico devono essere limitate in modo da evitare fastidio agli utenti.
- (2) Nel caso di pavimenti praticati regolarmente da persone, come per esempio i pavimenti di abitazioni, uffici e simili, la frequenza naturale più bassa per la struttura del solaio non deve essere minore di 3 cicli/s. Questa condizione sarà soddisfatta quando l'inflessione totale istantanea $\delta_1 + \delta_2$ (definita come indicato in 4.2.2 ma calcolata usando la combinazione frequente) è minore di 28 mm. Questi limiti possono essere ridotti qualora ciò sia giustificato da valori elevati dello smorzamento.
- (3) Quando trattasi di un pavimento sul quale si salta o si balla in modo ritmico, come per esempio i pavimenti delle palestre o delle sale da ballo, la frequenza naturale più bassa non deve essere minore di 5 cicli/s. Questa condizione sarà soddisfatta se l'inflessione calcolata come indicato precedentemente non sia maggiore di 10 mm.
- (4) Se necessario si potrà effettuare una analisi dinamica per accertare che le accelerazioni e le frequenze che si dovrebbero produrre non siano tali da creare fastidi significativi agli utenti o danni alle attrezzature.

4.3.3. Oscillazioni eccitate dal vento

- (1) Strutture di flessibilità non comune, quali per esempio edifici alti molto snelli o coperture molto ampie, ed elementi eccezionalmente flessibili, quali i tiranti leggeri, devono essere esaminati sotto l'aspetto dei carichi dinamici di vento, sia per le vibrazioni nel piano, sia anche per le vibrazioni perpendicolari alla direzione del vento.
- (2) Tali strutture devono essere esaminate per:
 - le vibrazioni indotte dalle raffiche;
 - le vibrazioni indotte dai vortici.
- (3) Vedere pure l'ENV 1991 Eurocodice 1.

5. Stati limite ultimi

5.1. Principi

5.1.1. Generalità

- (1) Le strutture di acciaio ed i componenti devono essere dimensionati in modo tale che siano soddisfatti i requisiti per il rispetto dei principi della progettazione allo stato limite ultimo descritti in 2.
- (2) I coefficienti parziali di sicurezza γ_M devono essere assunti come segue:

- resistenza delle sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3*) $\gamma_{M0} = \boxed{1,1}$
- resistenza delle sezioni trasversali di classe 4 $\gamma_{M1} = \boxed{1,1}$
- resistenza delle membrature alla instabilità $\gamma_{M1} = \boxed{1,1}$
- resistenza delle sezioni nette in corrispondenza delle forature per i bulloni $\gamma_{M2} = \boxed{1,25}$
- resistenza dei collegamenti

punto 6.

5.1.2. Progetto dei telai

- (1) I telai devono essere verificati per:

- resistenza delle sezioni trasversali (5.4);
- resistenza delle membrature (5.5);
- resistenza dei collegamenti (6);
- stabilità del telaio (5.2.6);
- equilibrio statico (2.3.2.4).

- (2) Quando si verifica la resistenza delle sezioni trasversali delle membrature di un telaio, ciascuna membratura può essere trattata considerandola isolata dal telaio, con le forze ed i momenti applicati a ciascuna estremità come determinato dalla analisi del telaio. Si raccomanda di determinare le condizioni di vincolo a ciascuna estremità considerando la membratura quale parte del telaio e garantendo la congruenza con il tipo di analisi (vedere 5.2.1 e 5.2.2) e con le modalità di collasso (vedere 5.2.6).

5.1.3. Membrature tese

- (1) Le membrature tese devono essere verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali (5.4.3).

5.1.4. Membrature compresse

- (1) Le membrature compresse devono essere verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali (5.4.4);
- la resistenza all'instabilità (5.5.1).

*) Per la classificazione delle sezioni trasversali vedere 5.3.

5.1.5. Travi

(1) Le membrature soggette alla flessione devono essere verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali (5.4);
- la resistenza all'instabilità flesso-torsionale (5.5.2);
- la resistenza all'imbozzamento per taglio (5.6);
- la resistenza all'imbozzamento dell'anima indotto dalle ali (5.7.7);
- la resistenza all'imbozzamento dell'anima (5.7.1).

5.1.6. Membrature soggette alla combinazione di forza assiale e momento

(1) Le membrature soggette alla combinazione di forze assiali e momenti devono essere verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali agli effetti combinati (5.4.);
- la resistenza delle membrature agli effetti combinati (5.5.3 e 5.5.4);
- i criteri per le travi (5.1.5);
- i criteri per le membrature tese (5.1.3) o compresse (5.1.4), secondo quanto appropriato.

5.1.7. Giunzioni e collegamenti

(1) Le giunzioni ed i collegamenti devono soddisfare i requisiti specificati al punto 6.

5.1.8. Fatica

- (1) Quando una struttura è sottoposta a fluttuazioni ripetute dei carichi, deve essere verificata la sua resistenza a fatica.
- (2) Per costruzioni di acciaio con profilati laminati a caldo e per sezioni strutturali cave lavorate a caldo o a freddo si devono soddisfare i requisiti dati al punto 9.
- (3) Per costruzioni di acciaio con profilati sagomati a freddo le regole di progettazione fornite nella ENV 1993-1-3 (Eurocodice 3: Parte 1.3)^{*)} riguardano solo strutture caricate prevalentemente in maniera statica. Si raccomanda di non utilizzare i profilati sagomati a freddo nelle strutture soggette a fatica a meno che non siano disponibili dati adeguati che dimostrino che la resistenza a fatica è sufficiente.
- (4) Per le strutture degli edifici la verifica a fatica non è normalmente richiesta eccetto che per:
 - le membrature che sostengono dispositivi di sollevamento o carichi mobili;
 - le membrature che sostengono macchine vibranti;
 - le membrature sottoposte ad oscillazioni indotte dal vento;
 - le membrature soggette ad oscillazioni indotte dalla folla.

^{*)} In preparazione.

5.2. Calcolo delle sollecitazioni

5.2.1. Analisi globale

5.2.1.1. Metodi di analisi

- (1) In una struttura isostatica le sollecitazioni interne devono essere determinate con i metodi della statica.
- (2) In una struttura iperstatica le sollecitazioni interne possono in generale essere determinate usando in alternativa:
 - a) l'analisi elastica globale (5.2.1.3);
 - b) l'analisi plastica globale (5.2.1.4).
- (3) L'analisi elastica globale può essere usata in tutti i casi.
- (4) L'analisi plastica globale può essere usata solo quando le sezioni trasversali della membratura soddisfano i requisiti specificati in 5.2.7 e 5.3.3 e l'acciaio soddisfa i requisiti specificati in 3.2.2.2.
- (5) Quando l'analisi globale è sviluppata applicando i carichi attraverso una serie di incrementi successivi, si può ritenere sufficiente, nel caso delle strutture di edifici, l'adozione di incrementi proporzionali simultanei per tutti i carichi.

5.2.1.2. Effetti delle deformazioni

- (1) In generale le sollecitazioni interne possono essere determinati attraverso:
 - a) la teoria del primo ordine, usando la geometria iniziale della struttura;
 - oppure:
 - b) la teoria del secondo ordine, tenendo in considerazione l'influenza delle deformazioni della struttura.
- (2) La teoria del primo ordine può essere adottata per l'analisi globale nei seguenti casi:
 - a) telai controventati (5.2.5.3);
 - b) telai a nodi fissi (5.2.5.2);
 - c) metodi di progettazione che indirettamente tengono in conto gli effetti del secondo ordine (5.2.6).
- (3) La teoria del secondo ordine può essere impiegata per l'analisi globale in tutti i casi.

5.2.1.3. Analisi elastica globale

- (1) L'analisi elastica globale deve essere basata sulla ipotesi che il comportamento carico-deformazione del materiale sia lineare, qualunque sia il livello di sollecitazione.
- (2) Questa assunzione può essere mantenuta per entrambe le analisi elastiche, del primo e del secondo ordine, anche quando la resistenza della sezione trasversale è stabilita in base alla sua resistenza plastica: vedere 5.3.3.

- (3) Impiegando una analisi elastica del primo ordine, i valori dei momenti flettenti possono essere ridistribuiti modificando i momenti in ciascuna membratura fino al 15% del momento elastico di picco presente in quella membratura, purché:
- a) le sollecitazioni interne ed i momenti nel telaio rimangano in equilibrio con i carichi applicati; ed inoltre:
 - b) tutte le membrature nelle quali i momenti vengono ridotti abbiano le sezioni trasversali appartenenti alla classe 1 o alla classe 2 (vedere 5.3).
- (4) Le ipotesi di progetto per i collegamenti devono soddisfare i requisiti specificati in 5.2.2.

5.2.1.4. Analisi plastica globale

- (1) L'analisi plastica globale può essere svolta usando in alternativa:
- i metodi rigido-plastici;
 - i metodi elastico-plastici.
- (2) Si possono usare i seguenti metodi di analisi elastico-plastica:
- elastica-perfettamente plastica;
 - elasto-plastica.
- (3) Quando si usa l'analisi globale plastica, devono essere predisposti vincoli laterali in corrispondenza di tutte le cerniere plastiche dove possano manifestarsi rotazioni plastiche per una qualunque condizione di carico.
- (4) Si raccomanda di predisporre il vincolo entro una distanza, lungo la membratura, rispetto alla posizione teorica della cerniera plastica, non superiore alla metà dell'altezza della membratura stessa.
- (5) Si raccomanda di non usare i metodi rigido-plastici per l'analisi del secondo ordine, ad eccezione dei casi indicati in 5.2.6.3.
- (6) Nella analisi "rigido-plastica" le deformazioni elastiche delle membrature e delle fondazioni sono trascurate e si assume che le deformazioni plastiche siano concentrate in corrispondenza delle cerniere plastiche.
- (7) Nella analisi "elastico-perfettamente plastica" si assume che le sezioni trasversali restino completamente elastiche finché non sia raggiunto il momento resistente plastico e che successivamente divengano completamente plastiche. Si assume che le deformazioni plastiche siano concentrate in corrispondenza delle cerniere plastiche.
- (8) Nella analisi "elasto-plastica" la relazione bi-lineare tensioni-deformazioni indicata nella fig. 5.2.1 può essere impiegata per i tipi di acciaio strutturale specificati nel punto 3. Una relazione più precisa può essere usata in alternativa. La sezione trasversale rimane completamente elastica fino al raggiungimento della resistenza di snervamento nelle fibre esterne. Allorché il momento continua ad incrementare, la sezione gradualmente si snerva e la plasticizzazione si estende nella sezione trasversale mentre le deformazioni plastiche si propagano parzialmente lungo la membratura.
- (9) Al fine di evitare difficoltà di calcolo impiegando un elaboratore elettronico per l'analisi elasto-plastica, in alternativa si può usare, se necessario, la relazione bi-lineare tensioni-deformazioni indicata nella fig. 5.2.2.
- (10) Qualora si effettui una analisi elasto-plastica si può assumere che sia sufficiente, nel caso di strutture per edifici, applicare i carichi attraverso una serie di incrementi, arrestandoli al raggiungimento dell'intero carico.

co di progetto. Le sollecitazioni interne così determinate vengono poi utilizzate per verificare la resistenza delle sezioni trasversali e la resistenza delle membrature all'instabilità.

- (11) Nel caso di strutture per edifici non è solitamente necessario considerare gli effetti della plasticità alternata.

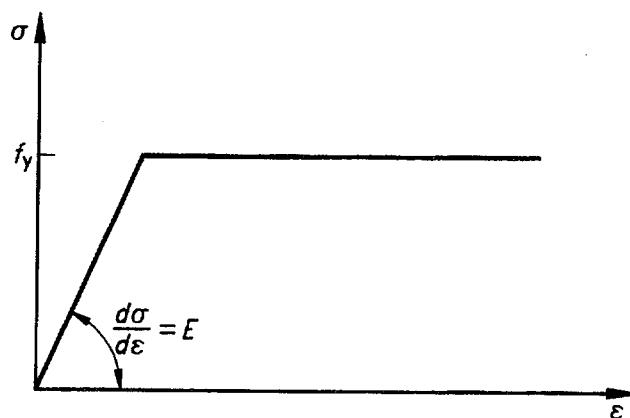


Fig. 5.2.1 - Relazione bi-lineare tensioni-deformazioni

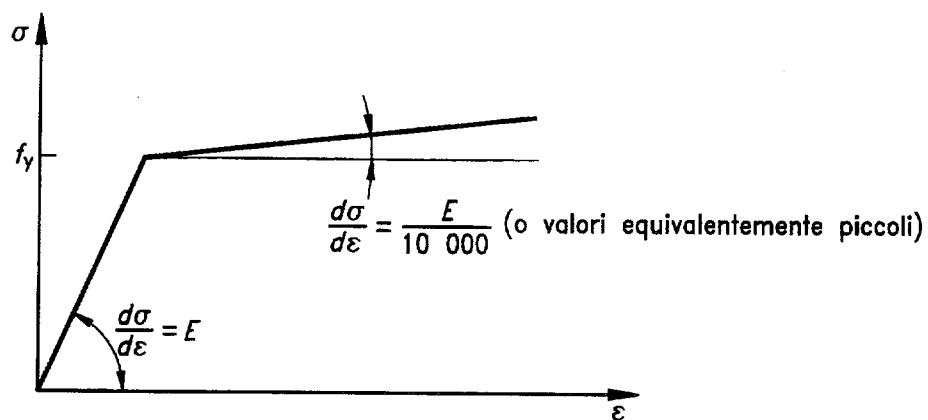


Fig. 5.2.2 - Relazione alternativa bi-lineare tensioni-deformazioni (da usare solo per l'analisi elasto-plastica)

5.2.2. Ipotesi per il progetto

5.2.2.1. Principi

- (1) Le ipotesi formulate nella analisi globale della struttura devono essere congruenti con il tipo di comportamento previsto per i collegamenti.
- (2) Le ipotesi assunte nel progetto delle membrature devono essere conformi con (o conservative rispetto) i metodi usati per l'analisi globale e con il tipo di comportamento previsto per i collegamenti.

- (3) Il prospetto 5.2.1 mostra i tipi di collegamenti richiesti per i diversi tipi di telaio in funzione del metodo di analisi globale usato.
- (4) I requisiti per i vari tipi di collegamenti sono forniti in 6.4.2 e 6.4.3.
- (5) Per la classificazione dei collegamenti trave-colonna nei tipi rigido o semi-rigido vedere 6.9.6.
- (6) Qualora sia necessario calcolare il carico critico elastico di collasso di un telaio per spostamento laterale, si devono considerare gli effetti di ciascun collegamento semi-rigido, indipendentemente dal tipo di analisi, elastica o plastica, che sia usata per l'analisi globale del telaio.
- (7) Quando sono impiegati collegamenti semi-rigidi, si deve usare il valore iniziale della rigidezza rotazionale (vedere 6.9.2) per il calcolo dei carichi critici elastici o delle lunghezze di libera inflessione.

5.2.2.2. Intelaiature semplici

- (1) Nelle intelaiature semplici si può assumere che i collegamenti fra le membrature non sviluppino momenti. Nella analisi globale si può assumere che le membrature siano effettivamente collegate mediante cerniere.
- (2) Si raccomanda che i collegamenti soddisfino i requisiti per i collegamenti idealmente incernierati, in alternativa:
 - a) come indicato in 6.4.2.1;
 - b) come indicato in 6.4.3.1.

5.2.2.3. Intelaiature continue

- (1) Si raccomanda che l'analisi elastica sia basata sull'ipotesi di una completa continuità, con collegamenti rigidi che soddisfino i requisiti indicati in 6.4.2.2.
- (2) Si raccomanda che l'analisi rigido-plastica sia basata sull'ipotesi di una completa continuità, con collegamenti a completo ripristino di resistenza che soddisfino i requisiti indicati in 6.4.3.2.
- (3) Si raccomanda che l'analisi elastico-plastica sia basata sull'ipotesi di una completa continuità, con collegamenti rigidi a completo ripristino di resistenza che soddisfino i requisiti indicati in 6.4.2.2 e 6.4.3.2.

Prospetto 5.2.1 - Ipotesi di progetto

Tipo di intelaiatura	Metodo di analisi globale	Tipi di collegamenti
Semplice	Collegamenti incernierati	- Idealmente incernierati (6.4.2.1) - Idealmente incernierati (6.4.3.1)
Continua	Elastica	- Rigidi (6.4.2.2) - Idealmente incernierati (6.4.3.1)
	Rigido-plastica	- Completo ripristino di resistenza (6.4.3.2) - Idealmente incernierati (6.4.3.1)
	Elastico-plastica	- Completo ripristino di resistenza - Rigidi (6.4.3.2 e 6.4.2.2) - Idealmente incernierati (6.4.3.1 e 6.4.2.1)
Semi-continua	Elastica	- Semi-rigidi (6.4.2.3) - Rigidi (6.4.2.2) - Idealmente incernierati (6.4.2.1)
	Rigido-plastica	- Parziale ripristino di resistenza (6.4.3.3) - Completo ripristino di resistenza (6.4.3.2) - Idealmente incernierati (6.4.3.1)
	Elastico-plastica	- Parziale ripristino di resistenza - Semi-rigidi (6.4.3.3 e 6.4.2.3) - Parziale ripristino di resistenza - Rigidi (6.4.3.3 e 6.4.2.2) - Completo ripristino di resistenza - Semi-rigidi (6.4.3.2 e 6.4.2.3) - Completo ripristino di resistenza - Rigidi (6.4.3.2 e 6.4.2.2) - Idealmente incernierati (6.4.3.1 e 6.4.2.1)

5.2.2.4. Intelaiature semi-continue

- (1) Si raccomanda che l'analisi elastica sia basata sulle relazioni momento-rotazione o forza-spostamento dei collegamenti utilizzati e che esse siano previste in maniera affidabile nel progetto.
- (2) Si raccomanda che l'analisi rigido-plastica sia basata sui momenti resistenti di progetto di collegamenti che abbiano dimostrato possedere una capacità di rotazione sufficiente: vedere 6.4.3 e 6.9.5.
- (3) Si raccomanda che l'analisi elastico-plastica sia basata sulle relazioni momento-rotazione dei collegamenti previsti nel progetto, vedere 6.9.2.

5.2.3. Sistemi strutturali**5.2.3.1. Strutture**

- (1) Il tipo di analisi globale richiesta dipende dal tipo di struttura, come di seguito indicato:

(a) Elementi strutturali semplici

Le travi a campata unica e le membrature singole tese o compresse sono isostatiche. I telai a maglie triangolari possono essere isostatici o iperstatici.

(b) Travi continue e telai a nodi fissi

Per le travi continue e per i telai nei quali gli effetti degli spostamenti laterali sono trascurabili o sono eliminati con mezzi idonei (vedere 5.2.5) si devono analizzare disposizioni dei carichi variabili appropriate per determinare le combinazioni più gravose delle sollecitazioni ai fini delle verifiche di resistenza delle singole membrature e dei collegamenti.

(c) Telai a nodi spostabili

I telai a nodi spostabili (vedere 5.2.5) devono essere analizzati per quelle combinazioni dei carichi variabili che siano più gravose per il collasso per spostamento laterale. Inoltre, i telai a nodi spostabili devono anche essere verificati per la condizione a nodi fissi secondo quanto specificato in (b).

- (2) Gli effetti delle imperfezioni laterali iniziali (vedere 5.2.4) - e delle imperfezioni delle membrature, qualora necessario [vedere 5.2.4.2(4)] - devono essere incluse nella analisi globale di tutti i telai.

5.2.3.2. Sotto-strutture a telaio

- (1) Per l'analisi globale la struttura può essere suddivisa in un certo numero di sotto-strutture a telaio a condizione che:
 - a) l'interazione strutturale fra le sotto-strutture a telaio sia modellata in modo attendibile;
 - b) la configurazione delle sotto-strutture a telaio sia appropriata per il sistema strutturale usato;
 - c) i possibili effetti sfavorevoli dovuti alla interazione fra le sotto-strutture a telaio siano tenuti in considerazione.

5.2.3.3. Rigidezza delle fondazioni

- (1) Devono essere tenute in considerazione le caratteristiche di deformazione delle fondazioni alle quali le colonne sono rigidamente collegate e si devono adottare valori appropriati di rigidezza in tutti i metodi di analisi globale diversi dal metodo rigido-plastico.
- (2) Qualora sia effettivamente impiegata una cerniera, la rigidezza rotazionale della fondazione deve essere assunta pari a zero.
- (3) Possono anche essere adottati appropriati valori di rigidezza per rappresentare le caratteristiche di rotazione di basi idealmente incernierate.

5.2.3.4. Intelaiature semplici

- (1) Metodi adatti alla modellazione di strutture con intelaiature semplici sono riportati nell'appendice H.*)

5.2.3.5. Intelaiature continue

- (1) Sotto-strutture a telaio idonee per l'analisi globale di telai a nodi rigidi sono riportate nell'appendice H.*)

5.2.3.6. Intelaiature semi-continue

- (1) Sotto-strutture a telaio idonee possono pure essere utilizzate per l'analisi globale di strutture con intelaiature semi-continue.

*) Sarà preparato successivamente.

5.2.4. Imperfezioni

5.2.4.1. Principi

- (1) Margini adeguati devono essere introdotti per tener conto degli effetti delle imperfezioni reali, incluse le sollecitazioni residue e le imperfezioni geometriche quali la mancanza di verticalità, la mancanza di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.
- (2) Possono essere usate adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, i cui valori rispecchino i possibili effetti di tutti i tipi di imperfezioni.
- (3) Gli effetti delle imperfezioni devono essere considerati nei seguenti casi:
 - a) analisi globale;
 - b) analisi dei sistemi di controvento;
 - c) calcolo delle membrature.

5.2.4.2. Modalità di applicazione

- (1) Le imperfezioni devono essere tenute in considerazione nella analisi includendo opportune quantità addizionali, comprendenti le imperfezioni del telaio, le imperfezioni delle membrature e le imperfezioni per l'analisi del sistema controventante.
- (2) Gli effetti delle imperfezioni del telaio forniti in 5.2.4.3 devono essere inclusi nell'analisi globale della struttura. Le forze ed i momenti risultanti vanno utilizzati nel calcolo delle membrature.
- (3) Gli effetti delle imperfezioni del sistema controventante forniti in 5.2.4.4 devono essere considerati nella analisi del sistema controventante stesso e dei suoi supporti. Le forze risultanti devono essere usate per il calcolo delle membrature.
- (4) Gli effetti delle imperfezioni delle membrature (vedere 5.2.4.5) possono essere trascurati durante lo svolgimento della analisi globale, ad eccezione dei telai a nodi spostabili (vedere 5.2.5.2) nel caso di membrature soggette a forze di compressione, che abbiano collegamenti resistenti a momento e per le quali:

$$\bar{\lambda} > 0,5 [Af_y / N_{Sd}]^{0,5} \quad [5.1]$$

dove: N_{Sd} è il valore di progetto della forza di compressione;

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale nel piano (vedere 5.5.1.2) in assenza di spostamenti laterali, calcolata adottando una lunghezza di libera inflessione pari all'interpiano.

5.2.4.3. Imperfezioni del telaio

- (1) Gli effetti delle imperfezioni devono essere considerati nella analisi del telaio attraverso una imperfezione geometrica equivalente sotto forma di una imperfezione laterale iniziale ϕ determinata dalla relazione:

$$\phi = k_c k_s \phi_0 \quad [5.2]$$

con $\phi_0 = 1/200$

$k_c = [0,5 + 1/n_c]^{1/2}$ con la limitazione $k_c \leq 1,0$

e $k_s = [0,2 + 1/n_s]^{1/2}$ con la limitazione $k_s \leq 1,0$

dove: n_c è il numero delle colonne per piano;

n_s è il numero dei piani.

- (2) Nel computo di n_c devono essere incluse solo le colonne soggette ad un carico verticale N_{Sd} pari ad almeno il 50% del valor medio di carico verticale per colonna nel piano considerato.
 - (3) In n_c devono essere considerate solo le colonne che si estendono attraverso tutti i piani inclusi in n_s . Nella determinazione di n_s devono essere conteggiati solo quei livelli di impalcato o di copertura che sono collegati a tutte le colonne incluse in n_c .
- Nota - *Qualora più di una combinazione di n_c ed n_s soddisfi queste condizioni, una qualsiasi di queste combinazioni può essere adottata in sicurezza.*
- (4) Queste imperfezioni laterali iniziali si applicano in tutte le direzioni orizzontali, ma necessitano di essere considerate in una direzione alla volta.
 - (5) Devono pure essere considerati i possibili effetti torsionali sulla struttura prodotti da spostamenti laterali non simmetrici, su due facce opposte.
 - (6) Qualora risulti più conveniente, l'imperfezione laterale iniziale può essere sostituita con un sistema equilibrato di forze orizzontali equivalenti: vedere fig. 5.2.3.
 - (7) Nei telai per edifici a travi e colonne si raccomanda di applicare queste forze orizzontali equivalenti a ciascun livello di impalcato o di copertura e di definirle come proporzionali ai carichi verticali applicati alla struttura a quel livello, come mostrato nella fig. 5.2.4.
 - (8) Si raccomanda di determinare le reazioni orizzontali a ciascun appoggio usando l'imperfezione laterale iniziale e non le forze orizzontali equivalenti. In assenza di carichi orizzontali effettivi la reazione orizzontale netta è zero.

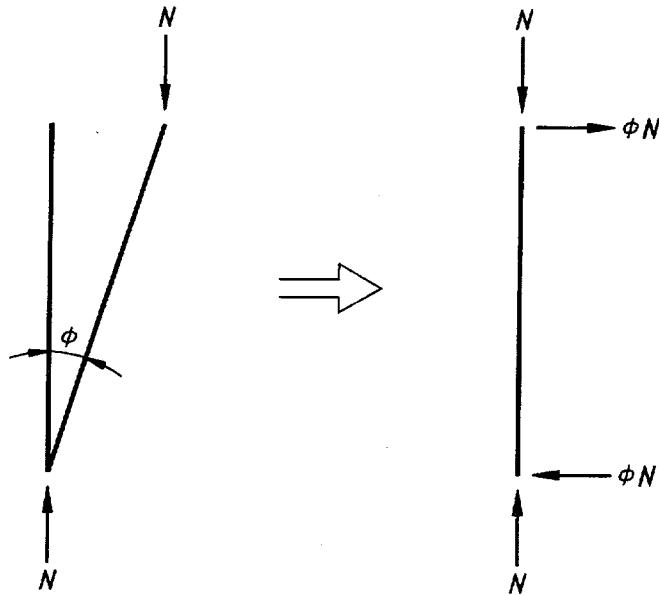


Fig. 5.2.3 - Sostituzione delle imperfezioni laterali iniziali con forze orizzontali equivalenti

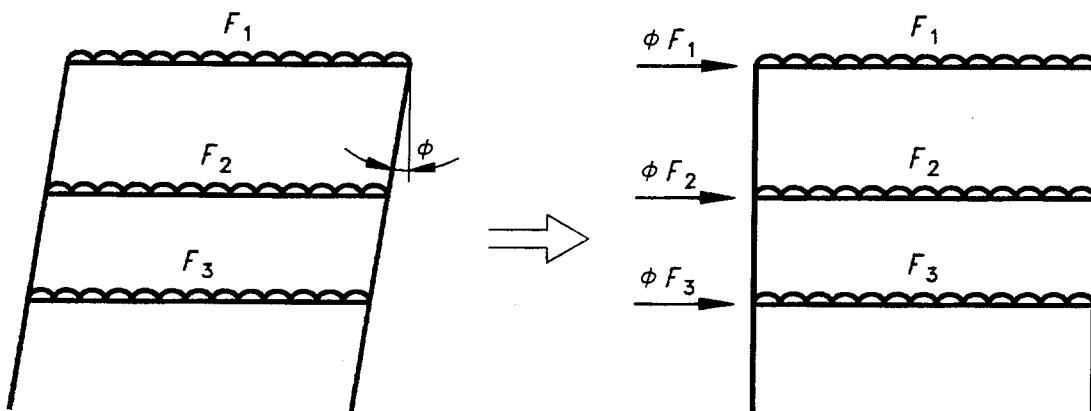


Fig. 5.2.4 - Forze orizzontali equivalenti

5.2.4.4. Imperfezioni per l'analisi dei sistemi di controvento

- (1) Nel calcolo dei sistemi di controvento, ai quali è richiesto di assicurare la stabilità laterale fra le estremità delle travi o delle membrature compresse, devono essere tenuti in considerazione gli effetti delle imperfezioni attraverso una imperfezione geometrica equivalente delle membrature da vincolare, sotto forma di una imperfezione di freccia iniziale:

$$e_0 = k_f L/500 \quad [5.3]$$

dove: L è la luce del sistema di controvento;
 $k_f = [0,2 + 1/n_r]^{1/2}$ con la limitazione $k_f \leq 1,0$ nel quale n_r è il numero delle membrature da vincolare.

- (2) Per comodità, l'imperfezione di freccia iniziale delle membrature da vincolare attraverso un sistema di controvento può essere sostituita dalla forza stabilizzante mostrata nella fig. 5.2.5.

- (3) Qualora il sistema di controvento sia impiegato per stabilizzare una trave, si raccomanda di ricavare la forza N nella fig. 5.2.5 tramite la formula:

$$N = M/h \quad [5.4]$$

dove: M è il momento massimo della trave;
 h è l'altezza totale della trave.

- (4) In corrispondenza dei punti dove le travi o le membrature compresse sono discontinue, si deve anche verificare che il sistema di controvento sia in grado di resistere ad una forza locale addizionale pari a $k_f N/100$ applicata ad esso attraverso ciascuna trave o membratura compressa e di trasmettere questa forza ai punti adiacenti ai quali la trave o la membratura compressa è vincolata (vedere fig. 5.2.6).

- (5) Nella verifica per questa forza locale devono essere inoltre incluse le eventuali forze esterne agenti sul sistema di controvento, ma possono essere omesse le forze derivanti dalla imperfezione indicata in (1).

5.2.4.5. Imperfezioni delle membrature

- (1) Normalmente gli effetti delle imperfezioni sul calcolo delle membrature devono essere incorporati usando le equazioni di instabilità indicate in questo Eurocodice.
- (2) In alternativa, per una membratura compressa, l'imperfezione di freccia iniziale specificata in 5.5.1.3 può essere inclusa in una analisi del secondo ordine della membratura.

- (3) Qualora sia necessario (in accordo con 5.2.4.2) tener conto delle imperfezioni delle membrature nella analisi globale, si devono includere le imperfezioni specificate in 5.5.1.3 e si deve svolgere una analisi globale del secondo ordine.

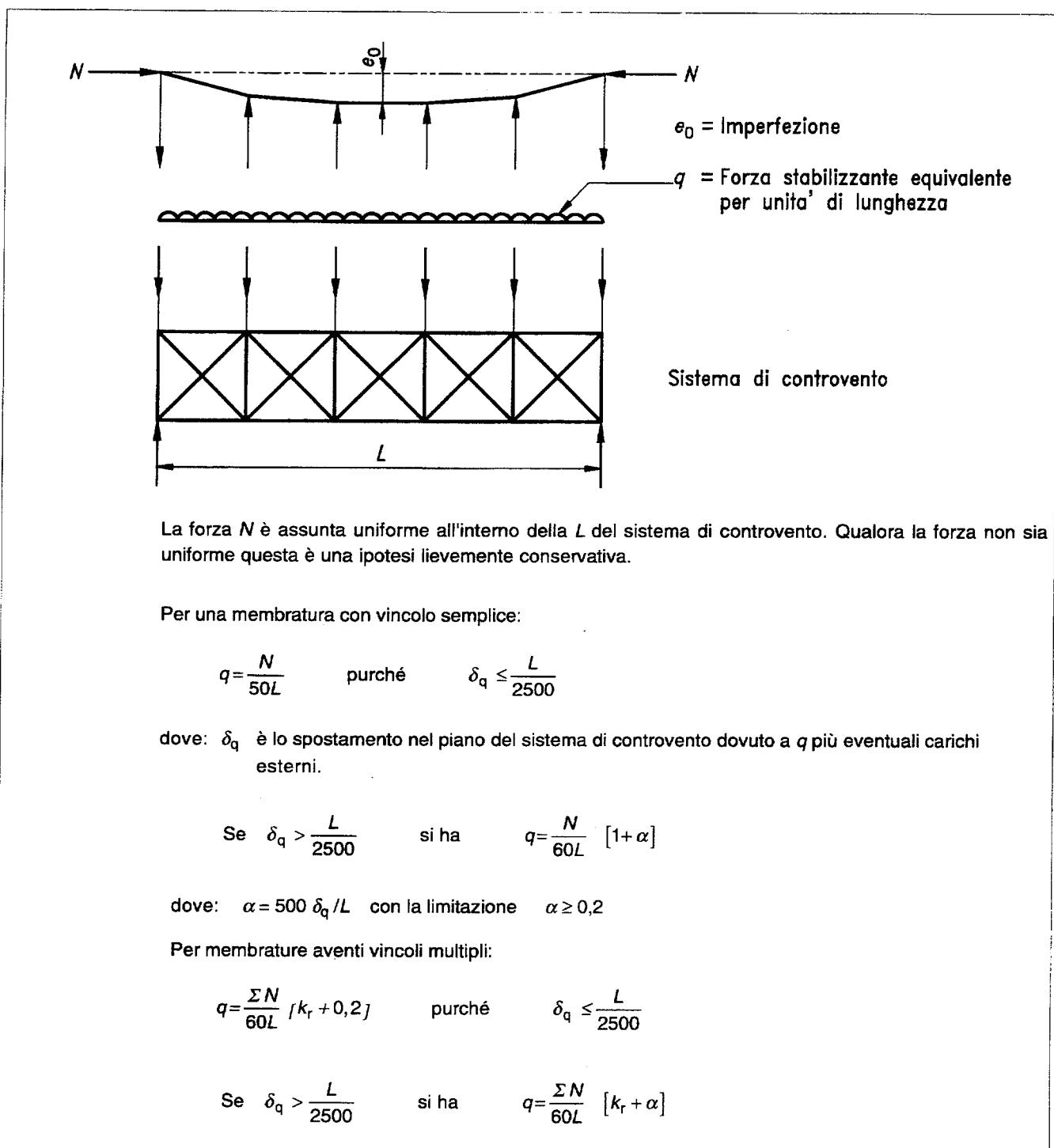


Fig. 5.2.5 - Forza stabilizzante equivalente

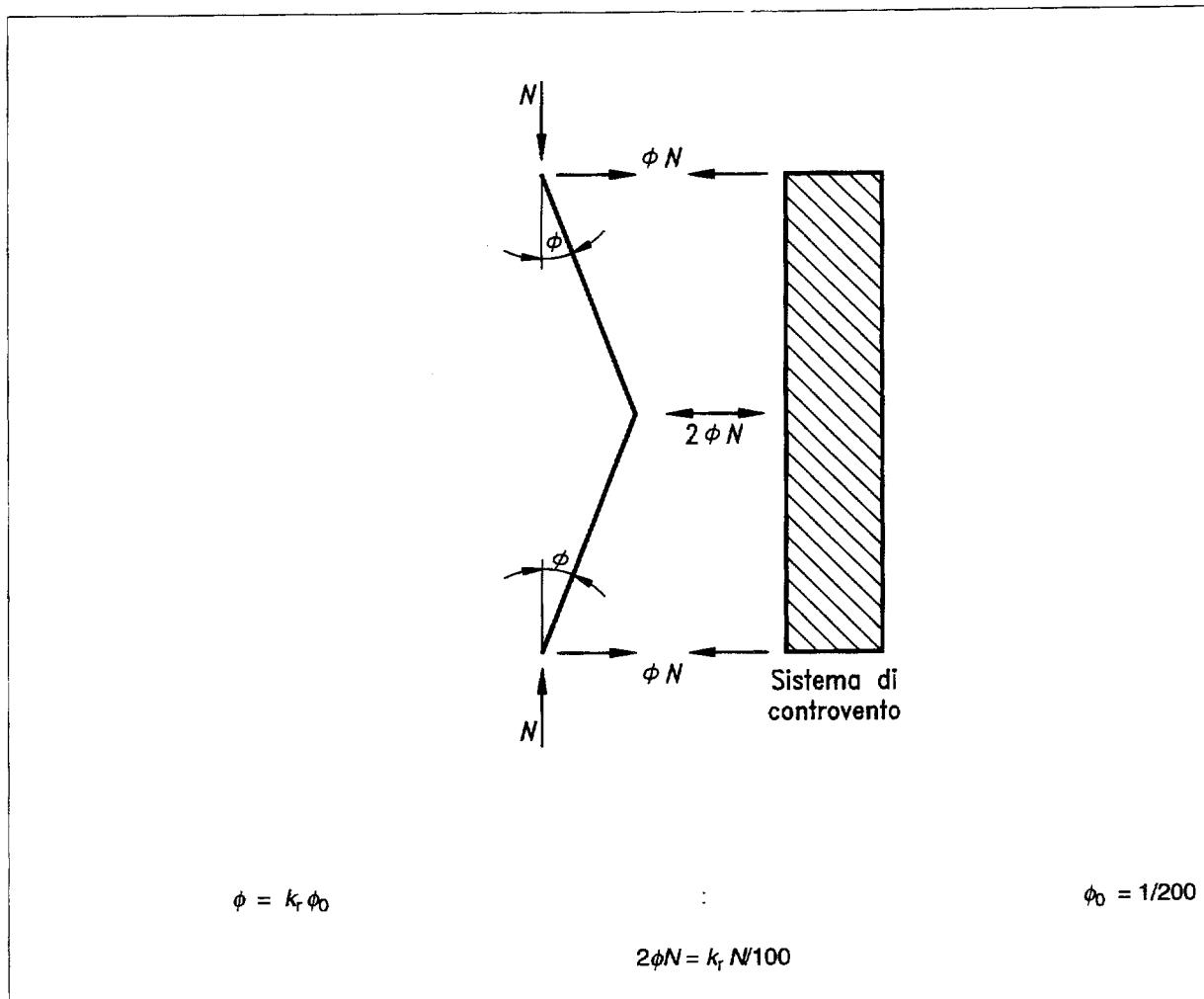


Fig. 5.2.6 - Forze nel controvento in corrispondenza di discontinuità dell'elemento compresso

5.2.5. Stabilità agli spostamenti laterali

5.2.5.1. Rigidezza agli spostamenti laterali

(1) Tutte le strutture devono avere una sufficiente rigidezza per limitare gli spostamenti laterali. Ciò può essere assicurato mediante:

a) la rigidezza agli spostamenti laterali dei sistemi di controvento, che possono essere:

- telai a maglie triangolari;
- telai con giunzioni rigide;
- pareti di taglio, nuclei e simili;

b) la rigidezza agli spostamenti laterali dei telai che può essere fornita attraverso uno o più dei seguenti metodi:

- triangolazione;
- rigidezza dei collegamenti;

- colonne a mensola.

- (2) Possono essere usati collegamenti semirigidi, purché si possa dimostrare che essi forniscano una rigidezza rotazionale sufficientemente affidabile (vedere 6.9.4) per soddisfare alle condizioni per la stabilità di telai nel modo a nodi spostabili, vedere 5.2.6.

5.2.5.2. Classificazione dei telai come telai a nodi spostabili e a nodi fissi

- (1) Un telaio può essere classificato a nodi fissi se la sua risposta a forze orizzontali nel piano è sufficientemente rigida da poter trascurare, con accettabile approssimazione, le forze o i momenti addizionali interni provenienti dagli spostamenti orizzontali dei suoi nodi.
- (2) Ogni altro telaio deve essere trattato come telaio a nodi spostabili e gli effetti degli spostamenti orizzontali dei suoi nodi devono essere considerati nel suo progetto (vedere 5.2.1.2).
- (3) Un telaio può essere considerato quale telaio a nodi fissi, per una certa condizione di carico, se il rapporto rispetto al carico critico V_{Sd}/V_{cr} per quella condizione di carico soddisfa il criterio:

$$V_{Sd}/V_{cr} \leq 0,1$$

[5.5]

dove: V_{Sd} è il valore di progetto del carico verticale totale;

V_{cr} è il suo valore critico elastico di collasso per spostamento laterale.

- (4) I telai piani a travi e colonne nelle strutture di edifici con travi che collegano ciascuna colonna a ciascun livello di impalcato (vedere fig. 5.2.7) possono essere considerati come telai a nodi fissi per una data condizione di carico se è soddisfatto il criterio indicato qui di seguito.

Quando viene usata la teoria del primo ordine, gli spostamenti orizzontali in ciascun piano dovuti ai carichi di progetto orizzontali e verticali applicati, più l'imperfezione laterale iniziale (vedere 5.2.4.3) applicata sotto forma di forze orizzontali equivalenti, si raccomanda che soddisfino la condizione:

$$\left(\frac{\delta}{h}\right) \left(\frac{V}{H}\right) \leq 0,1$$

[5.6]

dove: δ è lo spostamento orizzontale alla sommità del piano rispetto alla parte inferiore del piano;

h è l'altezza del piano;

H è la reazione orizzontale totale in corrispondenza della parte inferiore del piano;

V è la reazione verticale totale in corrispondenza della parte inferiore del piano.

- (5) Per i telai a nodi spostabili si raccomanda che siano soddisfatti anche i requisiti per la stabilità del telaio indicati in 5.2.6.

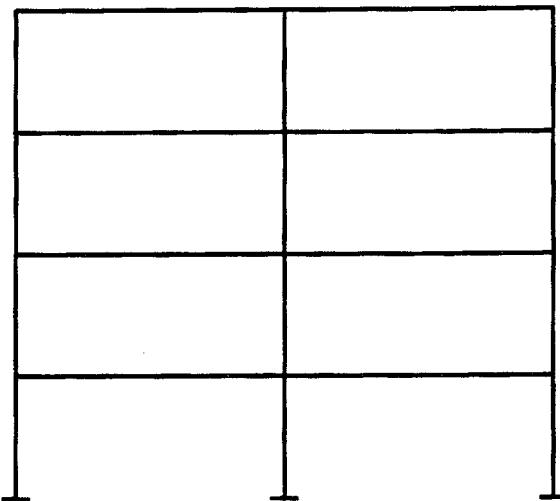


Fig. 5.2.7 - Telaio di edificio con travi che collegano ciascuna colonna a ciascun livello di impalcato

5.2.5.3. Classificazione dei telai come controventati e non controventati

- (1) Un telaio può essere classificato come controventato se la sua resistenza agli spostamenti laterali è fornita da un sistema di controvento con una risposta ai carichi orizzontali nel piano che sia sufficientemente rigida da assumere, con accettabile precisione, che tutti i carichi orizzontali sono assorbiti dal sistema di controvento.
- (2) Un telaio in acciaio può essere trattato come controventato se il sistema di controvento riduce i suoi spostamenti orizzontali di almeno 80%.
- (3) Un telaio controventato può essere considerato come un telaio a nodi fissi.
- (4) Gli effetti delle imperfezioni laterali iniziali (vedere 5.2.4.3) nel telaio controventato devono essere presi in considerazione nel calcolo del sistema di controvento.
- (5) Le imperfezioni laterali iniziali (o le forze orizzontali equivalenti: vedere 5.2.4.3), più eventuali forze orizzontali applicate al telaio controventato, possono essere considerate quale agenti solo sul sistema di controvento.
- (6) Si raccomanda di progettare il sistema di controvento perché esso resista:
 - a qualunque carico orizzontale applicato ai telai che esso controventa;
 - a qualunque carico orizzontale o verticale applicato direttamente al sistema di controvento;
 - agli effetti delle imperfezioni laterali iniziali (o alle forze orizzontali equivalenti) derivanti dallo stesso sistema di controvento e da tutti i telai che esso controventa.
- (7) Quando il sistema di controvento è un telaio o una sotto-struttura a telaio, esso stesso può essere un telaio a nodi spostabili o a nodi fissi (vedere 5.2.5.2).
- (8) Quando si applica il criterio indicato in 5.2.5.2(3) ad un telaio o sotto-struttura a telaio agente come sistema di controvento, deve essere pure incluso il carico verticale totale agente su tutti i telai che esso controventa.
- (9) Quando si applica il criterio indicato in 5.2.5.2.(4) ad un telaio o sotto-struttura a telaio agente come sistema di controvento, deve essere pure incluso il carico orizzontale e verticale totale agente su tutti i telai che esso controventa, insieme all'imperfezione laterale iniziale applicata sotto forma di forze orizzontali equivalenti.

5.2.6. Stabilità del telaio

5.2.6.1. Generalità

- (1) Tutti i telai devono avere una adeguata resistenza al collasso per spostamenti laterali. Non è tuttavia richiesta alcuna ulteriore verifica agli spostamenti laterali quando sia stato dimostrato che il telaio è a nodi fissi: vedere 5.2.5.2.
- (2) Per tutti i telai, compresi quelli a nodi spostabili, deve essere inoltre verificato che dispongano di una adeguata resistenza al collasso in assenza di spostamenti laterali.
- (3) Si raccomanda che nella verifica si consideri l'eventualità di meccanismi di collasso di interpiano.
- (4) I telai con coperture a falda non triangolarizzate devono inoltre essere verificati per instabilità di tipo "snap through".
- (5) L'utilizzo della analisi rigido-plastica che prevede la formazione delle cerniere plastiche nelle colonne va limitato ai casi in cui possa essere dimostrato che le colonne sono in grado di formare cerniere con capacità rotazionale sufficiente: vedere 5.2.7.

5.2.6.2. Analisi elastica di telai a nodi spostabili

- (1) Qualora si usi l'analisi elastica globale, si devono includere gli effetti del secondo ordine, direttamente, usando l'analisi elastica del secondo ordine, oppure indirettamente attraverso una delle seguenti alternative:
 - (a) mediante l'analisi elastica del primo ordine con amplificazione dei momenti prodotti dagli spostamenti laterali;
 - (b) mediante l'analisi elastica del primo ordine con lunghezze di libera inflessione che tengano conto degli spostamenti laterali.
- (2) Quando si impiega l'analisi globale elastica del secondo ordine, per il progetto delle membrature si possono usare le lunghezze di libera inflessione nel piano in assenza di spostamenti laterali.
- (3) Con il metodo della amplificazione dei momenti prodotti dagli spostamenti laterali, i momenti prodotti dagli spostamenti laterali ricavati da una analisi elastica del primo ordine si raccomanda che siano incrementati moltiplicandoli per il rapporto:

$$\frac{1}{1 - V_{Sd} / V_{cr}}$$

[5.7]

dove: V_{Sd} è il valore di progetto del carico verticale totale;

V_{cr} è il valore critico elastico di collasso per spostamenti laterali.

- (4) Si raccomanda di non utilizzare il metodo dell'amplificazione dei momenti prodotti dagli spostamenti laterali qualora il rapporto rispetto al carico critico V_{Sd}/V_{cr} sia maggiore di 0,25.
- (5) I momenti prodotti dagli spostamenti laterali sono quelli associati con la traslazione orizzontale della sommità del piano in rapporto alla parte inferiore di quel piano. Essi sono generati dai carichi orizzontali e possono pure essere causati dai carichi verticali qualora la struttura oppure i carichi siano asimmetrici.
- (6) In alternativa alla determinazione diretta di V_{Sd}/V_{cr} , nel caso di telai a travi e colonne, come descritto in 5.2.5.2(4), si può usare la seguente approssimazione:

(segue)

$$\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \left(\frac{\delta}{h} \right) \left(\frac{V}{H} \right) \quad [5.8]$$

dove: δ, h, H e V sono definiti in 5.2.5.2(4).

- (7) Quando si usa il metodo dell'amplificazione dei momenti prodotti dagli spostamenti laterali, si raccomanda di usare per il calcolo delle membrature le lunghezze di libera inflessione nel piano in assenza di spostamenti laterali.
- (8) Qualora per il calcolo delle colonne si usi l'analisi elastica del primo ordine con lunghezze di libera inflessione nel piano calcolate tenendo conto degli spostamenti laterali, i momenti prodotti dagli spostamenti laterali nelle travi e nei collegamenti trave-colonna si raccomanda che siano amplificati almeno di 1,2 salvo che sia dimostrata l'idoneità di un valore inferiore attraverso una adeguata analisi.

5.2.6.3. Analisi plastica di telai a nodi spostabili

- (1) Quando si impiega una analisi plastica globale, si devono tenere in debito conto gli effetti del secondo ordine per gli spostamenti laterali.
- (2) Ciò dovrebbe essere generalmente fatto direttamente usando l'analisi elastico-plastica del secondo ordine: vedere 5.2.1.4.
- (3) Comunque, in alternativa, nei seguenti casi può essere impiegata - come indicato al successivo (4) - l'analisi rigido-plastica tenendo indirettamente in conto gli effetti del secondo ordine.
 - (a) Telai alti uno o due piani, nei quali:
 - ◊ non si hanno cerniere plastiche localizzate nelle colonne;
 - ◊ le colonne soddisfano quanto indicato in 5.2.7.
 - (b) Telai con basi incastrate, nei quali il collasso per spostamenti laterali implica la presenza di cerniere plastiche nelle colonne solo in corrispondenza della base incastrata (vedere fig. 5.2.8) ed il progetto è basato su un meccanismo incompleto nel quale le colonne sono calcolate per rimanere elastiche per il momento di cerniera plastica calcolato.
- (4) Nei casi indicati in (3) V_{Sd}/V_{cr} non deve superare 0,20 e tutte le sollecitazioni ed i momenti devono essere amplificati attraverso il rapporto indicato in 5.2.6.2(3).
- (5) Si raccomanda di effettuare il calcolo delle membrature usando le lunghezze di libera inflessione nel piano in assenza di spostamenti laterali. Si raccomanda di tenere in debito conto gli effetti delle cerniere plastiche.

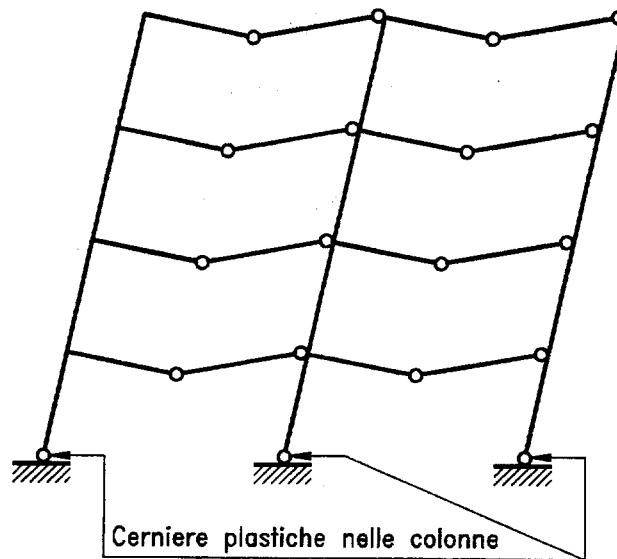


Fig. 5.2.8 - Meccanismo con spostamenti laterali che implica la presenza di cerniere plastiche nelle colonne solo in corrispondenza delle basi

5.2.7. Requisiti delle colonne per l'analisi plastica

- (1) Nei telai è necessario assicurare che, qualora sia richiesta la formazione di cerniere plastiche in membrature che sono pure soggette a compressione, sia disponibile una adeguata capacità rotazionale.
- (2) Si può ritenere che questo criterio sia soddisfatto quando è impiegata una analisi elastico-plastica globale, a condizione che le sezioni trasversali soddisfino i requisiti indicati in 5.3.3.
- (3) Quando si ha la presenza di cerniere plastiche nelle colonne di telai progettati mediante l'analisi del primo ordine rigido-plastica, si raccomanda che le colonne soddisfino quanto segue:
 - ◊ nei telai controventati
$$\bar{\lambda} \leq 0,40 [Af_y/N_{Sd}]^{0,5}$$
[5.9]
 - ◊ nei telai non controventati
$$\bar{\lambda} \leq 0,32 [Af_y/N_{Sd}]^{0,5}$$
[5.10]

dove: $\bar{\lambda}$ è la snellezza nel piano, definita in 5.5.1.2, basata sulla lunghezza di sistema.
- (4) Nei telai progettati mediante l'analisi globale rigido-plastica, per le colonne sedi di cerniere plastiche si raccomanda inoltre di verificare la resistenza alla instabilità nel piano utilizzando lunghezza di libera inflessione uguali alle loro lunghezze di sistema.
- (5) Ad eccezione del metodo indicato in 5.2.6.3 (3) (b), si raccomanda di non usare l'analisi globale rigido-plastica del primo ordine per telai non controventati aventi più di due piani.

5.3. Classificazione delle sezioni trasversali

5.3.1. Principi

- (1) Quando si adotti l'analisi plastica globale, le membrature devono essere in grado di formare cerniere plastiche aventi sufficiente capacità rotazionale per permettere che avvenga la ridistribuzione dei momenti flettenti richiesta.
- (2) Qualora sia impiegata l'analisi globale elastica, qualunque classe di sezione trasversale può essere adottata per le membrature a condizione che il calcolo delle membrature tenga in considerazione le possibili limitazioni alla resistenza delle sezioni trasversali a causa dell'imbozzamento locale.

5.3.2. Classificazione

- (1) Si definiscono le 4 seguenti classi di sezioni trasversali:
 - ◊ Classe 1: sono quelle sezioni trasversali in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica.
 - ◊ Classe 2: sono quelle sezioni trasversali in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma che hanno una capacità rotazionale limitata.
 - ◊ Classe 3: sono quelle sezioni trasversali nelle quali le tensioni calcolate nelle fibre esterne compresse della membratura di acciaio possono raggiungere la resistenza allo snervamento, ma l'instabilità locale può impedire lo sviluppo del momento resistente plastico.
 - ◊ Classe 4: sono quelle sezioni trasversali per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nel determinare il loro momento resistente o la loro resistenza a compressione.
- (2) Per le sezioni trasversali della classe 4 possono essere usate le larghezze efficaci per tenere in debito conto la riduzione di resistenza dovuta agli effetti dell'instabilità locale: vedere 5.3.5.
- (3) La classificazione di una sezione trasversale dipende dai rapporti dimensionali di ciascuno dei suoi elementi compresi.
- (4) Gli elementi compresi includono ogni elemento della sezione trasversale che sia totalmente o parzialmente compreso, a causa di una forza assiale o di un momento flettente, per la combinazione di carico considerata.
- (5) I vari elementi compresi in una sezione trasversale (quali anima o ala) possono, in generale, appartenere a classi differenti.
- (6) Una sezione trasversale è normalmente classificata indicando la più alta (meno favorevole) classe dei suoi elementi compresi.
- (7) In alternativa, la classificazione di una sezione trasversale può essere definita indicando entrambe le classificazioni, sia dell'anima che dell'ala.
- (8) Il prospetto 5.3.1 raccomanda i rapporti dimensionali limite per elementi a compressione delle classi 1, 2 e 3. Un elemento che non soddisfi ai limiti per la classe 3 viene considerato di classe 4.

5.3.3. Requisiti delle sezioni trasversali per l'analisi plastica globale

- (1) In corrispondenza delle cerniere plastiche, le sezioni trasversali delle membrature contenenti le cerniere plastiche devono avere un asse di simmetria nel piano di carico.
- (2) In corrispondenza delle cerniere plastiche, le sezioni trasversali delle membrature contenenti le cerniere plastiche devono avere capacità rotazionale sufficiente per consentire che si sviluppino le richieste rotazioni delle cerniere plastiche.

- (3) Per soddisfare i requisiti precedentemente menzionati si raccomanda di verificare le rotazioni richieste attraverso una analisi delle rotazioni.
- (4) Per le strutture degli edifici nei quali le rotazioni richieste non sono calcolate, tutte le membrature contenenti cerniere plastiche devono avere sezioni trasversali in corrispondenza della cerniera plastica che soddisfino i limiti di rapporti dimensionali per le sezioni trasversali della classe 1 indicati nel prospetto 5.3.1.
- (5) Qualora le sezioni trasversali delle membrature siano variabili lungo il loro sviluppo, si raccomanda di soddisfare i seguenti criteri addizionali.
 - (a) Lateralmente ai punti in cui si hanno cerniere plastiche, lo spessore dell'anima non deve essere ridotto per una distanza lungo la trave - rispetto alla posizione della cerniera plastica - di almeno $2d$, dove d è l'altezza netta dell'anima in corrispondenza della cerniera plastica.
 - (b) Lateralmente ai punti in cui si hanno cerniere plastiche, l'ala compressa deve essere di classe 1 per una distanza lungo la trave - rispetto alla posizione della cerniera plastica - non inferiore al valore maggiore fra:
 - ◊ $2d$, dove per d vale la definizione data in (a);
 - ◊ la distanza fino al punto nel quale il momento nella trave è ridotto a 0,8 volte il momento resistente plastico del punto in esame.
 - (c) Altrove l'ala compressa deve essere di classe 1 o classe 2 e l'anima deve essere di classe 1, classe 2 o classe 3.

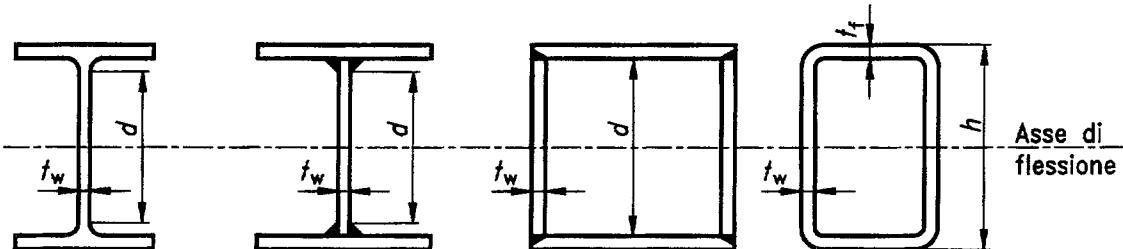
5.3.4. Requisiti per le sezioni trasversali quando si usa l'analisi globale elastica

- (1) Quando si usa l'analisi globale elastica, lo scopo della classificazione delle sezioni trasversali è quello di identificare se la resistenza di una sezione trasversale sia limitata dalla sua resistenza all'instabilità locale.
- (2) Quando tutti gli elementi compresi di una sezione trasversale soddisfino i limiti assegnati nel prospetto 5.3.1 per le sezioni trasversali della classe 2, la sezione trasversale può essere considerata in grado di sviluppare interamente il suo momento resistente plastico.
- (3) Quando tutti gli elementi compresi di una sezione trasversale soddisfino i limiti indicati nel prospetto 5.3.1 per le sezioni trasversali della classe 3, la sua resistenza può essere basata, in ipotesi conservativa, su una distribuzione elastica delle tensioni nella sezione trasversale, limitata alla resistenza allo snervamento nelle fibre estreme.
- (4) Qualora lo snervamento avvenga inizialmente dal lato teso rispetto all'asse neutro, le riserve plastiche della zona tesa possono essere utilizzate nel determinare la resistenza di una sezione trasversale di classe 3, usando il metodo descritto nella ENV 1993-1-3 (Eurocodice 3: Parte 1-3)^{*)}

^{*)} In preparazione.

**Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi
(foglio 1)**

(a) Anima (elementi interni perpendicolari all'asse di flessione):



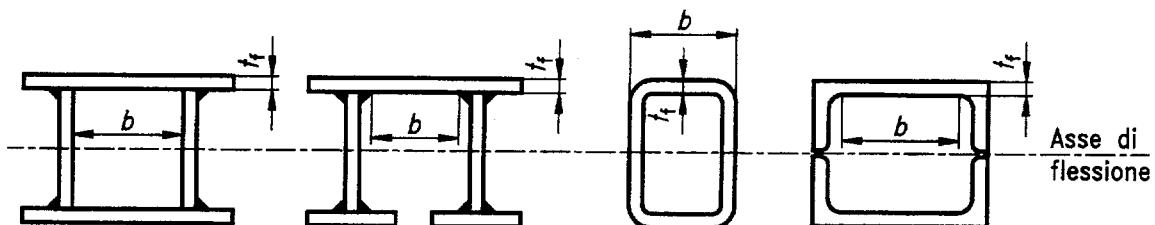
$$d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]$$

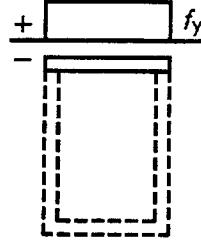
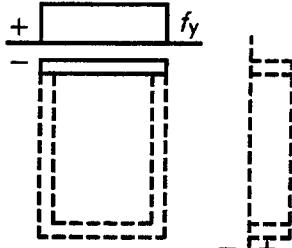
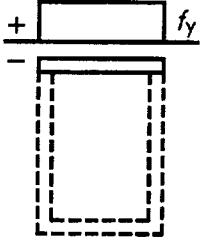
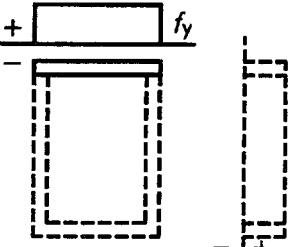
Classe	Anima soggetta a flessione	Anima soggetta a compressione	Anima soggetta a flessione e compressione
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)			
1	$d/t_w \leq 72\epsilon$	$d/t_w \leq 33\epsilon$	Quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396\epsilon/(13\alpha-1)$ Quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36\epsilon/\alpha$
2	$d/t_w \leq 83\epsilon$	$d/t_w \leq 38\epsilon$	Quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456\epsilon/(13\alpha-1)$ Quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5\epsilon/\alpha$
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)			
3	$d/t_w \leq 124\epsilon$	$d/t_w \leq 42\epsilon$	Quando $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42\epsilon/(0,67+0,33\psi)$ Quando $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y	235
		ϵ	1
			0,92
			0,81

(segue)

**Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi
(foglio 2)**

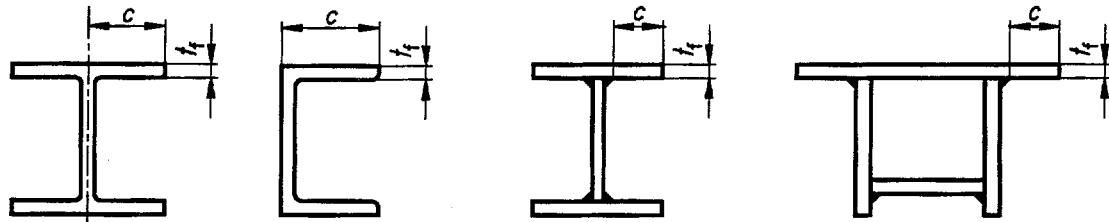
(b) Elementi a piattabanda interni (elementi interni paralleli all'asse di flessione):



Classe	Tipo	Sezione in flessione	Sezione in compressione
Distribuzione delle tensioni nell'elemento ed attraverso la sezione (compressione positiva)		+  -	+  -
1	Sezioni cave laminate Altre	$(b-3t_f)/t_f \leq 33\epsilon$ $b/t_f \leq 33\epsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$
2	Sezioni cave laminate Altre	$(b-3t_f)/t_f \leq 38\epsilon$ $b/t_f \leq 38\epsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$
Distribuzione delle tensioni nell'elemento ed attraverso la sezione (compressione positiva)		+  -	+  -
3	Sezioni cave laminate Altre	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y	235
		ϵ	1
			0,92
			0,81

**Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi
(foglio 3)**

c) Ali sporgenti:

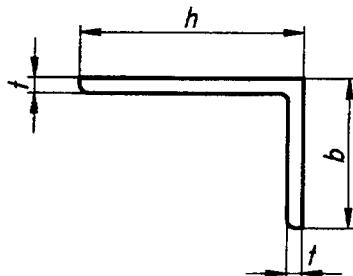


Classe	Tipo della sezione	Sezioni laminate		Sezioni saldate	
		Ala soggetta a compressione	Ala soggetta a compressione e flessione	Bordo compresso	Bordo tesio
Distribuzione delle tensioni nell'elemento (compressione positiva)	Laminata	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	Saldata	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
1	Laminata	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	Saldata	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	Laminata	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	Saldata	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	Per k_σ vedere il prospetto 5.3.3	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

**Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi
(foglio 4)**

(d) Angolari:

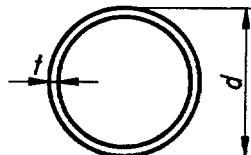
Riferirsi anche
a (c) "Ali sporgenti"
(vedere foglio 3)



(Non applicabile ad angolari
in contatto, con continuità
con altri componenti)

Classe	Sezione in compressione
Distribuzione delle tensioni nella sezione (compressione positiva)	
3	$\frac{h}{t} \leq 15 \varepsilon$: $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5 \varepsilon$

(e) Sezioni tubolari:



Classe	Sezione in flessione e/o compressione												
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$												
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$												
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$												
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>f_y</th> <th>235</th> <th>275</th> <th>355</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ε</td> <td>1</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> </tr> <tr> <td>ε^2</td> <td>1</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> </tr> </tbody> </table>	f_y	235	275	355	ε	1	0,92	0,81	ε^2	1	0,85	0,66
f_y	235	275	355										
ε	1	0,92	0,81										
ε^2	1	0,85	0,66										

(5) La resistenza di una sezione trasversale avente l'ala compressa di classe 2 ma l'anima di classe 3 può essere determinata, in alternativa, trattando l'anima come un'anima efficace di classe 2 con l'area efficace ridotta, usando il metodo fornito nella ENV 1994-1-1 (Eurocodice 4: parte 1-1*).

(6) Quando uno qualsiasi degli elementi compressi di una sezione trasversale è di classe 4 la sezione trasversale va classificata come di classe 4, vedere 5.3.5.

5.3.5. Proprietà efficaci delle sezioni trasversali per sezioni trasversali di classe 4

(1) Le proprietà efficaci delle sezioni trasversali per le sezioni trasversali di classe 4 devono essere basate sulle larghezze efficaci degli elementi compressi: vedere 5.3.5(2).

(2) Si raccomanda di calcolare le larghezze efficaci degli elementi piatti compressi usando il prospetto 5.3.2 per gli elementi interni e il prospetto 5.3.3 per gli elementi esterni.

(3) Il fattore di riduzione p può essere ottenuto, in modo approssimato, come di seguito indicato:

◊ quando $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$:

$$p = 1$$

◊ quando $\bar{\lambda}_p > 0,673$:

$$p = (\bar{\lambda}_p - 0,22) / \bar{\lambda}_p^2 \quad [5.11]$$

dove: $\bar{\lambda}_p$ è la snellezza del pannello data dalla formula:

$$\bar{\lambda}_p = [f_y / \sigma_{cr}]^{0,5} = (\bar{b} / t) / (28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma})$$

nella quale: t è lo spessore pertinente;

σ_{cr} è la tensione critica di instabilità del pannello;

k_σ è il coefficiente di imbozzamento corrispondente al rapporto ψ fra le tensioni ricavato dal prospetto 5.3.2 o dal prospetto 5.3.3 come opportuno;

e \bar{b} è la larghezza pertinente (vedere il prospetto 5.3.1) ricavata come segue:

$$\bar{b} = d \quad \text{per le anime;}$$

$$\bar{b} = b \quad \text{per gli elementi a piattabanda interni (eccetto RHS);}$$

$$\bar{b} = b - 3t \quad \text{per anime di RHS;}$$

$$\bar{b} = c \quad \text{per ali sporgenti;}$$

$$\bar{b} = (b + h)/2 \quad \text{per angolari a lati uguali;}$$

$$\bar{b} = h \text{ oppure } (b+h)/2 \quad \text{per angolari a lati disuguali.}$$

* In preparazione.

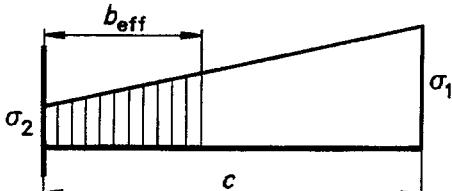
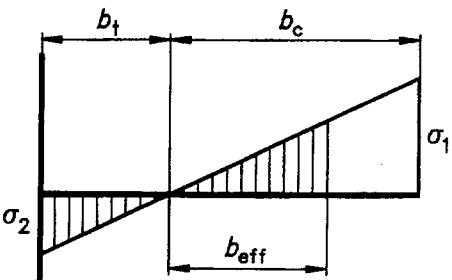
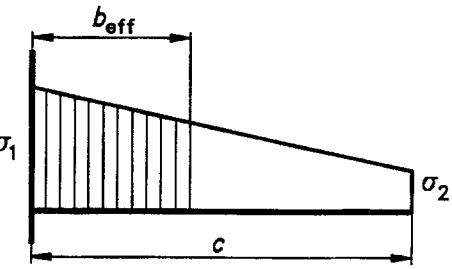
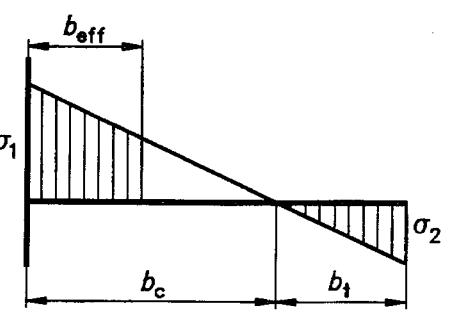
Prospetto 5.3.2 - Elementi compressi interni

Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)	Larghezza efficace b_{eff}					
	$\psi = +1:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{\text{eff}}$ $b_{e2} = 0,5 b_{\text{eff}}$					
	$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{\text{eff}}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{\text{eff}} - b_{e1}$					
	$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{\text{eff}}$ $b_{e2} = 0,6 b_{\text{eff}}$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficiente di imbozzamento k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

In alternativa, per $1 \geq \psi \geq -1$:

$$k_\sigma = \frac{16}{[(1+\psi)^2 + 0,112(1-\psi)^2]^{0,5} + (1+\psi)}$$

Prospetto 5.3.3 - Elementi compressi sporgenti

Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)		Larghezza efficace b_{eff}					
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = pc$					
		$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = pb_c = pc / (1-\psi)$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -1$			
Coefficiente di imbozzamento k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = pc$					
		$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = pb_c = pc / (1-\psi)$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1		
Coefficiente di imbozzamento k_σ	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8		

- (4) Per determinare le larghezze efficaci degli elementi di piattabanda, il rapporto ψ fra le tensioni usato nel prospetto 5.3.2 o nel prospetto 5.3.3 può essere ricavato in base alle proprietà della sezione trasversale lorda.
- (5) Per determinare la larghezza efficace di un'anima, il rapporto ψ fra le tensioni usato nel prospetto 5.3.2 può essere ottenuto usando l'area efficace dell'ala compressa escludendo l'area lorda dell'anima.
- (6) In generale l'asse neutro della sezione trasversale efficace traslerà di una quantità e_N rispetto alla posizione dell'asse neutro della sezione lorda (vedere le fig. 5.3.1 e 5.3.2). Si raccomanda di tenere ciò in considerazione nel calcolo delle proprietà della sezione trasversale efficace.
- (7) Qualora la sezione trasversale sia soggetta ad una forza assiale, si raccomanda di usare il metodo indicato in 5.4.8.3 per tenere in considerazione il momento addizionale ΔM fornito da:

$$\Delta M = N e_N \quad [5.12]$$

dove: e_N è lo spostamento dell'asse neutro quando la sezione trasversale efficace è soggetta ad una compressione uniforme (vedere fig. 5.3.1);

N ha segno positivo per la compressione.

- (8) Ad eccezione di quanto indicato in (9), per maggiore economia la snellezza del pannello $\bar{\lambda}_p$ di un elemento può essere determinata usando la tensione di compressione massima $\sigma_{com,Ed}$ calcolata in quell'elemento anziché la resistenza allo snervamento f_y , a condizione che questa sollecitazione $\sigma_{com,Ed}$ sia basata sulle larghezze efficaci b_{eff} di tutti gli elementi compresi. Questa procedura richiede generalmente un calcolo iterativo nel quale ψ è determinato nuovamente ad ogni ciclo dalle tensioni calcolate sulla sezione trasversale efficace definita alla fine del ciclo precedente, includendo le tensioni derivanti dal momento addizionale ΔM .
- (9) Quando si verifica la resistenza all'instabilità di una membratura usando le indicazioni fornite in 5.5, i valori di A_{eff} , e_N e W_{eff} devono essere calcolati utilizzando valori della snellezza del pannello $\bar{\lambda}_p$ di un elemento basati sulla sua resistenza allo snervamento f_y .

5.3.6. Effetti delle forze trasversali sulle anime

- (1) Nel progetto si devono tenere in considerazione gli effetti delle tensioni trasversali significative di compressione sulla resistenza all'instabilità locale dell'anima. Tali tensioni possono generarsi da forze trasversali su una membratura e sulle intersezioni di diverse membrature.
- (2) La presenza di significative tensioni trasversali di compressione può effettivamente ridurre i valori massimi del rapporto ala/spessore d/t_w per le anime di classe 1, classe 2 e classe 3 al di sotto dei valori indicati nel prospetto 5.3.1, in funzione della spaziatura degli eventuali irrigidimenti dell'anima.
- (3) Si raccomanda di usare un metodo di verifica di validità riconosciuta. Si può fare riferimento alle regole applicative per le piastre irrigidite fornite nella ENV 1993-2 (Eurocodice 3: parte 2)*).

*) In preparazione.

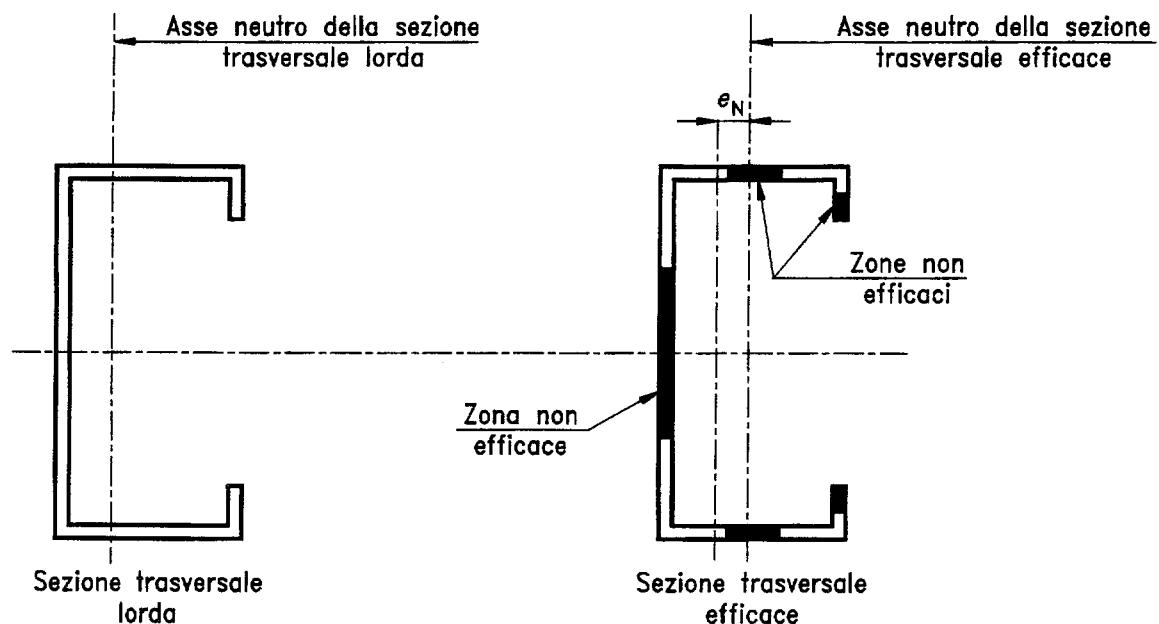


Fig. 5.3.1 - Sezioni trasversali di classe 4 - forza assiale

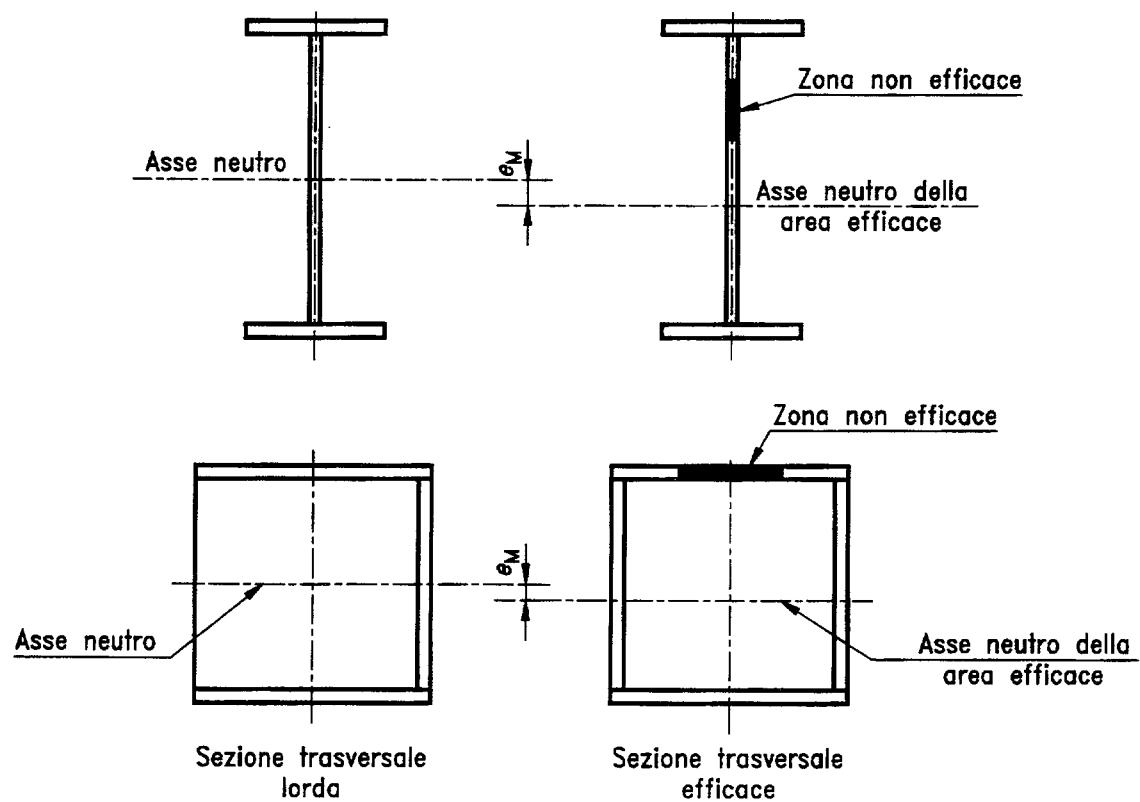


Fig. 5.3.2 - Sezioni trasversali di classe 4 - momento flettente

5.4. Resistenza delle sezioni trasversali

5.4.1. Generalità

- (1) La presente prescrizione riguarda la resistenza delle sezioni trasversali delle membrature, la quale può essere limitata da:
 - la resistenza plastica della sezione londa;
 - la resistenza della sezione netta in corrispondenza dei fori per dispositivi di giunzione;
 - gli effetti di diffusione per taglio del carico ("shear lag effects");
 - la resistenza all'instabilità locale;
 - la resistenza all'instabilità per taglio.
- (2) La resistenza plastica di una sezione trasversale può essere verificata attraverso la ricerca di una distribuzione di tensioni che equilibri le forze ed i momenti interni senza superare la resistenza allo snervamento, a condizione che questa distribuzione tensionale sia possibile considerando le deformazioni plastiche associate.
- (3) Oltre ai requisiti indicati in questo punto, deve essere verificata anche la resistenza all'instabilità della membratura (vedere 5.5).
- (4) Qualora applicabile, si raccomanda di verificare anche la stabilità del telaio (vedere 5.2.1.2 e 5.2.6).

5.4.2. Proprietà delle sezioni

5.4.2.1. Proprietà delle sezioni lorde

- (1) Le proprietà delle sezioni lorde devono essere determinate usando le dimensioni specificate. Nel calcolo delle proprietà delle sezioni lorde non è necessario detrarre i fori per i dispositivi di giunzione, ma si devono tenere in debito conto aperture di dimensioni maggiori. I materiali dei coprigiunti e calastrelli non devono essere inclusi.

5.4.2.2. Area netta

- (1) L'area netta di una sezione trasversale o sezione di un elemento deve essere valutata pari alla sua area londa meno le opportune deduzioni per tutti i fori e le altre aperture.
- (2) Nel calcolo delle proprietà geometriche delle sezioni nette la deduzione per il singolo foro di un dispositivo di giunzione corrisponderà all'area della sezione trasversale londa del foro nel piano del suo asse. Per i fori per i bulloni a testa svasata deve essere opportunamente tenuta in conto la porzione svasata.
- (3) Purché i fori per i dispositivi di giunzione non siano disposti in modo sfalsato, l'area totale da dedurre per i fori dei dispositivi di giunzione è pari alla massima somma delle aree delle sezioni dei fori in qualunque sezione trasversale perpendicolare all'asse della membratura.
- (4) Qualora i fori per i dispositivi di giunzione siano disposti in modo sfalsato, l'area totale da dedurre per i fori dei dispositivi di giunzione è pari al valore maggiore fra:
 - a) la deduzione per i fori non sfalsati indicata in (3);
 - b) la somma delle aree delle sezioni di tutti i fori in qualsiasi diagonale o linea a zigzag che si estenda progressivamente attraverso la membratura o parte della membratura, meno $s^2 t / (4p)$ per ciascun tratto nella linea dei fori (vedere fig. 5.4.1);

dove: s è il passo dei fori sfalsati, la spaziatura fra i centri di due fori consecutivi nella linea misurata parallelamente all'asse della membratura;

p è l'interasse fra i centri degli stessi due fori misurato perpendicolarmente all'asse della membratura;

t è lo spessore.

- (5) In un angolare o altra membratura avente i fori in più di un piano, l'interasse p va misurato lungo l'asse dell'elemento, come indicato nella fig. 5.4.2.

5.4.2.3. Effetti di diffusione per taglio del carico ("shear lag effects")

- (1) Gli effetti di diffusione per taglio del carico ("shear lag effects") nelle piattabande possono essere trascurati purché:

a) per elementi sporgenti: $c \leq L_o/20$

b) per elementi interni: $b \leq L_o/10$

dove: L_o è la lunghezza fra i punti di momento nullo;

b è la larghezza;

c è la sporgenza.

- (2) Qualora questi limiti vengano superati, si raccomanda di considerare una larghezza efficace dell'ala.

- (3) Il calcolo delle larghezze efficaci delle ali è trattato nella ENV 1993-1-3 (Eurocodice 3: parte 1-3)^{*)} e ENV 1993-2 (Eurocodice 3: parte 2)^{*)}.

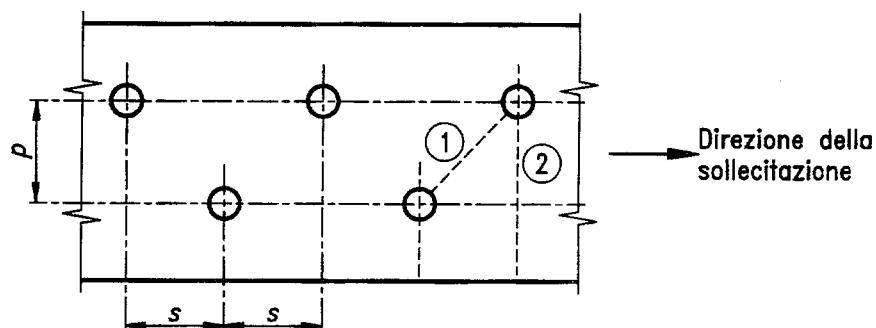


Fig. 5.4.1 - Fori sfalsati

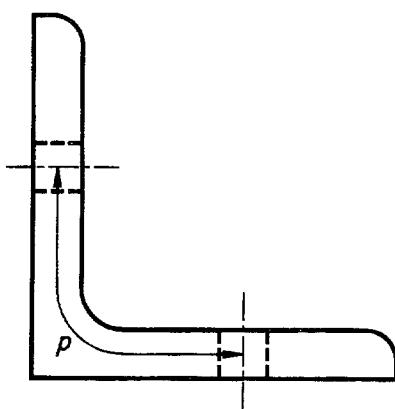


Fig. 5.4.2 - Angolari con fori in entrambe le ali

^{*)} In preparazione.

5.4.3. Trazione

- (1) Per le membrature soggette a trazione assiale il valore di progetto della forza di trazione N_{Sd} in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \quad [5.13]$$

dove: $N_{t,Rd}$ è la resistenza di progetto a trazione della sezione trasversale, pari al valore minore fra:

- a) la resistenza plastica di progetto della sezione linda:

$$N_{p\ell,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

- b) la resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di giunzione:

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

- (2) Per le giunzioni di categoria C progettate per resistere allo scorrimento allo stato limite ultimo (vedere 6.5.3.1), la resistenza plastica di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di giunzione $N_{net,Rd}$ non deve essere assunta maggiore di:

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

- (3) Per angolari collegati su una sola ala vedere anche 6.5.2.3 e 6.6.10. Si raccomanda di applicare considerazioni simili anche ad altri tipi di sezioni collegate attraverso parti sporgenti, quali le sezioni a T ed i profilati a C.

- (4) Qualora sia richiesto un comportamento duttile, la resistenza plastica di progetto $N_{p\ell,Rd}$ deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di giunzione $N_{u,Rd}$, cioè:

$$N_{u,Rd} \geq N_{p\ell,Rd} \quad [5.15]$$

Ciò sarà soddisfatto se:

$$0,9 [A_{net}/A] \geq [f_y/f_u] [\gamma_{M2}/\gamma_{M0}]$$

5.4.4. Compressione

- (1) Per le membrature soggette a compressione assiale il valore di progetto della forza di compressione N_{Sd} in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \quad [5.16]$$

dove: $N_{c,Rd}$ è la resistenza di progetto a compressione della sezione trasversale, pari al valore minore fra:

- a) la resistenza plastica di progetto della sezione linda:

$$N_{p\ell,Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$$

- b) la resistenza di progetto all'instabilità locale della sezione linda:

$$N_{p,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

dove: A_{eff} è l'area efficace della sezione trasversale (vedere 5.3.5).

- (2) La resistenza di progetto a compressione della sezione trasversale $N_{c,Rd}$ può essere determinata come segue.

Sezioni trasversali di classe 1,2 o 3: $N_{c,Rd} = A_f y / \gamma_{M0}$

Sezioni trasversali di classe 4 : $N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

- (3) Nel caso di sezioni non simmetriche di classe 4 si raccomanda di usare il metodo indicato in 5.4.8.3 per tener conto del momento addizionale ΔM dovuto alla eccentricità dell'asse neutro della sezione efficace: vedere 5.3.5(7).

- (4) Inoltre va verificata la resistenza della membratura all'instabilità: vedere 5.5.1.

- (5) I fori per i dispositivi di giunzione non devono essere tenuti in conto nelle membrature compresse eccetto che per i fori maggiorati o asolati.

5.4.5. Momento flettente

5.4.5.1. Principi

- (1) In assenza di azione tagliente il valore del momento flettente di progetto M_{Sd} in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad [5.17]$$

dove: $M_{c,Rd}$ è il momento resistente di progetto della sezione trasversale, pari al valore minore fra:

- a) il momento resistente plastico di progetto della sezione lorda:

$$M_{p\ell,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$$

- b) il momento resistente di progetto all'instabilità locale della sezione lorda:

$$M_{o,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

dove: W_{eff} è il modulo di resistenza della sezione efficace (vedere 5.3.5);

- c) il momento resistente ultimo di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di giunzione $M_{u,Rd}$ (vedere 5.4.5.3).

- (2) Per le sezioni trasversali di classe 3 il momento resistente di progetto della sezione lorda deve essere assunto pari al momento resistente elastico di progetto dato da:

$$M_{el,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} \quad [5.18]$$

- (3) Per le combinazioni di momento flettente ed azione tagliente si rimanda a 5.4.7.

- (4) Inoltre va verificata la resistenza della membratura alla instabilità flesso-torsionale (vedere 5.5.2).

5.4.5.2. Flessione attorno ad un asse

- (1) In assenza di azione tagliente, il momento resistente di progetto di una sezione trasversale senza forature per i dispositivi di giunzione può essere determinato come segue.

Sezioni trasversali di classe 1 o 2: $M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

Sezioni trasversali di classe 3 : $M_{c,Rd} = W_e f_y / \gamma_{M0}$

Sezioni trasversali di classe 4 : $M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

5.4.5.3. Fori per i dispositivi di giunzione

- (1) Non è necessario considerare i fori per i dispositivi di giunzione nell'ala tesa a condizione che per l'ala tesa si abbia:

$$0,9 [A_{f,net}/A_f] \geq [f_y/f_u] [\gamma_{M2}/\gamma_{M0}] \quad [5.19]$$

- (2) Quando $A_{f,net}/A_f$ è inferiore a questo limite, si può assumere un'area ridotta dell'ala che soddisfi il limite.
- (3) Non è necessario considerare i fori per i dispositivi di giunzione nella zona tesa dell'anima a condizione che il limite indicato in (1) sia soddisfatto per la zona tesa completa comprendendo sia l'ala tesa che la zona tesa dell'anima.
- (4) Non è necessario considerare i fori per i dispositivi di giunzione nella zona compressa della sezione trasversale ad eccezione dei fori maggiorati o asolati.

5.4.5.4. Flessione deviata

- (1) Per la flessione intorno ad entrambi gli assi va impiegato il metodo fornito in 5.4.8..

5.4.6. Taglio

- (1) Il valore di progetto dell'azione tagliente V_{Sd} in ogni sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

$$V_{Sd} \leq V_{p\ell,Rd} \quad [5.20]$$

dove: $V_{p\ell,Rd}$ è la resistenza a taglio plastica di progetto data da:

$$V_{p\ell,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

dove: A_v è l'area resistente a taglio.

- (2) L'area resistente a taglio A_v può essere determinata come segue.

- a) Profili laminati ad I ed H,
carico parallelo all'anima $A - 2bt_f + (t_w + 2\eta)t_f$
- b) Profili laminati a C,
carico parallelo all'anima $A - 2bt_f + (t_w + \eta)t_f$
- c) Sezioni saldate ad I, H ed a cassone,
carico parallelo all'anima $\sum (dt_w)$
- d) Sezioni saldate ad I, H, C ed a cassone,
carico parallelo alle ali $A - \sum (dt_w)$
- e) Profili cavi rettangolari laminati
di spessore uniforme:
carico parallelo all'altezza $Ah/(b+h)$
carico parallelo alla larghezza $Ab/(b+h)$

f)	Sezioni cave circolari e tubi di spessore uniforme	$2A/\pi$
g)	Piatti e barre piene	A

dove: A è l'area della sezione trasversale;
 b è la larghezza totale;
 d è l'altezza dell'anima;
 h è l'altezza totale;
 r è il raggio di raccordo;
 t_f è lo spessore dell'ala;
 t_w è lo spessore dell'anima.

- (3) Per gli altri casi si raccomanda di determinare A_v in modo analogo.
- (4) Per semplicità il valore di A_v di un profilato laminato ad I, H o a C, con carico parallelo all'anima, può essere preso pari a $1,04ht_w$.
- (5) Nei casi appropriati le formule citate in (2) possono essere applicate ai componenti di una sezione composta.
- (6) Se lo spessore dell'anima non è costante, si raccomanda di assumere t_w pari allo spessore minimo.
- (7) Deve essere inoltre verificata la resistenza all'instabilità per taglio come specificato in 5.6 quando:

- per una anima non irrigidita:

$$d/t_w > 69\varepsilon$$

- per una anima irrigidita:

$$d/t_w > 30\varepsilon \sqrt{k_t}$$

dove: k_t è il coefficiente di imbozzamento per tensioni tangenziali (vedere 5.6.3);
 $\varepsilon = [235/f_y]^{1/2}$ (f_y in N/mm²).

- (8) Non è necessario considerare i fori per i dispositivi di giunzione nelle anime a condizione che:

$$A_{v.net} \geq (f_y/f_u) A_v \quad [5.21]$$

Quando $A_{v.net}$ è inferiore a questo limite, si può assumere una area resistente a taglio efficace $A_{v.net}$ (f_u/f_y).

- (9) Inoltre deve essere verificato alle estremità della membratura il criterio del meccanismo a taglio tipo "block shear" indicato in 6.5.2.2.

5.4.7. Flessione e taglio

- (1) Il momento resistente plastico teorico di una sezione trasversale è ridotto per la presenza del taglio. Per valori piccoli dell'azione tagliente questa riduzione è così piccola che essa è controbilanciata dall'incrudimento e può essere trascurata. Tuttavia, quando l'azione tagliente supera metà della resistenza a taglio plastica, si deve tenere in debito conto il suo effetto sul momento resistente plastico.
- (2) Non è necessaria alcuna riduzione dei momenti resistenti indicati in 5.4.5.2 purché il valore di progetto della forza di taglio V_{Sd} non superi il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto $V_{pl,Rd}$.
- (3) Qualora V_{Sd} ecceda il 50% di $V_{pl,Rd}$, si raccomanda di ridurre il momento resistente di progetto della sezione trasversale a $M_{V,Rd}$, ossia al momento resistente plastico di progetto ridotto che tiene in conto la presenza dell'azione tagliente, ottenuto come segue:

a) per sezioni trasversali aventi ali uguali, con flessione intorno all'asse forte:

$$M_{V,Rd} = \left[W_{p\ell} - \frac{\rho A_v^2}{4 t_w} \right] f_y / \gamma_{M0} \quad \text{con la limitazione } M_{V,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad [5.22]$$

dove: $\rho = (2V_{Sd}/V_{p\ell,Rd} - 1)^2$

b) negli altri casi:

$M_{V,Rd}$ si raccomanda di assumere pari al momento resistente plastico di progetto della sezione trasversale, calcolato adottando una resistenza ridotta $(1-\rho)f_y$ per l'area resistente a taglio, ma non oltre il valore $M_{c,Rd}$.

Nota - Questo punto (3) si applica alle sezioni di classe 1, 2, 3 e 4.
Devono essere usati valori appropriati di $M_{c,Rd}$: vedere 5.4.5.2.

5.4.8. Flessione e forza assiale

5.4.8.1. Sezioni trasversali di classe 1 e 2

(1) Per le sezioni trasversali di classe 1 e 2 il criterio da soddisfare in assenza di azione tagliante è:

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd} \quad [5.23]$$

dove: $M_{N,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto ridotto per la presenza della forza assiale.

(2) Per una piastra senza fori per i bulloni, il momento resistente plastico di progetto ridotto è dato da:

$$M_{N,Rd} = M_{p\ell,Rd} [1 - (N_{Sd}/N_{p\ell,Rd})^2]$$

ed il criterio diventa:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{p\ell,Rd}} + \left[\frac{N_{Sd}}{N_{p\ell,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad [5.24]$$

(3) Nelle sezioni munite di ali, la riduzione del momento resistente plastico teorico causata dalla presenza di piccole forze assiali è controbilanciata dall'incrudimento e può essere trascurata.
Comunque, per la flessione attorno all'asse y-y, si deve tener conto dell'effetto dello sforzo assiale sul momento plastico quando lo sforzo assiale supera metà della resistenza plastica a trazione dell'anima od un quarto della resistenza plastica a trazione della sezione trasversale, considerando la minima delle due. In modo analogo, per la flessione attorno all'asse z-z, si deve tenere conto dell'effetto dello sforzo assiale quando esso supera la resistenza plastica dell'anima.

(4) Per le sezioni trasversali senza fori per i bulloni, nel caso dei profilati laminati di comune impiego a I o H si possono usare le seguenti approssimazioni:

$$M_{Ny,Rd} = M_{p\ell,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{p\ell,y,Rd} \quad [5.25]$$

$$\text{per } n \leq a: \quad M_{Nz,Rd} = M_{p\ell,z,Rd}$$

$$\text{per } n > a: \quad M_{Nz,Rd} = M_{p\ell,z,Rd} \left[1 - \left[\frac{n-a}{1-a} \right]^2 \right] \quad [5.26]$$

$$\text{dove: } n = N_{Sd}/N_{p\ell,Rd}$$

$$a = (A - 2b t_f)/A \quad \text{con la limitazione} \quad a \leq 0,5$$

(5) L'equazione fornita in (4) può essere pure usata per profili saldati ad I o H aventi ali uguali.

(6) Le approssimazioni date in (4) possono essere ulteriormente semplificate (per i profilati laminati di comune impiego ad I o H) ottenendo le seguenti equazioni:

$$M_{Ny,Rd} = 1,11 M_{p\ell,y,Rd} (1-n) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{p\ell,y,Rd} \quad [5.27]$$

$$\text{per } n \leq 0,2: \quad M_{Nz,Rd} = M_{p\ell,z,Rd}$$

$$\text{per } n > 0,2: \quad M_{Nz,Rd} = 1,56 M_{p\ell,z,Rd} (1-n)(n+0,6) \quad [5.28]$$

(7) Per le sezioni trasversali senza fori per i bulloni, nel caso dei profilati strutturali cavi a sezione rettangolare di uniforme spessore possono essere usate le seguenti approssimazioni:

$$M_{Ny,Rd} = M_{p\ell,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{p\ell,y,Rd} \quad [5.29]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{p\ell,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{Nz,Rd} \leq M_{p\ell,z,Rd} \quad [5.30]$$

$$\text{dove: } a_w = (A - 2b t_f)/A \quad \text{con la limitazione} \quad a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2h t_w)/A$$

(8) Le equazioni indicate in (7) possono essere anche usate per i profilati scatolari saldati aventi ali uguali ed anime uguali, assumendo:

$$a_w = (A - 2b t_f)/A \quad \text{con la limitazione} \quad a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A - 2h t_w)/A \quad \text{con la limitazione} \quad a_f \leq 0,5$$

(9) Le approssimazioni indicate in (7) possono essere ulteriormente semplificate per i profilati strutturali cavi a sezione rettangolare di uniforme spessore, come segue:

- per una sezione quadrata:

$$M_{N,Rd} = 1,26 M_{p\ell,Rd} (1-n) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{N,Rd} \leq M_{p\ell,Rd} \quad [5.31]$$

- per una sezione rettangolare:

$$M_{Ny,Rd} = 1,33 M_{p\ell,y,Rd} (1-n) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{p\ell,y,Rd} \quad [5.32]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{p\ell,z,Rd} (1-n)/(0,5 + ht/A) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{Nz,Rd} \leq M_{p\ell,z,Rd} \quad [5.33]$$

(10) Per le sezioni trasversali senza fori per i bulloni, nel caso dei tubi circolari di spessore uniforme può essere impiegata la seguente approssimazione:

$$M_{N,Rd} = 1,04 M_{p\ell,Rd} (1-n^{1,7}) \quad \text{con la limitazione} \quad M_{N,Rd} \leq M_{p\ell,Rd} \quad [5.34]$$

(11) Per la flessione deviata può essere usato il seguente criterio approssimato:

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [5.35]$$

dove: α e β sono costanti, le quali possono conservativamente essere assunte di valore unitario, altrimenti come di seguito indicato.

◊ Per profilati ad I e H:

$$\alpha = 2; \quad \beta = 5n \quad \text{con la limitazione} \quad \beta \geq 1$$

◊ Per tubi a sezione circolare:

$$\alpha = 2; \quad \beta = 2$$

◊ Per profilati cavi a sezione rettangolare:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{con la limitazione} \quad \alpha = \beta \leq 6$$

◊ Per sezioni rettangolari piene e piastre:

$$\alpha = \beta = 1,73 + 1,8 n^3$$

Nelle precedenti equazioni $n = N_{Sd}/N_{p\ell,Rd}$

- (12) Quale ulteriore approssimazione conservativa è possibile usare il seguente criterio:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{p\ell,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{p\ell,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{p\ell,z,Rd}} \leq 1 \quad [5.36]$$

5.4.8.2. Sezioni trasversali di classe 3

- (1) In assenza di azione tagliente le sezioni trasversali di classe 3 risulteranno verificate se la massima sollecitazione longitudinale $\sigma_{x,Ed}$ soddisfa il criterio:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad [5.37]$$

dove: $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$

- (2) Per le sezioni trasversali senza fori per i dispositivi di giunzione, il criterio precedentemente indicato diventa:

$$\frac{N_{Sd}}{Af_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_{yd}} \leq 1 \quad [5.38]$$

5.4.8.3. Sezioni trasversali di classe 4

- (1) In assenza di azione tagliente le sezioni trasversali della classe 4 saranno verificate se la massima sollecitazione longitudinale $\sigma_{x,Ed}$ calcolata usando le larghezze efficaci degli elementi compresi [vedere 5.3.2(3)] soddisfa il criterio:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad [5.39]$$

dove: $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$

- (2) Per le sezioni trasversali senza fori per i dispositivi di giunzione, il criterio precedentemente indicato diventa:

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny}}{W_{eff,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz}}{W_{eff,z} f_{yd}} \leq 1 \quad [5.40]$$

dove: A_{eff} è l'area efficace della sezione trasversale quando essa è soggetta a compressione uniforme;

W_{eff} è il modulo di resistenza efficace della sezione trasversale quando essa è soggetta solo al momento intorno all'asse di interesse;

e_N è lo spostamento dell'asse neutro di interesse quando la sezione trasversale è soggetta a compressione uniforme, vedere 5.3.5(7).

5.4.9. Flessione, taglio e forza assiale

- (1) Quando l'azione tagliente supera metà della resistenza a taglio plastica, nella determinazione del momento resistente plastico ridotto deve essere tenuto in debito conto l'effetto sia dell'azione tagliente che della forza assiale.
- (2) Purché il valore di progetto della forza di taglio V_{Sd} non superi il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto $V_{pl,Rd}$, non è necessaria alcuna riduzione nelle combinazioni di momento e forza assiale che soddisfino i requisiti del criterio indicato in 5.4.8.
- (3) Qualora V_{Sd} ecceda il 50% di $V_{pl,Rd}$, si raccomanda di calcolare la resistenza di progetto della sezione trasversale alle combinazioni di momento e forza assiale usando una resistenza allo snervamento ridotta $(1-p)f_y$ per l'area resistente a taglio, dove $p=(2V_{Sd}/V_{pl,Rd}-1)^2$.

5.4.10. Forze trasversali alle anime

- (1) In assenza di azione tagliente, l'anima di una membratura soggetta ad una forza trasversale nel piano dell'anima (vedere la fig. 5.4.3), in aggiunta a qualsiasi combinazione di momento e forza assiale agenti sulla sezione trasversale, deve soddisfare in tutti i punti il seguente criterio di snervamento:

$$\left[\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - \left[\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} \right] \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 \quad [5.41]$$

dove: $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della sollecitazione longitudinale locale dovuta al momento ed alla forza assiale nel punto;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della sollecitazione nello stesso punto dovuta alla forza trasversale;

$$f_{yd} = f_y/\gamma_M$$

Nelle precedenti equazioni $\sigma_{x,Ed}$ e $\sigma_{z,Ed}$ devono essere assunte di segno positivo per la compressione e di segno negativo per la trazione.

- (2) Quando il momento resistente è basato su una distribuzione plastica delle tensioni nella sezione trasversale, si può ritenere che il criterio prima indicato sia soddisfatto qualora:

$$\left[\frac{\sigma_{xm,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - k \left[\frac{\sigma_{xm,Ed}}{f_{yd}} \right] \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \beta_m \quad [5.42]$$

dove: $\sigma_{xm,Ed}$ è il valore di progetto della sollecitazione longitudinale locale dovuta al momento ed alla forza assiale nel punto;

$$\beta_m = M_{w,Sd} / M_{p\ell,w,Rd}$$

$M_{w,Sd}$ è il valore di progetto del momento dell'anima;

$$M_{p\ell,w,Rd} = 0,25 t_w d^2 f_y / \gamma_M 0$$

k è ottenuto come segue:

$$\text{quando } \sigma_{xm,Ed} / \sigma_{z,Ed} \leq 0 \quad \text{allora } k = 1 - \beta_m$$

$$\text{quando } \sigma_{xm,Ed} / \sigma_{z,Ed} > 0:$$

$$\diamond \quad \text{se } \beta_m \leq 0,5 \quad \text{allora } k = 0,5 (1 + \beta_m)$$

$$\diamond \quad \text{se } \beta_m > 0,5 \quad \text{allora } k = 1,5 (1 - \beta_m)$$

(3) Se il valore di progetto dell'azione tagliente V_{Sd} non supera il 50% della resistenza plastica di progetto a taglio $V_{p\ell,Rd}$, il criterio indicato in (2) può essere adottato senza alcuna modifica che tenga conto del taglio.

(4) Qualora V_{Sd} ecceda il 50% di $V_{p\ell,Rd}$, si raccomanda di modificare il criterio indicato in (1) nell'equazione:

$$\left[\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - \left[\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} \right] \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \rho \quad [5.43]$$

$$\text{dove: } \rho = (2V_{Sd}/V_{p\ell,Rd} - 1)^2$$

(5) Quando V_{Sd} eccede il 50% di $V_{p\ell,Rd}$ ed il momento resistente è basato su una ridistribuzione plastica delle tensioni nella sezione trasversale, può essere impiegato il seguente criterio approssimato:

$$\left[\frac{\sigma_{xm,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right]^2 - k \left[\frac{\sigma_{xm,Ed}}{f_{yd}} \right] \left[\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}} \right] \leq 1 - \beta_m - \rho \quad [5.44]$$

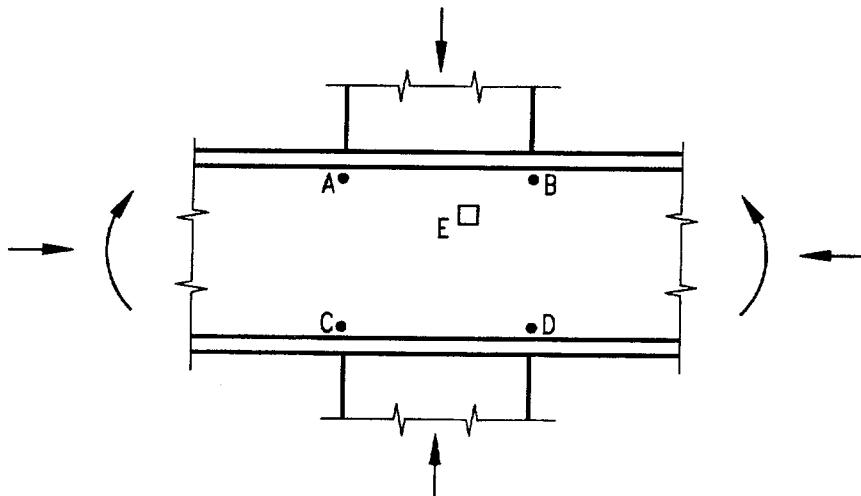
dove: k e β_m sono definiti in (2).

(6) Si raccomanda di determinare il valore efficace della sollecitazione trasversale $\sigma_{z,Ed}$ dovuta ad un carico concentrato assumendo che esso sia distribuito uniformemente su una lunghezza s pari al valore minore fra l'altezza d dell'anima e l'interesse a fra gli irrigidimenti trasversali dell'anima.

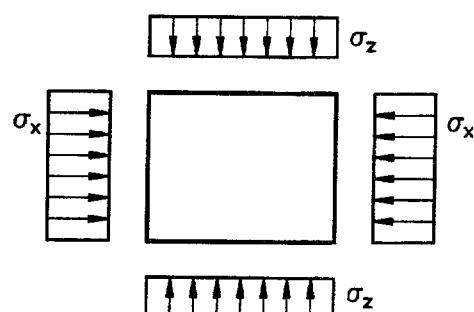
(7) Si raccomanda di determinare il valore efficace della sollecitazione trasversale $\sigma_{z,Ed}$ dovuta ad un carico distribuito su una lunghezza compresa fra gli irrigidimenti trasversali dell'anima ed avente ampiezza minore del loro interesse in modo analogo assumendo che esso sia distribuito su una lunghezza s determinata come indicato in (6).

(8) Si raccomanda di verificare gli effetti delle forze di compressione trasversali sulla resistenza all'instabilità locale dell'anima: vedere 5.3.6.

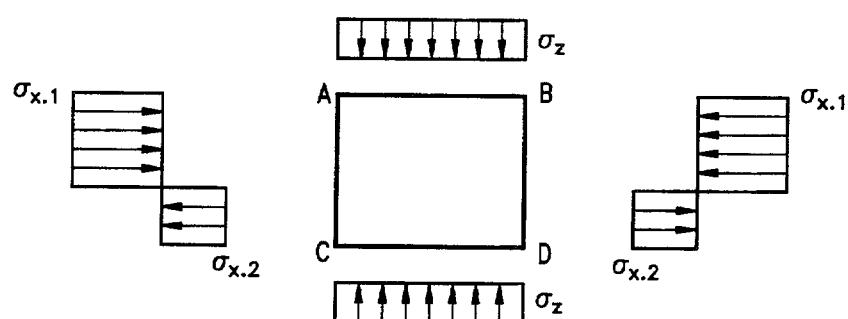
(9) Si raccomanda inoltre di verificare la resistenza all'imbozzamento e la resistenza all'instabilità dell'anima: vedere 5.7.4 e 5.7.5.



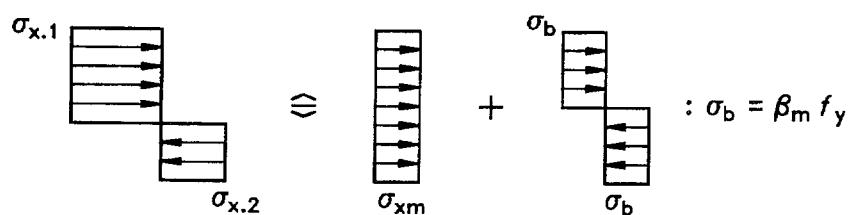
(a) Disposizione



(b) Sollecitazioni nell'elemento E



(c) Sollecitazioni nel pannello ABCD



(d) Sollecitazioni longitudinali equivalenti approssimate

Fig. 5.4.3- Sollecitazioni nel pannello d'anima dovute a momento flettente, forza assiale e forza trasversale

(segue)

5.5. Resistenza delle membrature all'instabilità

5.5.1. Membrature compresse

5.5.1.1. Resistenza all'instabilità

(1) La resistenza di progetto all'instabilità di una membratura compressa va assunta pari a:

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_M 1 \quad [5.45]$$

dove: $\beta_A = 1$ per le sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3;

$\beta_A = A_{eff}/A$ per le sezioni trasversali di classe 4;

χ è il coefficiente di riduzione per la modalità di instabilità pertinente.

- (2) Per le membrature in acciaio laminato a caldo aventi le tipologie di sezioni trasversali comunemente usate nelle membrature compresse, la relativa modalità di instabilità è generalmente l'instabilità "flessionale".
- (3) In taluni casi possono governare la modalità "torsionale" o "flesso-torsionale". Si può fare riferimento alla ENV 1993-1-3 (= Eurocodice 3, parte 1.3; in preparazione).

5.5.1.2. Membrature a sezione costante

- (1) Nel caso di compressione assiale uniforme in membrature a sezione trasversale costante, il valore di χ per la snellezza adimensionale pertinente $\bar{\lambda}$ può essere determinato con l'equazione:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \quad \text{con la limitazione } \chi \leq 1 \quad [5.46]$$

dove: $\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$;

α è un coefficiente di imperfezione;

$\bar{\lambda} = [\beta_A A f_y / N_{cr}]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) [\beta_A]^{0.5}$;

λ è la snellezza per la modalità di instabilità pertinente;

$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = 93,9 \varepsilon$,

$\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5}$ (f_y in N/mm²);

N_{cr} è la forza elastica critica per la modalità di instabilità pertinente.

- (2) Il coefficiente di imperfezione α corrispondente alla curva di instabilità appropriata va ottenuto dal prospetto 5.5.1.

Prospetto 5.5.1 - Coefficienti di imperfezione

Curva di instabilità	a	b	c	d
Coefficiente di imperfezione α	0,21	0,34	0,49	0,76

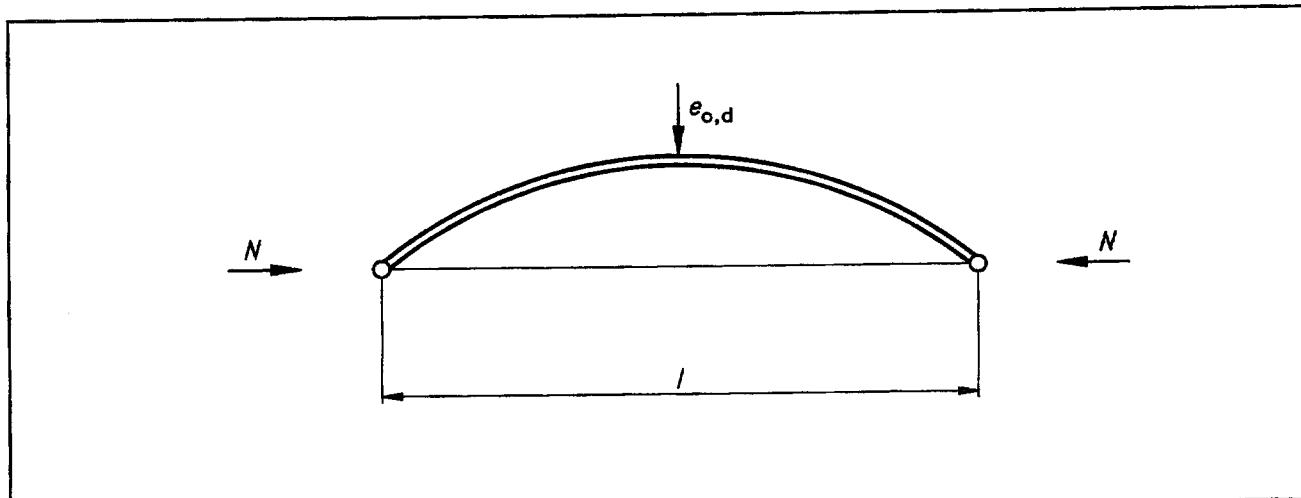
- (3) I valori del coefficiente di riduzione χ per le varie snellezze adimensionali $\bar{\lambda}$ possono essere ottenuti dal prospetto 5.5.2.
- (4) In alternativa, le membrature a sezione costante possono essere verificate usando l'analisi del secondo ordine: vedere 5.5.1.3(4) e (6).

5.5.1.3. Membrature a sezione variabile

- (1) Le membrature rastremate e le membrature con variazioni della sezione trasversale nella loro lunghezza possono essere analizzate usando una analisi del secondo ordine: vedere (4) e (6).
- (2) In alternativa, metodi semplificati di analisi possono essere basati su modifiche alla procedura fondamentale per le membrature a sezione costante.
- (3) Non viene preferito alcun metodo. Qualunque metodo riconosciuto può essere utilizzato purché possa essere dimostrato che esso è conservativo.
- (4) L'analisi del secondo ordine di una membratura deve considerare l'appropriata imperfezione di freccia iniziale equivalente fornita nella fig. 5.5.1 in corrispondenza della pertinente curva di instabilità, dipendente dal metodo di analisi e dal tipo di verifica della sezione trasversale.
- (5) L'imperfezione di freccia iniziale equivalente fornita nella fig. 5.5.1 deve pure essere usata anche quando è necessario includere le imperfezioni della membratura nella analisi globale (in accordo con 5.2.4.5).
- (6) Quando sono usate le imperfezioni fornite nella fig. 5.5.1, la resistenza della sezione trasversale (vedere 5.4) deve essere verificata utilizzando γ_{M1} anziché γ_{M0} .

Prospetto 5.5.2 - Coefficienti di riduzione

$\bar{\lambda}$	χ per curve di instabilità			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882



Sezione trasversale		Metodo di analisi globale				
Metodo usato per la verifica di resistenza	Tipo di sezione ed asse	Elastica o rigido-plastica o elastica-perfettamente-plastica	Elasto-plastica (metodo della zona plastica)			
Elastica [5.4.8.2]	Qualsiasi	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_{e\ell} / A$	--			
Lineare plastica [5.4.8.1(2)]	Qualsiasi	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_p \ell / A$	--			
Non lineare plastica [5.4.8.1 da (1) a (11)]	Sezione a I asse yy	$1,33 \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_p \ell / A$	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_p \ell / A$			
	Sezione a I asse zz	$2,0 k_y e_{eff}/\varepsilon$	$k_y e_{eff}/\varepsilon$			
	Sezione cava rettangolare	$1,33 \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_p \ell / A$	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2) k_y W_p \ell / A$			
	Sezione cava circolare	$1,5 k_y e_{eff}/\varepsilon$	$k_y e_{eff}/\varepsilon$			
$k_y = (1 - k_\delta) + 2 k_\delta \bar{\lambda}$ con la limitazione $k_y \geq 1,0$						
Curva di instabilità	α	e_{eff}	k_δ			
			$\gamma M1 = 1,05$	$\gamma M1 = 1,10$	$\gamma M1 = 1,15$	$\gamma M1 = 1,20$
a	0,21	$\ell/600$	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0,34	$\ell/380$	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0,49	$\ell/270$	0,06	0,11	0,16	0,20
d	0,76	$\ell/180$	0,04	0,08	0,11	0,14
Membrature a sezione variabile:						
Usare il valore di $W_{e\ell} / A$ o $W_p \ell / A$ al centro della lunghezza di libera inflessione ℓ .						

Fig. 5.5.1 - Valori di progetto delle imperfezioni di freccia iniziali equivalenti $e_{o,d}$

5.5.1.4. Instabilità flessionale

(1) Per l'instabilità flessionale la curva di instabilità appropriata va determinata dal prospetto 5.5.3.

(2) Le sezioni non contenute nel prospetto 5.5.3 vanno classificate in modo analogo.

(3) La snellezza λ deve essere così determinata:

$$\lambda = \ell/i$$

dove: i è il raggio di inerzia intorno all'asse appropriato, calcolato usando le proprietà della sezione trasversale linda.

(4) Le sezioni strutturali cave in profilato a freddo vanno verificate usando in alternativa:

(a) la resistenza allo snervamento f_{yb} del materiale della lamiera dalla quale la membratura è stata ottenuta per piegatura a freddo, con la curva di instabilità b ;

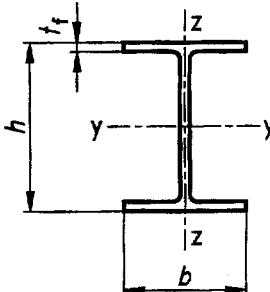
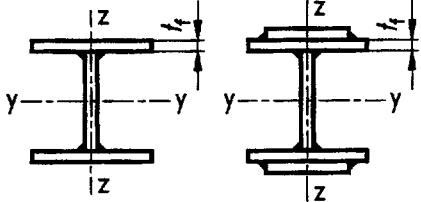
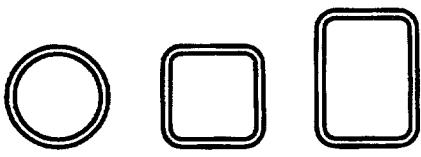
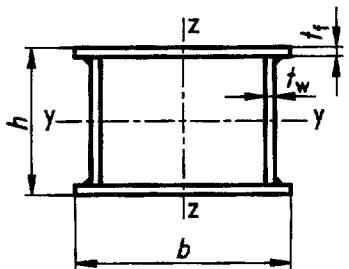
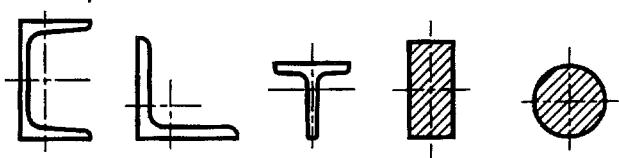
(b) la resistenza allo snervamento media f_{ya} della membratura dopo la profilatura a freddo, determinata in conformità con la definizione data nella fig. 5.5.2, con la curva di instabilità c .

5.5.1.5. Lunghezza di libera inflessione

(1) La lunghezza di libera inflessione ℓ di una membratura compressa, avente entrambe le estremità efficacemente mantenute in posizione rispetto agli spostamenti laterali, può essere assunta, in ipotesi conservativa, uguale alla sua lunghezza di sistema L .

(2) In alternativa la lunghezza di libera inflessione ℓ può essere determinata usando l'appendice E.

Prospetto 5.5.3 - Selezione della curva di instabilità per una sezione trasversale

Sezione trasversale	Limiti	Instabilità attorno all'asse	Curva di instabilità
Sezioni laminate ad I			
	$h/b > 1,2:$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	a b b c
	$h/b > 1,2:$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c d d
Sezioni saldate ad I			
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c c d
Sezioni cave			
	laminate a caldo	tutti	a
	profilate a freddo - uso di f_{yb} *)	tutti	b
	profilate a freddo - uso di f_{ya} *)	tutti	c
Sezioni scatolari saldate			
	in generale (eccettuato quanto sotto)	tutti	b
	saldature spesse e $b/t_f < 30$ $b/t_w < 30$	y-y z-z	c c
Sezioni ad U, L, T e sezioni piene			
	tutti	c	

*) Vedere 5.5.1.4(4) e fig. 5.5.2.

Resistenza allo snervamento media.

La resistenza allo snervamento media f_{ya} può essere determinata attraverso prove sulla sezione in vera grandezza oppure come segue:

$$f_{ya} = f_{yb} + (knt^2 / A_g) (f_u - f_{yb})$$

dove: f_{yb} , f_u è la resistenza allo snervamento a trazione e resistenza a rottura a trazione del materiale base come definito nel seguito, in newton/millimetri quadrati;

t è lo spessore del materiale, in millimetri;

A_g è l'area della sezione trasversale linda, in millimetri quadrati;

k è il coefficiente dipendente dal tipo di profilatura:

◊ $k = 7$ per laminatura a freddo;

◊ $k = 5$ per altri metodi di profilatura;

n è il numero delle pieghe a 90° nella sezione aventi un raggio interno $< 5t$ (pieghe a frazioni di 90° devono essere conteggiate come frazioni di n);

f_{ya} non deve superare f_u o $1,2 f_{yb}$.

L'incremento della resistenza allo snervamento dalla lavorazione a freddo non deve essere utilizzato per membrature che sono saldate, ricotte, zincate (dopo la profilatura) o soggette dopo la profilatura a trattamento termico che possa produrre "softening".

Materiale base.

Il materiale base è la lamiera piana dalla quale le sezioni sono ottenute mediante profilatura a freddo.

Fig. 5.5.2 - Resistenza allo snervamento media f_{ya} di sezioni strutturali cave in profilato a freddo

5.5.2. Instabilità flesso-torsionale delle travi

(1) Il momento resistente di progetto alla instabilità di una trave non controventata lateralmente va assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_p \ell_y f_y / \gamma_m \quad [5.48]$$

dove: $\beta_w = 1$ per sezioni trasversali di classe 1 o classe 2;

$\beta_w = W_{eff,y} / W_p \ell_y$ per sezioni trasversali di classe 3;

$\beta_w = W_{eff,y} / W_p \ell_y$ per sezioni trasversali di classe 4;

χ_{LT} è il coefficiente di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale.

- (2) Il valore di χ_{LT} per la snellezza adimensionale appropriata $\bar{\lambda}_{LT}$ può essere determinato dalla equazione:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{con la limitazione} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad [5.49]$$

nella quale:

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

- (3) Si raccomanda di assumere i valori dei coefficienti di imperfezione α_{LT} per l'instabilità flesso-torsionale pari a:

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{per le sezioni laminate;}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad \text{per le sezioni saldate.}$$

- (4) I valori del coefficiente di riduzione χ_{LT} per la snellezza adimensionale appropriata $\bar{\lambda}_{LT}$ possono essere ottenuti dal prospetto 5.5.2 con $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ e $\chi = \chi_{LT}$ usando:

◊ per le sezioni laminate:

curva a ($\alpha = 0,21$)

◊ per le sezioni saldate:

curva c ($\alpha = 0,49$)

- (5) Il valore di $\bar{\lambda}_{LT}$ può essere determinato dalla equazione:

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\beta_w W_p \ell_y f_y / M_{cr}]^{0,5} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] [\beta_w]^{0,5}$$

$$\text{dove: } \lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon;$$

$$\varepsilon = [235/f_y]^{0,5} \quad (f_y \text{ in N/mm}^2);$$

M_{cr} è il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale.

- (6) Informazioni per il calcolo di M_{cr} (o per il calcolo diretto di λ_{LT}) sono fornite nell'appendice F.

- (7) Quando risulta la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, non è necessario tenere in conto gli effetti della instabilità flesso-torsionale.

- (8) Per una trave completamente controventata non è necessaria la verifica per l'instabilità flesso-torsionale.

5.5.3. Flessione e trazione assiale

- (1) Le membrature soggette all'azione combinata della flessione e della trazione assiale devono essere verificate per la resistenza alla instabilità flesso-torsionale trattando la forza assiale ed il momento flettente come un effetto vettoriale: vedere 2.3.3.1(4).
- (2) Nel caso in cui la forza assiale ed il momento flettente possono variare indipendentemente, si raccomanda di moltiplicare il valore di progetto della trazione assiale per un coefficiente di riduzione per l'effetto vettoriale:

$$\psi_{\text{vec}} = \boxed{0,8}$$

- (3) Si raccomanda di determinare la sollecitazione netta calcolata $\sigma_{\text{com.Ed}}$ (che può superare f_y) nelle fibre compresse estreme dovuta agli effetti vettoriali dalla relazione:

$$\sigma_{\text{com.Ed}} = M_{\text{Sd}}/W_{\text{com}} - \psi_{\text{vec}} N_{t,\text{Sd}}/A \quad [5.50]$$

dove: W_{com} è il modulo di resistenza elastico per le fibre compresse estreme;

$N_{t,\text{Sd}}$ è il valore di progetto della trazione assiale.

- (4) Si raccomanda di effettuare la verifica usando un momento interno efficace di progetto $M_{\text{eff.Sd}}$ ottenuto dalla equazione:

$$M_{\text{eff.Sd}} = W_{\text{com}} \sigma_{\text{com.Ed}}$$

- (5) Si raccomanda di calcolare il momento resistente di progetto all'instabilità $M_{b,Rd}$ usando le indicazioni fornite al punto 5.5.2.

5.5.4. Flessione e compressione assiale

- (1) Le membrature aventi sezioni trasversali di classe 1 e di classe 2 e soggette all'azione combinata della flessione e della compressione assiale devono soddisfare la relazione:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{p\ell,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{y,Sd}}{W_{p\ell,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5.51]$$

nella quale:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{\text{Sd}}}{\chi_y A f_y} \quad \text{con la limitazione} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{p\ell,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{con la limitazione} \quad \mu_y \leq 0,90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{\text{Sd}}}{\chi_z A f_y} \quad \text{con la limitazione} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{p\ell,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] \quad \text{con la limitazione} \quad \mu_z \leq 0,90$$

χ_{\min} = il valore minore fra χ_y e χ_z

dove: χ_y e χ_z sono i coefficienti di riduzione indicati in 5.5.1 rispettivamente per gli assi yy e zz;

β_{My} e β_{Mz} sono coefficienti di momento equivalente uniforme per l'instabilità flessionale: vedere (7).

- (2) Le membrature aventi sezioni trasversali di classe 1 e di classe 2 e per le quali l'instabilità flesso-torsionale è una potenziale modalità di collasso devono inoltre soddisfare la condizione:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{p\ell,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{p\ell,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5.52]$$

nella quale:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{con la limitazione } k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{con la limitazione } \mu_{LT} \leq 0,90$$

dove: $\beta_{M,LT}$ è un coefficiente di momento equivalente uniforme per l'instabilità flesso-torsionale: vedere (7).

- (3) Le membrature aventi sezioni trasversali di classe 3 e soggette all'azione combinata di flessione e sforzo normale devono verificare la relazione:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5.53]$$

dove: k_y , k_z , e χ_{min} sono definiti come al punto (1);

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) \quad \text{con la limitazione } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) \quad \text{con la limitazione } \mu_z \leq 0,90$$

- (4) Le membrature aventi sezioni trasversali di classe 3 e per le quali l'instabilità flesso-torsionale è una potenziale modalità di collasso devono inoltre soddisfare la condizione:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{p\ell,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{p\ell,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5.54]$$

- (5) Le membrature aventi sezioni trasversali di classe 4 e soggette all'azione combinata di flessione e sforzo normale devono verificare la relazione:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y (M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny})}{W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5.56]$$

dove: k_y , k_z , e χ_{min} sono definiti in (1), ma usando A_{eff} invece di A , vedere 5.3.5(9);

μ_y e μ_z sono definiti in (3), ma addizionando $N_{Sd} e_N$ a M_{Sd} quando si determina β ;

A_{eff} , $W_{eff,y}$, $W_{eff,z}$, $e_{N,y}$ ed $e_{N,z}$ sono definiti in 5.4.8.3.

- (6) Le membrature aventi sezioni trasversali di classe 4 e per le quali l'instabilità flesso-torsionale è una potenziale modalità di collasso devono inoltre soddisfare la condizione:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} (M_{y,SD} + N_{sd} e_{Ny})}{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z (M_{z,SD} + N_{sd} e_{Nz})}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad [5.57]$$

dove: k_{LT} è definito in (2), ma usando A_{eff} invece di A , vedere 5.3.5(9);

μ_{LT} è definito in (2), ma addizionando $N_{sd} e_{Ny}$ a $M_{y,SD}$ quando si determina $\beta_{M,LT}$.

- (7) I coefficienti di momento equivalente uniforme $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ e $\beta_{M,LT}$ devono essere desunti dalla fig. 5.5.3 in funzione dell'andamento del diagramma del momento flettente fra i punti controventati come segue:

coefficiente:	momento attorno all'asse:	punti controventati in direzione:
---------------	---------------------------	-----------------------------------

$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

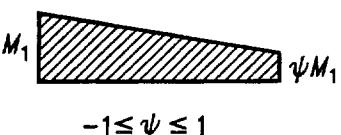
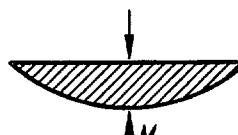
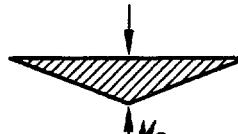
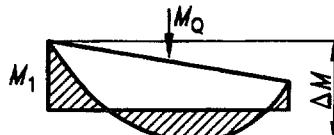
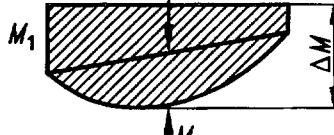
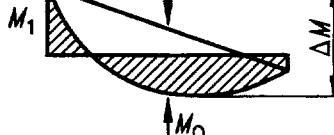
Diagramma del momento	Coefficiente di momento equivalente uniforme
<p>Momenti all'estremità</p> 	β_M
	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Momenti dovuti a carichi laterali nel piano</p>  	$\beta_{M,Q} = 1,3$
	$\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Momenti dovuti a carichi laterali nel piano più momenti d'estremità</p>    	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p style="text-align: center;">$M_Q = \max M$ dovuto al solo carico laterale</p> <p style="text-align: right;">$\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{per diagramma del momento senza scambio di segno} \\ \max M + \min M & \text{per diagramma del momento con cambio di segno} \end{cases}$</p>

Fig. 5.5.3 - Coefficienti di momento equivalente uniforme

5.6. Resistenza all'instabilità per taglio

5.6.1. Principi

- (1) Le anime con d/t_w maggiore di 69ε per anime non irrigidite, oppure di $30\varepsilon \sqrt{k_t}$ [vedere 5.4.6(7)] per anime irrigidite, devono essere verificate per resistere all'instabilità per taglio.
- (2) La resistenza all'instabilità per taglio dipende dal rapporto altezza-spessore d/t_w e dalla spaziatura di eventuali irrigidimenti d'anima intermedi.
- (3) La resistenza all'instabilità per taglio può inoltre dipendere dall'ancoraggio delle bande diagonali di trazione attraverso gli irrigidimenti di estremità o le piattabande. L'ancoraggio fornito dalle piattabande è ridotto dalle sollecitazioni longitudinali prodotte dal momento flettente e dallo sforzo normale.
- (4) Tutte le anime aventi d/t_w maggiore di 69ε devono essere munite di irrigidimenti trasversali agli appoggi.

5.6.2. Metodi di progetto

- (1) Per le anime senza irrigidimenti trasversali intermedi e per le anime con i soli irrigidimenti trasversali, la resistenza all'instabilità per taglio può essere verificata usando in alternativa:
 - a) il metodo post-critico semplificato (vedere 5.6.3); oppure:
 - b) il metodo delle bande diagonali di trazione (vedere 5.6.4).
- (2) In alternativa possono essere adottati i metodi indicati nella parte 2 dell'Eurocodice 3.
- (3) Il metodo post-critico semplificato può essere usato per le anime delle travi aventi sezione ad I, con o senza irrigidimenti trasversali intermedi, purché l'anima abbia irrigidimenti trasversali agli appoggi.
- (4) Il metodo delle bande diagonali di trazione può essere usato per le anime aventi irrigidimenti trasversali agli appoggi ed irrigidimenti trasversali intermedi, purché i pannelli adiacenti o gli irrigidimenti di estremità forniscano un ancoraggio per le bande diagonali di trazione. Tuttavia si raccomanda di non usare questo metodo quando:

$$a/d < 1,0$$

dove: a è l'interasse netto fra gli irrigidimenti intermedi;
 d è l'altezza dell'anima.

- (5) Qualora l'interasse fra gli irrigidimenti trasversali sia ampio, il metodo delle bande diagonali di trazione diventa eccessivamente conservativo. Non se ne raccomanda l'uso quando:

$$a/d > 3,0$$

- (6) Per entrambi i metodi si raccomanda di verificare gli irrigidimenti trasversali intermedi come specificato in 5.6.5 e le saldature come specificato in 5.6.6.
- (7) Per le anime munite di irrigidimenti longitudinali si rimanda alla parte 2 dell'Eurocodice 3 (in preparazione).

5.6.3. Metodo post-critico semplificato

- (1) Nel metodo post-critico semplificato, si raccomanda di determinare la resistenza di progetto all'instabilità per taglio $V_{ba,Rd}$ mediante l'equazione:

$$V_{ba,Rd} = d/t_w \tau_{ba}/\gamma_M$$

[5.58]

dove: τ_{ba} è la resistenza post-critica a taglio determinata in via semplificata.

- (2) Si raccomanda che la resistenza post-critica a taglio τ_{ba} , determinata in via semplificata, sia calcolata come segue:

a) per $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$:

$$\tau_{ba} = (f_{yw} / \sqrt{3})$$

b) per $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$:

$$\tau_{ba} = [1 - 0,625 (\bar{\lambda}_w - 0,8)] (f_{yw} / \sqrt{3})$$

c) per $\bar{\lambda}_w \geq 1,2$:

$$\tau_{ba} = [0,9 / \bar{\lambda}_w] (f_{yw} / \sqrt{3})$$

dove: $\bar{\lambda}_w$ è la snellezza dell'anima fornita da:

$$\bar{\lambda}_w = [(f_{yw} / \sqrt{3}) / \tau_{cr}]^{0,5} = \frac{d / t_w}{37,4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

dove: τ_{cr} è la resistenza critica elastica a taglio;

k_τ è il fattore di imbozzamento per taglio.

- (3) Il fattore di imbozzamento per taglio k_τ è determinato come segue:

- Per le anime munite di irrigidimenti trasversali agli appoggi ma senza irrigidimenti trasversali intermedi:

$$k_\tau = 5,34$$

- Per le anime munite di irrigidimenti trasversali agli appoggi e di irrigidimenti trasversali intermedi con $a/d < 1$:

$$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$$

- Per le anime munite di irrigidimenti trasversali agli appoggi e di irrigidimenti trasversali intermedi con $a/d \geq 1$:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2}$$

5.6.4. Metodo delle bande diagonali di trazione

5.6.4.1. Resistenza all'instabilità per taglio

- (1) Con il metodo delle bande diagonali di trazione, si raccomanda di determinare la resistenza di progetto all'instabilità per taglio $V_{bb,Rd}$ dall'equazione:

$$V_{bb,Rd} = [(d / t_w \tau_{bb}) + 0,9 (g t_w \sigma_{bb} \operatorname{sen} \phi)] / \gamma_{M1} \quad [5.59]$$

dove: σ_{bb} è la resistenza delle bande diagonali di trazione, ottenuta dall'equazione:

$$\sigma_{bb} = [f_y w^2 - 3\tau_{bb}^2 + \psi^2]^{0.5} \cdot \psi$$

nella quale $\psi = 1,5 \tau_{bb} \sin 2\phi$

dove: ϕ è l'inclinazione delle bande diagonali di trazione;

g è la larghezza delle bande diagonali di trazione: vedere fig. 5.6.1;

τ_{bb} è la resistenza iniziale all'instabilità per taglio.

(2) Si raccomanda che la resistenza iniziale all'instabilità per taglio τ_{bb} sia determinata come di seguito indicato:

a) per $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$:

$$\tau_{bb} = (f_y w / \sqrt{3})$$

b) per $0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,25$:

$$\tau_{bb} = [1 - 0,8(\bar{\lambda}_w - 0,8)](f_y w / \sqrt{3})$$

c) per $\bar{\lambda}_w \geq 1,25$:

$$\tau_{bb} = [1 / \bar{\lambda}_w^2](f_y w / \sqrt{3})$$

Nelle precedenti equazioni $\bar{\lambda}_w$ corrisponde a quanto indicato in 5.6.3(2).

(3) La larghezza delle bande diagonali di trazione g è data da:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sin \phi$$

dove: s_c e s_t sono le lunghezze di ancoraggio delle bande diagonali di trazione rispettivamente lungo le piattabande compressa e tesa, ottenute dalla formula:

$$s = \frac{2}{\sin \phi} \left[\frac{M_{Nf,Rk}}{t_w \sigma_{bb}} \right]^{0.5} \quad \text{con la limitazione } s \leq a$$

dove: $M_{Nf,Rk}$ è il momento resistente plastico ridotto della piattabanda.

(4) Nel calcolo del momento resistente plastico di una piattabanda, si raccomanda di trascurare eventuali pieghe del bordo o irrigidimenti della piattabanda. Il momento resistente plastico ridotto $M_{Nf,Rk}$, che tiene conto della forza longitudinale $N_{f,Sd}$ nella piattabanda (dovuto al momento flettente M_{Sd} ed a qualsiasi forza assiale N_{Sd} nella membratura), è dato dall'equazione:

$$M_{Nf,Rk} = 0,25 b t_f^2 f_y [1 - [N_{f,Sd}/(bt_f f_y / \gamma_M)]^2] \quad [5.60]$$

dove: b e t_f sono la larghezza e lo spessore della relativa piattabanda.

5.6.4.2. Inclinazione delle bande diagonali di trazione

(1) L'inclinazione delle bande diagonali di trazione ϕ varia fra un minimo di $\theta/2$ ed un massimo di θ , dove θ è la pendenza del pannello diagonale fornita dalla equazione:

$$\theta = \arctan(d/a)$$

- (2) Il valore minimo $\theta/2$ corrisponde al caso in cui le piattabande sono interamente utilizzate per resistere al momento flettente nella membratura. Il valore massimo θ si applica nella condizione delle bande diagonali di trazione complete con $s = a$.
- (3) Il valore appropriato di ϕ in tutti gli altri casi è il valore (compreso fra i limiti $\theta/2$ e θ) che fornisce il valore massimo della resistenza di progetto all'instabilità per taglio $V_{bb,Rd}$.
- (4) Qualunque altro valore di ϕ (compreso fra i limiti $\theta/2$ e θ) è conservativo. Si può approssimativamente assumere $\phi = \theta/1,5$. In alternativa possono essere eseguite delle iterazioni per trovare il valore ottimale di ϕ .

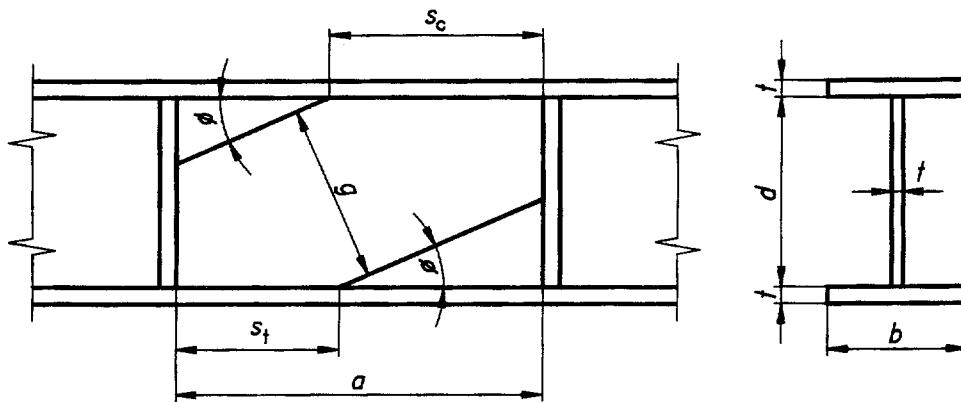


Fig. 5.6.1 - Geometria delle bande diagonali di trazione

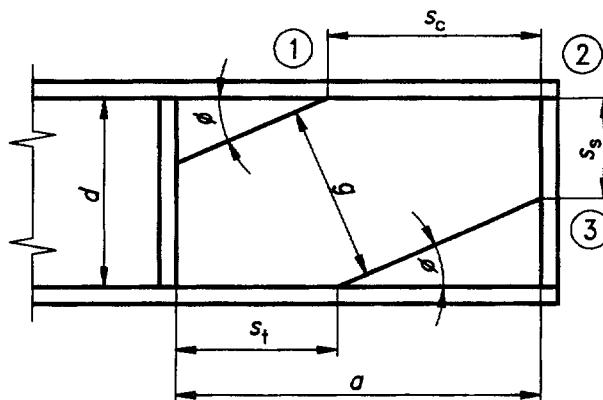


Fig. 5.6.2 - Geometria del pannello di estremità

5.6.4.3. Pannelli di estremità

- (1) Ad eccezione del caso in cui sia predisposto un irrigidimento terminale idoneo ad ancorare le bande diagonali di trazione, si raccomanda che i pannelli di estremità siano progettati usando il metodo post-critico semplificato descritto in 5.6.3.
- (2) Qualora venga usato un idoneo irrigidimento terminale, che soddisfi il criterio indicato in (4), si raccomanda che la resistenza di progetto all'instabilità per taglio sia determinata come indicato in 5.6.4.1; si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio s_c venga invece ricavata come indicato in (3); vedere fig. 5.6.2.

- (3) Nel caso in cui si impieghi un singolo irrigidimento di estremità, di larghezza b_s e spessore t_s , si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio s_c deve essere determinata mediante l'equazione:

$$s_c = \frac{2}{\sin \phi} \left[\frac{M_{p\ell.1} + M_{p\ell.2}}{2 t_w \sigma_{bb}} \right]^{0.5} \quad \text{con la limitazione } s_c \leq a \quad [5.61]$$

dove: $M_{p\ell.1} = 0,25 b t_f^2 f_{yt} [1 - [N_{f1}/(b t_f f_{yt})]^2]$

$$N_{f1} = g t_w \sigma_{bb} \cos \phi$$

$M_{p\ell.2}$ è il minore fra M_{Nf} e M_{Ns}

$$M_{Nf} = 0,25 b t_f^2 f_{yt} [1 - [F_{bb}/(b t_f f_{yt})]^2]$$

$$M_{Ns} = 0,25 b_s t_s^2 f_{ys} [1 - [N_{s2}/(b_s t_s f_{ys})]^2]$$

$$F_{bb} = t_w s_c \sigma_{bb} \cos^2 \phi$$

$$N_{s2} = t_w s_c \sigma_{bb} \sin^2 \phi$$

$$s_s = d - (a - s_t) \tan \phi$$

- (4) Si raccomanda che un singolo irrigidimento di estremità, al quale è richiesto di resistere alla forza di ancoraggio della banda diagonale di trazione F_{bb} , soddisfi il criterio:

$$M_{p\ell.2} + M_{p\ell.3} \geq 0,5 F_{bb} s_s \quad [5.62]$$

dove: $M_{p\ell.3} = 0,25 b_s t_s^2 f_{ys} [1 - [N_{s3}/(b_s t_s f_{ys})]^2]$

$$\text{con } N_{s3} = V_{sd} - \tau_{bb} t_w (d - s_s)$$

- (5) Se un irrigidimento terminale non soddisfa il criterio indicato in (4), può essere adottato un valore di ϕ maggiorato, tale che la lunghezza di ancoraggio s_s deve essere sufficientemente ridotta affinché il criterio risulti soddisfatto. Ciò a condizione che un valore ridotto della resistenza all'instabilità per taglio sia quindi determinato per il pannello di estremità corrispondente a questo valore di ϕ maggiorato.

5.6.4.4. Dettagli degli irrigidimenti terminali

- (1) Si raccomanda che le saldature che collegano l'irrigidimento terminale alla piattabanda superiore siano calcolate per resistere a $M_{p\ell.2}$, F_{bb} e N_{s2} .
- (2) In alternativa alla piastra singola mostrata nella fig. 5.6.2 è possibile usare un irrigidimento terminale doppio, purché l'espressione per il calcolo indicata in 5.6.4.3 sia conseguentemente adattata.

5.6.5. Irrigidimenti trasversali intermedi

- (1) Per entrambi i metodi, post-critico semplificato e delle bande diagonali di trazione, si raccomanda che la forza di compressione N_s in un irrigidimento trasversale intermedio sia determinata dall'equazione:

$$N_s = V_{sd} - d t_w \tau_{bb} / \gamma_{M1} \quad \text{con la limitazione } N_s \geq 0 \quad [5.63]$$

nella quale τ_{bb} è la resistenza iniziale all'instabilità per taglio ricavata da 5.6.4.1(2); si raccomanda di adottare il valore minore di τ_{bb} per i due pannelli adiacenti all'irrigidimento.

- (2) Si raccomanda che la resistenza all'instabilità degli irrigidimenti sia determinata come specificato in 5.7.6.
- (3) Si raccomanda che il momento di inerzia di un irrigidimento trasversale intermedio soddisfi la seguente equazione:

- se $a/d < \sqrt{2}$:

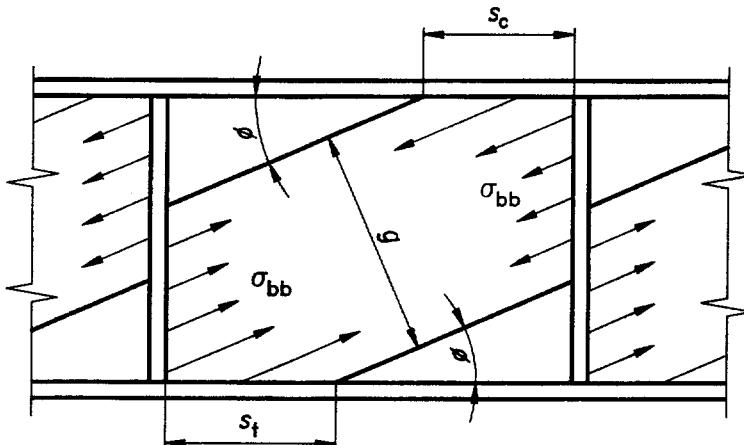
$$I_s \geq 1,5d^3 t_w^3 / a^2 \quad [5.64]$$

- se $a/d \geq \sqrt{2}$:

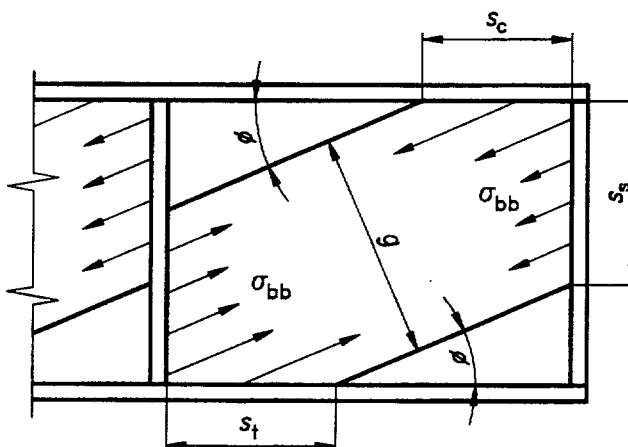
$$I_s \geq 0,75d t_w^3 \quad [5.65]$$

5.6.6. Saldature

- (1) Le forze usate per verificare le saldature anima-piattabanda devono essere compatibili con i campi di sollecitazione nei pannelli d'anima in funzione del metodo utilizzato per determinare la resistenza all'instabilità per taglio.
- (2) Si raccomanda che il progetto delle saldature anima-irrigidimento sia congruente con le ipotesi di progetto formulate per i pannelli d'anima.
- (3) Le sollecitazioni di trazione nei pannelli d'anima da impiegare per il metodo delle bande diagonali di trazione sono indicate nella fig. 5.6.3.



(a) Pannello interno



(b) Pannello di estremità

Fig. 5.6.3 - Sollecitazioni nelle bande diagonali di trazione

5.6.7. Interazione fra forza di taglio, momento flettente e forza assiale

5.6.7.1. Generalità

(1) Se le piattabande sono in grado di resistere all'intero valore di progetto del momento flettente e della forza assiale agenti nella membratura, non è necessario ridurre la resistenza di progetto a taglio dell'anima per tener conto del momento e della forza assiale agenti nella membratura stessa, ad eccezione di quanto indicato in 5.6.4.1(4) per il metodo delle bande diagonali di trazione.

(2) Per la procedura da seguire negli altri casi fare riferimento:

- al punto 5.6.7.2 per il metodo post-critico semplificato;
- al punto 5.6.7.3 per il metodo delle bande diagonali di trazione.

5.6.7.2. Metodo post-critico semplificato

- (1) Si può assumere che la sezione trasversale sia verificata, trascurando l'effetto della forza di taglio sulla resistenza flessionale di progetto, se i seguenti criteri sono entrambi soddisfatti:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \quad [5.66a]$$

$$V_{Sd} \leq V_{ba,Rd} \quad [5.66b]$$

dove: $M_{f,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto di una sezione trasversale costituita dalle sole piattabande, prendendo in considerazione la larghezza efficace b_{eff} della piattabanda compressa; vedere 5.3.5;

$V_{ba,Rd}$ è il valore di progetto della resistenza all'instabilità per taglio indicata in 5.6.3.

Quando è pure applicata una forza assiale N_{Sd} , si raccomanda di ridurre il valore di $M_{f,Rd}$ conseguentemente (vedere 5.4.8).

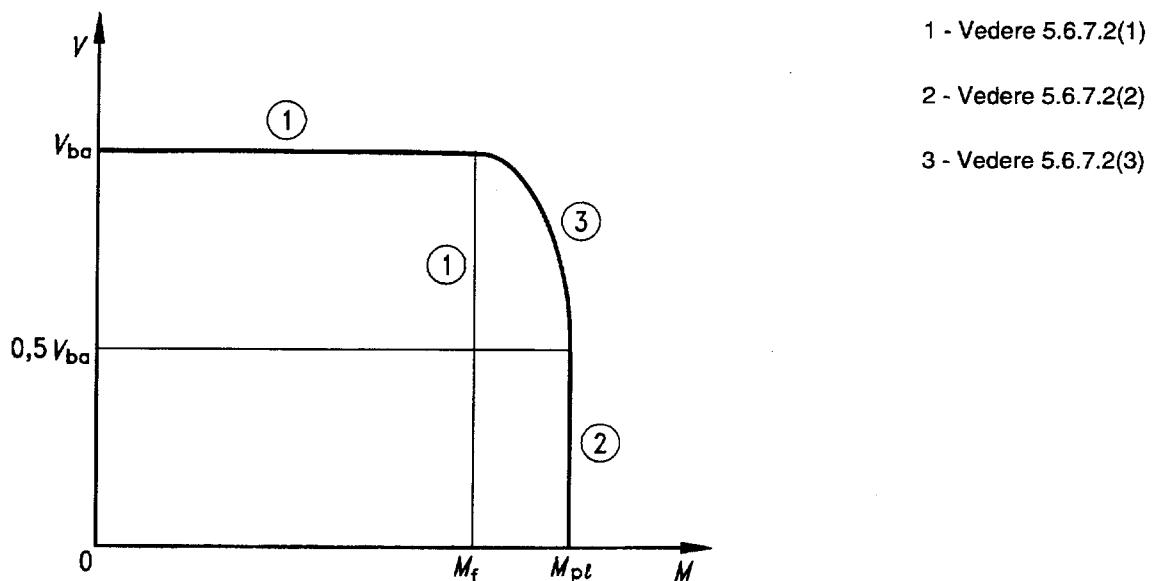
- (2) Non è necessario ridurre la resistenza di progetto della sezione trasversale al momento flettente ed alla forza assiale per tener conto della azione tagliante, purché V_{Sd} non deve essere maggiore del 50% di $V_{ba,Rd}$.
- (3) Qualora V_{Sd} sia maggiore del 50% di $V_{ba,Rd}$, si raccomanda che sia soddisfatto il criterio seguente:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pf,Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2V_{Sd} / V_{ba,Rd} - 1)^2] \quad [5.67]$$

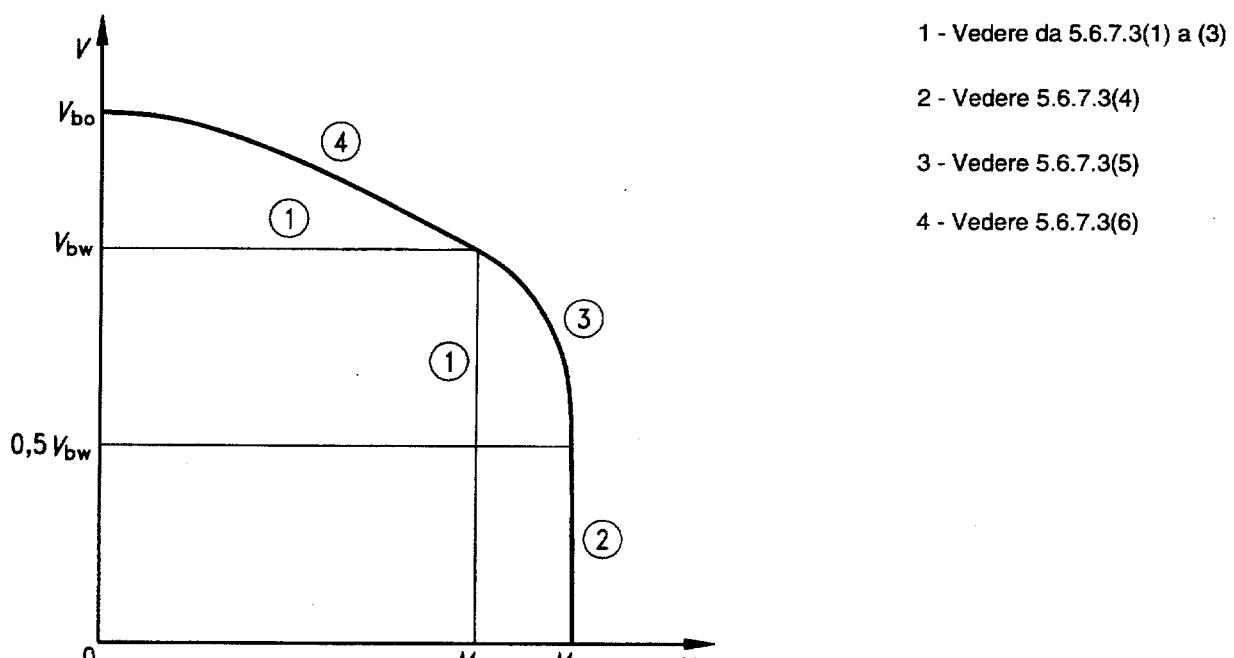
Quando è pure applicata una forza assiale N_{Sd} , allora si raccomanda che $M_{pf,Rd}$ sia sostituito con il momento resistente plastico ridotto $M_{N,Rd}$ (vedere 5.4.8).

Nota - (3) si applica alle sezioni trasversali di classe 1, 2, 3 e 4 purché la resistenza di progetto appropriata per quella classe di sezioni trasversali, in assenza di forza di taglio, non sia superata.

- (4) L'interazione fra l'azione tagliante ed il momento flettente è illustrata nella fig. 5.6.4(a).



(a) Metodo post-critico semplificato



(b) Metodo delle bande diagonali di trazione

Figura 5.6.4 - Interazione fra resistenza all'instabilità per taglio e resistenza flessionale

5.6.7.3. Metodo delle bande diagonali di trazione.

- (1) Si può assumere che la sezione trasversale sia verificata, trascurando l'effetto della forza di taglio sulla resistenza flessionale di progetto, se i seguenti criteri sono entrambi soddisfatti:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \quad [5.68a]$$

$$V_{Sd} \leq V_{bw,Rd} \quad [5.68b]$$

dove: M_{Sd} e V_{Sd} sono presi ciascuno pari al rispettivo valore massimo all'interno del pannello fra gli irrigidimenti trasversali adiacenti dell'anima;

$M_{f,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto di una sezione trasversale costituita dalle sole piattabande, prendendo in considerazione la larghezza efficace b_{eff} della piattabanda compressa; vedere 5.3.5;

$V_{bw,Rd}$ è la resistenza all'instabilità per taglio "dell'anima isolata".

Quando è pure applicata una forza assiale N_{Sd} , si raccomanda che il valore di $M_{f,Rd}$ sia conseguentemente ridotto (vedere 5.4.8).

- (2) La resistenza all'instabilità per taglio "dell'anima isolata" $V_{bw,Rd}$ è il valore specifico di $V_{bb,Rd}$ come riportato in 5.6.4 nel caso in cui le piattabande resistono al momento M_{Sd} uguale a $M_{f,Rd}$ e conseguentemente a quanto riportato in 5.6.4.1(4) il momento resistente plastico ridotto della piattabanda $M_{Nf,Rk}$ è pari a zero.
- (3) Per una sezione avente piattabande uguali ed in assenza di forza assiale, si raccomanda che $V_{bw,Rd}$ sia calcolato assumendo:

$$s_c = s_t = 0$$

$$\text{e} \quad \phi = \theta/2$$

- (4) Qualora V_{Sd} non sia maggiore del 50% di $V_{bw,Rd}$, la resistenza di progetto della sezione trasversale, soggetta al momento flettente ed alla forza assiale, non necessita di essere ridotta per tener conto della azione tagliente.
- (5) Quando V_{Sd} sia maggiore del 50% di $V_{bw,Rd}$ e comunque minore di $V_{bw,Rd}$, si raccomanda di soddisfare il criterio seguente:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{p\ell,Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2V_{Sd} / V_{bw,Rd} - 1)^2] \quad [5.69]$$

Quando è pure applicata una forza assiale N_{Sd} , allora si raccomanda di sostituire $M_{p\ell,Rd}$ con il momento resistente plastico ridotto $M_{N,Rd}$ (vedere 5.4.8).

Nota - (5) si applica alle sezioni trasversali di classe 1, 2, 3 e 4 purché la resistenza di progetto appropriata per quella classe di sezioni trasversali, in assenza di azione tagliente, non sia superata.

- (6) Nel caso in cui V_{Sd} sia maggiore di $V_{bw,Rd}$, si raccomanda di soddisfare il seguente criterio:

$$V_{Sd} \leq V_{bb,Rd} \quad [5.70]$$

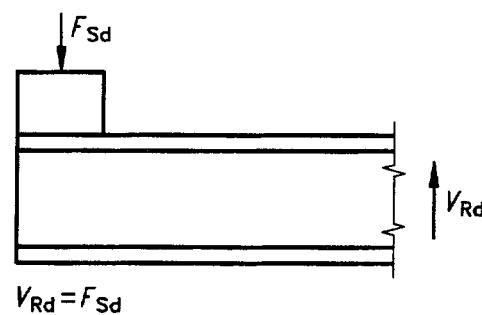
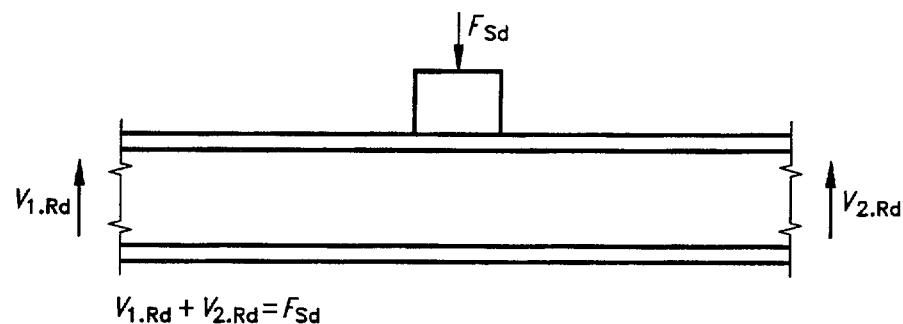
dove: $V_{bb,Rd}$ viene ottenuto come in 5.6.4.1, considerando M_{Sd} e N_{Sd} come in 5.6.4.1(4).

- (7) L'interazione fra forza di taglio e momento flettente è mostrata nella fig. 5.6.4(b). In questa figura, $V_{bo,Rd}$ è il valore specifico di $V_{bb,Rd}$ per il caso in cui $M_{Sd} = 0$.

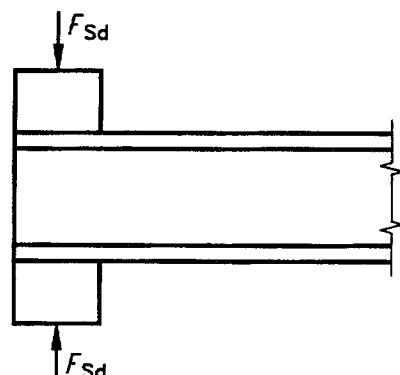
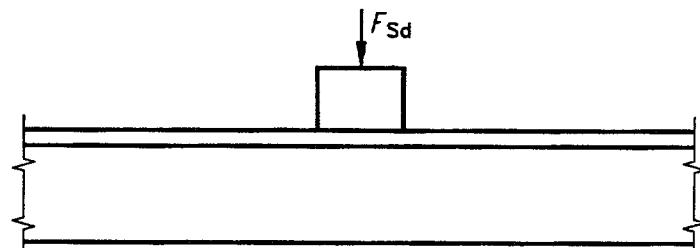
5.7. Resistenza dell'anima alle forze trasversali

5.7.1. Principi

- (1) La resistenza di un'anima non irrigidita alle forze trasversali, applicate attraverso una piattabanda, è governata da una delle seguenti modalità di collasso:
- schiacciamento dell'anima in vicinanza della piattabanda, accompagnato dalla deformazione plastica della piattabanda;
 - imbozzamento dell'anima sotto forma di un'instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda, accompagnato dalla deformazione plastica della piattabanda;
 - instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura.
- (2) Viene fatta distinzione fra le due seguenti modalità di applicazione del carico:
- forze applicate attraverso una piattabanda e contrastate dalle azioni taglienti resistenti nell'anima: vedere fig. 5.7.1(a);
 - forze applicate ad una piattabanda e trasferite attraverso l'anima direttamente all'altra piattabanda: vedere fig. 5.7.1(b).
- (3) Quando le forze sono applicate attraverso una piattabanda e sono contrastate dalle azioni taglienti nell'anima, si raccomanda che la resistenza dell'anima alle forze trasversali sia presa pari al valore minore fra:
- la resistenza allo schiacciamento (vedere 5.7.3);
 - la resistenza all'imbozzamento (vedere 5.7.4).
- (4) Quando le forze sono applicate ad una sola piattabanda e sono trasferite attraverso l'anima direttamente all'altra piattabanda, si raccomanda che la resistenza dell'anima alle forze trasversali sia presa pari al valore minore fra:
- la resistenza allo schiacciamento (vedere 5.7.3);
 - la resistenza all'instabilità (vedere 5.7.5).
- (5) Nei casi pratici in cui i dettagli costruttivi siano tali da suscitare dubbi circa la modalità di comportamento prevalente, si raccomanda di considerare tutte le tre modalità.
- (6) Si raccomanda che inoltre sia considerato l'effetto della forza trasversale sul momento resistente della membratura: vedere 5.3.6 e 5.4.10.
- (7) La resistenza all'imbozzamento di un'anima irrigidita valutata fra le posizioni in cui sono disposti gli irrigidimenti dell'anima è in linea di principio simile a quella di un'anima non irrigidita, con qualche incremento dovuto alla presenza degli irrigidimenti.



(a) Forze contrastate dall'azione tagliante resistente nell'anima



(b) Forze trasmesse direttamente attraverso l'anima

Fig. 5.7.1 - Forze applicate attraverso una piattabanda

5.7.2. Lunghezza del tratto di contatto rigido

- (1) La lunghezza del tratto di contatto rigido della piattabanda è la distanza sulla quale è effettivamente distribuita la forza applicata.
- (2) La resistenza dell'anima alle forze trasversali è influenzata dalla lunghezza del tratto di contatto rigido.
- (3) Si raccomanda che la lunghezza del tratto di contatto rigido s_s sia determinata dalla diffusione del carico, attraverso componenti in acciaio che siano correttamente tenuti in posizione, con una pendenza di 1:1 (vedere fig. 5.7.2). Si raccomanda di non tener conto di alcuna diffusione attraverso pacchetti di elementi sciolti.

5.7.3. Resistenza allo schiacciamento

- (1) Si raccomanda che la resistenza di progetto allo schiacciamento $R_y.R_d$ dell'anima di una sezione ad I, H o U sia ottenuta dall'equazione:

$$R_y.R_d = (s_s + s_y) t_w f_{y,w} / \gamma_{M1} \quad [5.71]$$

nella quale s_y è dato dall'equazione:

$$s_y = 2t_f (b_f/t_w)^{0,5} [f_{yf}/f_{yw}]^{0,5} [1 - (\gamma_{M0}\sigma_{f,Ed}/f_{yf})^2]^{0,5} \quad [5.72]$$

dove: $\sigma_{f,Ed}$ è la tensione longitudinale nella piattabanda.

Con la limitazione che b_f non sia preso maggiore di $25t_f$.

- (2) Per le sezioni laminate ad I, H o U, il valore di s_y può essere ottenuto in alternativa attraverso l'equazione:

$$s_y = \frac{2,5(h-d)[1-(\gamma_{M0}\sigma_{f,Ed}/f_{yf})^2]^{0,5}}{[1+0,8s_s/(h-d)]} \quad [5.73]$$

- (3) Si raccomanda di dimezzare il valore di s_y all'estremità della membratura.

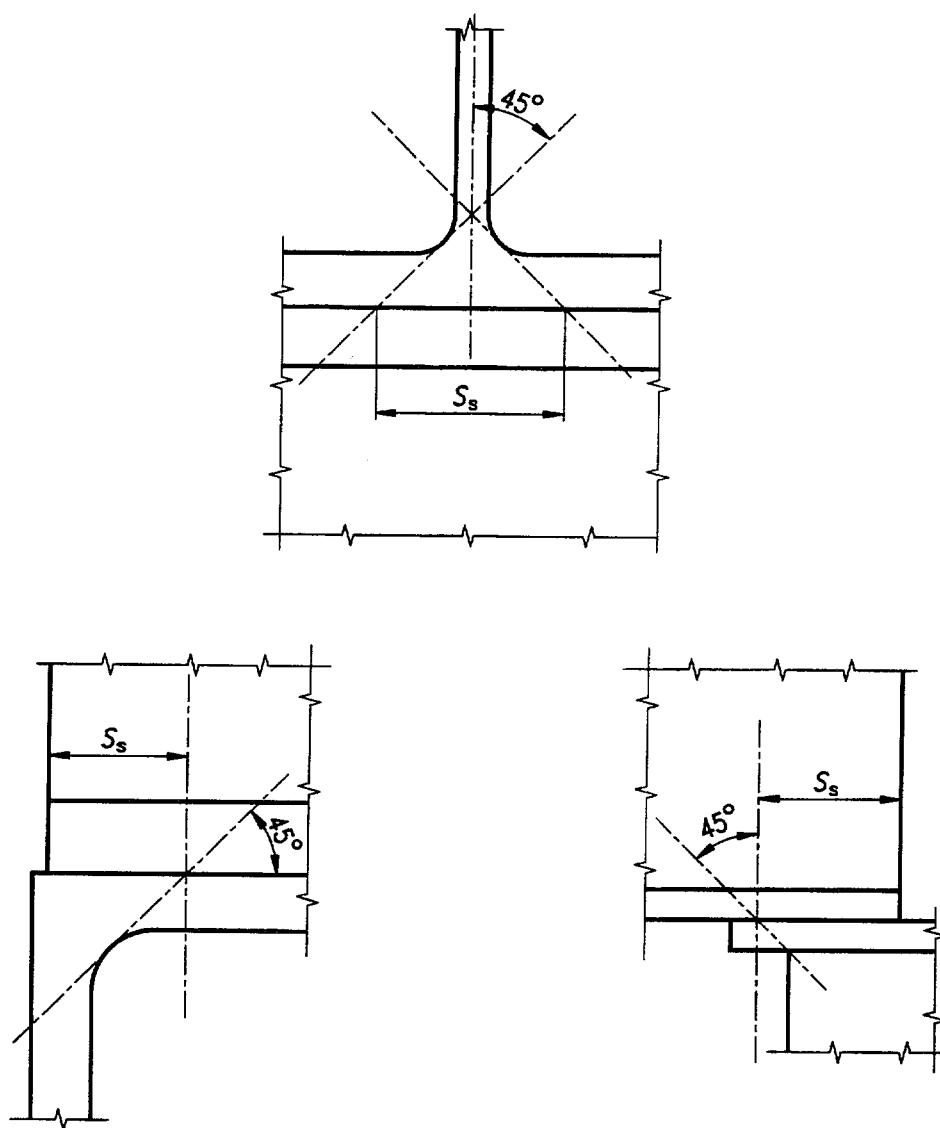


Fig. 5.7.2 - Lunghezza del tratto di contatto rigido

(4) Per i carichi delle ruote degli apparecchi di sollevamento, trasmessi attraverso una rotaia di scorrimento gravante su una piattabanda ma non saldata ad essa, si raccomanda che la resistenza di progetto allo schiacciamento dell'anima $R_{y,Rd}$ sia presa pari a:

$$R_{y,Rd} = s_y t_w f_{yw} / \gamma_{M1} \quad [5.74]$$

nella quale:

$$s_y = k_R \left[\frac{I_f + I_R}{t_w} \right]^{1/3} \left[1 - \left(\gamma_{M0} \sigma_{f,Ed} / f_{yf} \right)^2 \right]^{0.5} \quad [5.75]$$

o più approssimativamente:

$$s_y = 2 (h_R + t_f) [1 - (\gamma_{M0} \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0.5} \quad [5.76]$$

dove: h_R è l'altezza della rotaia di scorrimento;

(segue)

I_f è il momento d'inerzia della piattabanda attorno al suo asse baricentrico orizzontale;

I_R è il momento d'inerzia della rotaia di scorrimento attorno al suo asse baricentrico orizzontale;

k_R è una costante da determinare come segue:

◊ quando la rotaia di scorrimento è montata direttamente sulla piattabanda: $k_R = 3,25$;

◊ qualora fra la rotaia di scorrimento e la piattabanda sia interposta una adeguata imbottitura resiliente di spessore non inferiore a 5 mm: $k_R = 4,0$.

5.7.4. Resistenza all'imbozzamento

- (1) Si raccomanda che la resistenza di progetto all'imbozzamento $R_{a,Rd}$ dell'anima di una sezione ad I, H o U sia determinata dalla equazione:

$$R_{a,Rd} = 0,5 t_w^2 (E f_{yw})^{0,5} [(t_f / t_w)^{0,5} + 3 (t_w / t_f) (s_s/d)] / \gamma_{M1} \quad [5.77]$$

dove: s_s è la lunghezza del tratto di contatto rigido indicata al punto 5.7.2(3);

con la limitazione che s_s/d non sia preso maggiore di 0,2.

- (2) Qualora la membratura sia pure soggetta a momenti flettenti, si raccomanda che siano soddisfatti i seguenti criteri:

$$F_{Sd} \leq R_{s,Rd} \quad [5.78a]$$

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad [5.78b]$$

$$\frac{F_{Sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1,5 \quad [5.78c]$$

5.7.5. Resistenza di progetto all'instabilità

- (1) Si raccomanda di determinare la resistenza di progetto all'instabilità $R_{b,Rd}$ dell'anima di una sezione ad I, H o U considerando l'anima come una membratura virtuale compressa avente una larghezza efficace b_{eff} ricavata dalla relazione:

$$b_{eff} = [h^2 + s_s^2]^{0,5} \quad [5.79]$$

- (2) In prossimità della estremità della membratura (o in corrispondenza delle aperture nell'anima) si raccomanda che la larghezza efficace b_{eff} non sia assunta maggiore della larghezza realmente disponibile, misurata a metà dell'altezza: vedere fig. 5.7.3.

- (3) Si raccomanda che la resistenza all'instabilità sia determinata secondo la modalità indicata in 5.5.1 usando la curva di instabilità c e $\beta_A = 1$.

- (4) Si raccomanda che la lunghezza di libera inflessione della membratura virtuale compressa sia determinata dalle condizioni di vincolo laterale e rotazionale in corrispondenza delle piattabande al punto di applicazione del carico.

- (5) Si raccomanda che la piattabanda attraverso la quale viene applicato il carico, sia normalmente trattenuta in posizione nel punto di applicazione del carico. Qualora ciò non risulti praticabile, si raccomanda di svolgere una indagine specifica di instabilità.

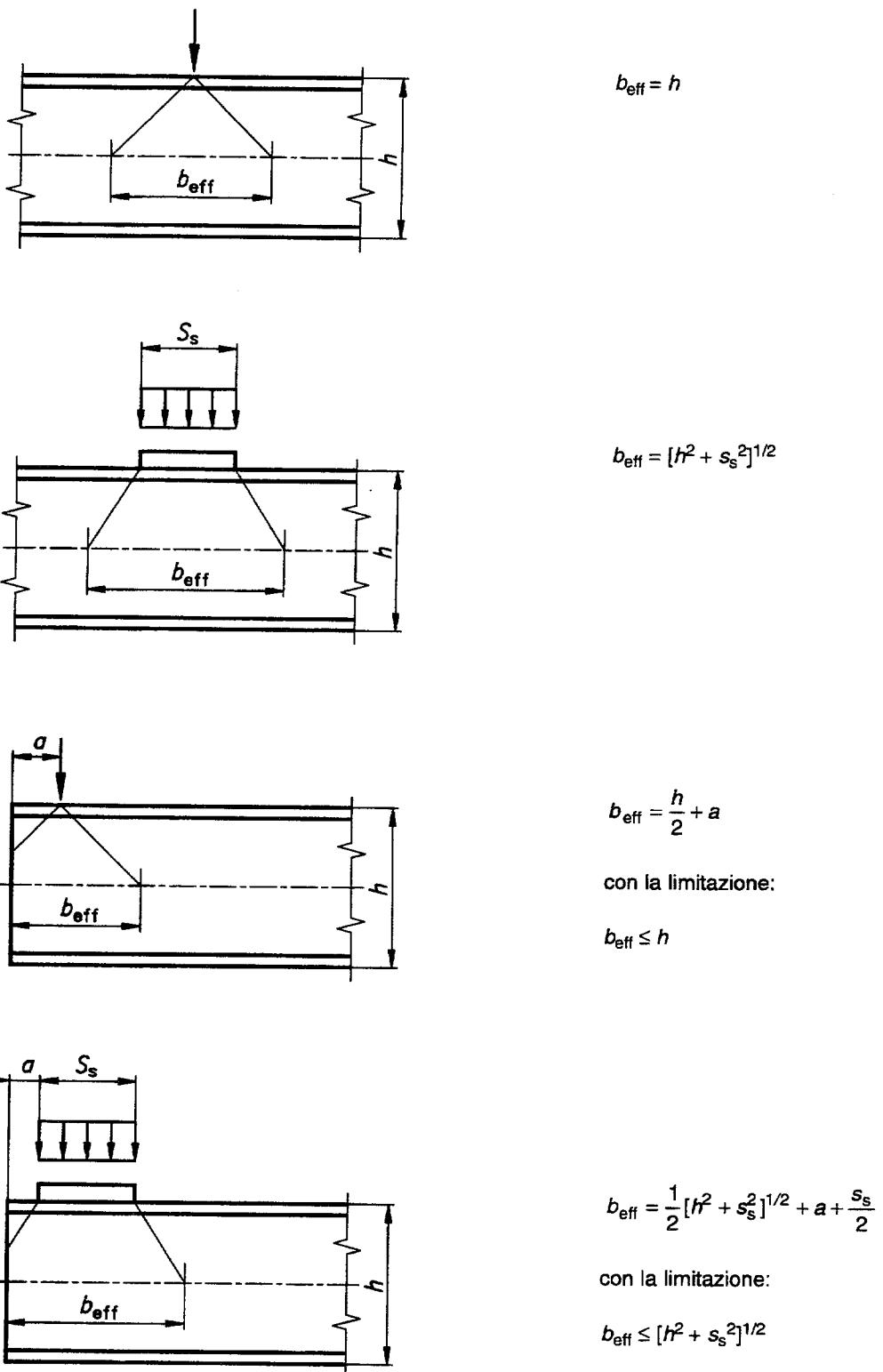


Fig. 5.7.3 - Larghezze efficaci per la resistenza all'instabilità dell'anima

5.7.6. Irrigidimenti trasversali

- (1) Quando si verifichi la resistenza all'instabilità, si raccomanda che il computo della sezione trasversale efficace di un irrigidimento includa una porzione di lamiera dell'anima pari a $30 \varepsilon t_w$, corrispondente a $15 \varepsilon t_w$ per ciascun lato dell'irrigidimento: vedere la fig. 5.7.4. Alla estremità della membratura (o in corrispondenza delle aperture nell'anima) si raccomanda che la dimensione di $15 \varepsilon t_w$ sia limitata alla effettiva dimensione disponibile.
- (2) Si raccomanda che la resistenza al carico di punta fuori del piano sia determinata come indicato in 5.5.1, usando la curva di instabilità c ed una lunghezza di libera inflessione l non minore di $0,75 d$, o maggiore se appropriata considerando le condizioni di vincolo.
- (3) Si raccomanda che gli irrigidimenti di estremità e gli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi interni siano normalmente disposti sui due lati e simmetrici rispetto alla mezzeria dell'anima.
- (4) Si raccomanda che gli irrigidimenti posizionati dove sono applicate forze esterne di rilevante intensità siano preferibilmente simmetrici.
- (5) Qualora siano applicati irrigidimenti su un solo lato o altri irrigidimenti asimmetrici, si raccomanda che l'eccentricità risultante sia tenuta in debito conto usando le prescrizioni riportate in 5.5.4.
- (6) Oltre alla verifica della resistenza all'instabilità, si raccomanda che la resistenza della sezione trasversale di un irrigidimento soggetto a carichi, sia pure verificata in prossimità della piattabanda caricata. Si raccomanda che la larghezza della porzione d'anima inclusa nella sezione trasversale efficace sia limitata a s_y (vedere 5.7.3) e siano tenuti in considerazione gli eventuali smussi fatti nell'irrigidimento per lasciare libera la zona della saldatura anima-piattabanda.
- (7) Per gli irrigidimenti trasversali è solo necessario verificare la resistenza all'instabilità, purché essi non siano soggetti a carichi esterni.

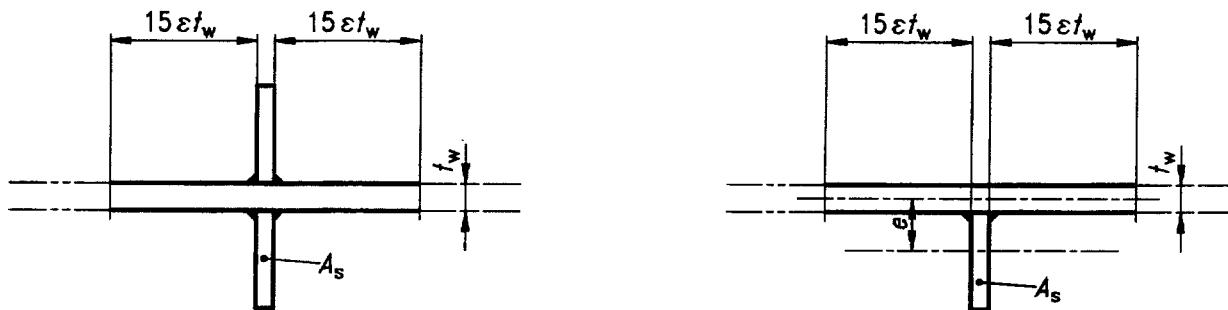


Fig. 5.7.4 - Sezione trasversale efficace degli irrigidimenti

5.7.7. Imbozzamento dell'anima indotto dalla piattabanda

- (1) Per prevenire la possibilità di imbozzamento della piattabanda compressa nel piano dell'anima, il rapporto d/t_w dell'anima deve soddisfare il seguente criterio:

$$d/t_w \leq k (E/f_{yf}) [A_w/A_{fc}]^{0,5} \quad [5.80]$$

dove: A_w è l'area dell'anima;

A_{fc} è l'area della piattabanda compressa;

f_{yf} è la resistenza allo snervamento della piattabanda compressa.

(2) Si raccomanda che il valore del coefficiente k sia preso come segue:

Piattabanda di classe 1 : 0,3

Piattabanda di classe 2 : 0,4

Piattabanda di classe 3 o classe 4 : 0,55

(3) Quando la trave è curvata nel piano verticale con la piattabanda compressa disposta nella parte concava, si raccomanda che il criterio sia così modificato:

$$d/t_w \leq \frac{k(E/f_{yf})(A_w/A_{fc})^{0,5}}{[1+dE/(3rf_{yf})]^{0,5}} \quad [5.81]$$

dove: r è il raggio di curvatura della piattabanda compressa.

(4) Quando la trave ha irrigidimenti d'anima trasversali, il valore limite di d/t_w può essere incrementato di conseguenza.

5.8. Strutture a maglie triangolari

5.8.1. Generalità

- (1) Le strutture a maglie triangolari quali le travi reticolari e le controventature con reticolo triangolare soggette ad azioni prevalentemente statiche possono essere analizzate assumendo che le estremità delle membrature siano idealmente incernierate.
- (2) In tali strutture la resistenza al carico di punta delle membrature compresse può essere determinata secondo quanto esposto in 5.5.1 per le membrature compresse o in 5.5.4 per la flessione e compressione assiale. La lunghezza di libera inflessione può essere determinata come descritto in 5.8.2. Per le membrature compresse composte vedere 5.9.

(3) Per il calcolo di angolari quali aste di parete: vedere 5.8.3.

(4) Per il progetto di torri tralicciate ed antenne: vedere la parte 3 dell'Eurocodice 3.

5.8.2. Lunghezza di libera inflessione delle membrature

- (1) Per i correnti in generale e per l'instabilità fuori-piano delle aste di parete, la lunghezza di libera inflessione ℓ deve essere assunta pari alla lunghezza di sistema L , salvo i casi in cui un valore inferiore è giustificato mediante analisi.
- (2) Le aste di parete possono essere progettate per l'instabilità nel piano usando una lunghezza di libera inflessione minore della lunghezza di sistema purché i correnti forniscano un appropriato vincolo all'estremità ed i collegamenti di estremità forniscano una adeguata rigidità (almeno 2 bulloni se la giunzione è bullonata).
- (3) In queste condizioni, nelle normali strutture a maglie triangolari la lunghezza di libera inflessione ℓ delle aste di parete per l'instabilità nel piano può essere presa pari a $0,9 L$, eccetto che per le aste con sezioni a L .
- (4) Per le sezioni angolari impiegate per le aste di parete in compressione, vedere 5.8.3.

5.8.3. Angolari quali aste di parete in compressione

- (1) Nel caso in cui i correnti forniscano un adeguato vincolo di estremità alle aste di parete ed i collegamenti di estremità delle aste di parete assicurino una adeguata rigidezza (almeno 2 bulloni se la giunzione è bullonata), le eccentricità possono essere trascurate e le rigidezze delle estremità possono essere tenute in conto nel progetto degli angolari usati quali aste di parete in compressione, usando un rapporto di snellezza efficace $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ ottenuto come segue:

- per l'instabilità intorno all'asse v-v:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff},v} = 0,35 + 0,7 \bar{\lambda}_v \quad [5.82]$$

- per l'instabilità intorno all'asse y-y:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff},y} = 0,50 + 0,7 \bar{\lambda}_y \quad [5.83]$$

- per l'instabilità intorno all'asse z-z:

$$\bar{\lambda}_{\text{eff},z} = 0,50 + 0,7 \bar{\lambda}_z \quad [5.84]$$

dove: $\bar{\lambda}$ è definita in 5.5.1.2 e gli assi sono definiti nella fig. 1.1.

- (2) Si raccomanda che questo rapporto di snellezza modificata $\bar{\lambda}_{\text{eff}}$ venga usato con la curva di instabilità c indicata in 5.5.1 per determinare la resistenza all'instabilità.
- (3) Qualora per le connessioni di estremità di aste di parete in angolari siano usati bulloni singoli o quando le connessioni di estremità abbiano una ridotta rigidezza, si raccomanda che l'eccentricità sia tenuta in considerazione come indicato in 5.5.4 e la lunghezza di libera inflessione ℓ sia assunta pari alla lunghezza di sistema L .

5.9. Membrature composte in compressione

5.9.1. Principi

- (1) Le membrature compresse composte, costituite da due o più elementi principali, collegati insieme ad intervalli in modo da formare una singola membratura composta, devono essere progettate introducendo una imperfezione geometrica equivalente comprendente una freccia iniziale e_0 non minore di $\ell/500$.
- (2) La deformazione della membratura composta deve essere presa in considerazione nel determinare le forze interne ed i momenti negli elementi principali, nei collegamenti interni ed in tutti gli elementi secondari quali tralicci o calastrelli.
- (3) Il calcolo degli elementi principali e secondari deve essere verificato impiegando i metodi descritti in 5.4 e 5.5. I collegamenti interni devono essere verificati come indicato nel punto 6.
- (4) I metodi di calcolo descritti in 5.9.2 e 5.9.5 sono applicabili solo alle membrature composte con due elementi principali, ad eccezione dei casi in cui sia esplicitamente dichiarato che essi possono essere applicati alle membrature aventi più di due componenti principali.
- (5) Oltre alla forza assiale, si raccomanda che siano tenute in debito conto le eventuali forze o momenti applicati alla membratura quali gli effetti del peso proprio o la resistenza della membratura al vento.

5.9.2. Membrature tralicciate compresse

5.9.2.1. Applicazione

- (1) Il metodo di calcolo fornito in questo sotto punto è relativo alla forza di compressione di progetto N_{Sd} applicata ad una membratura composta costituita da due correnti paralleli eguali aventi sezione trasversale uniforme, con un sistema di tralicci completamente a maglie triangolari supposto uniforme per tutta la lunghezza della membratura.
- (2) I correnti possono essere membrature ad anima piena o possono essere essi stessi tralicciati o calastrellati nel piano perpendicolare.
- (3) Qualora siano necessarie variazioni rispetto alle indicazioni sopra riportate, si raccomanda che la procedura sia, a seconda dei casi, integrata o modificata.

5.9.2.2. Dettagli costruttivi

- (1) Quando possibile, i sistemi di tralicciatura a singola diagonale sulle facce opposte degli elementi principali devono essere sistemi corrispondenti come mostrato nella fig. 5.9.1(a), disposti in modo tale che uno sia nell'ombra dell'altro.
- (2) I sistemi di tralicciatura a singola diagonale sulle facce opposte degli elementi principali non devono avere direzioni mutuamente opposte come mostrato nella fig. 5.9.1(b), salvo che possa essere accettata la deformazione torsionale risultante dei componenti principali.
- (3) Traversi di collegamento devono essere predisposti alle estremità dei sistemi di tralicciatura, nei punti in cui la tralicciatura è interrotta ed in corrispondenza delle connessioni con altre membrature.
- (4) I traversi di collegamento possono assumere l'aspetto di calastrelli in conformità con 5.9.3.2; in alternativa possono essere usati pannelli con controventi a croce di pari rigidezza.
- (5) Ad eccezione di questi traversi, se altri componenti perpendicolari all'asse longitudinale della membratura sono accoppiati a sistemi di tralicciatura a doppia intersezione [vedere fig. 5.9.2(a)] o a sistemi di tralicciatura ad intersezione semplice disposti in direzioni mutuamente opposte sulle facce opposte dei componenti principali [vedere fig. 5.9.2(b)], le forze interne risultanti prodotte nei tralicci a causa della continuità dei componenti principali devono essere determinate e considerate nel calcolo dei tralicci e dei loro collegamenti di estremità.
- (6) I tralicci devono essere fattivamente collegati agli elementi principali attraverso dispositivi di giunzione o per saldatura.

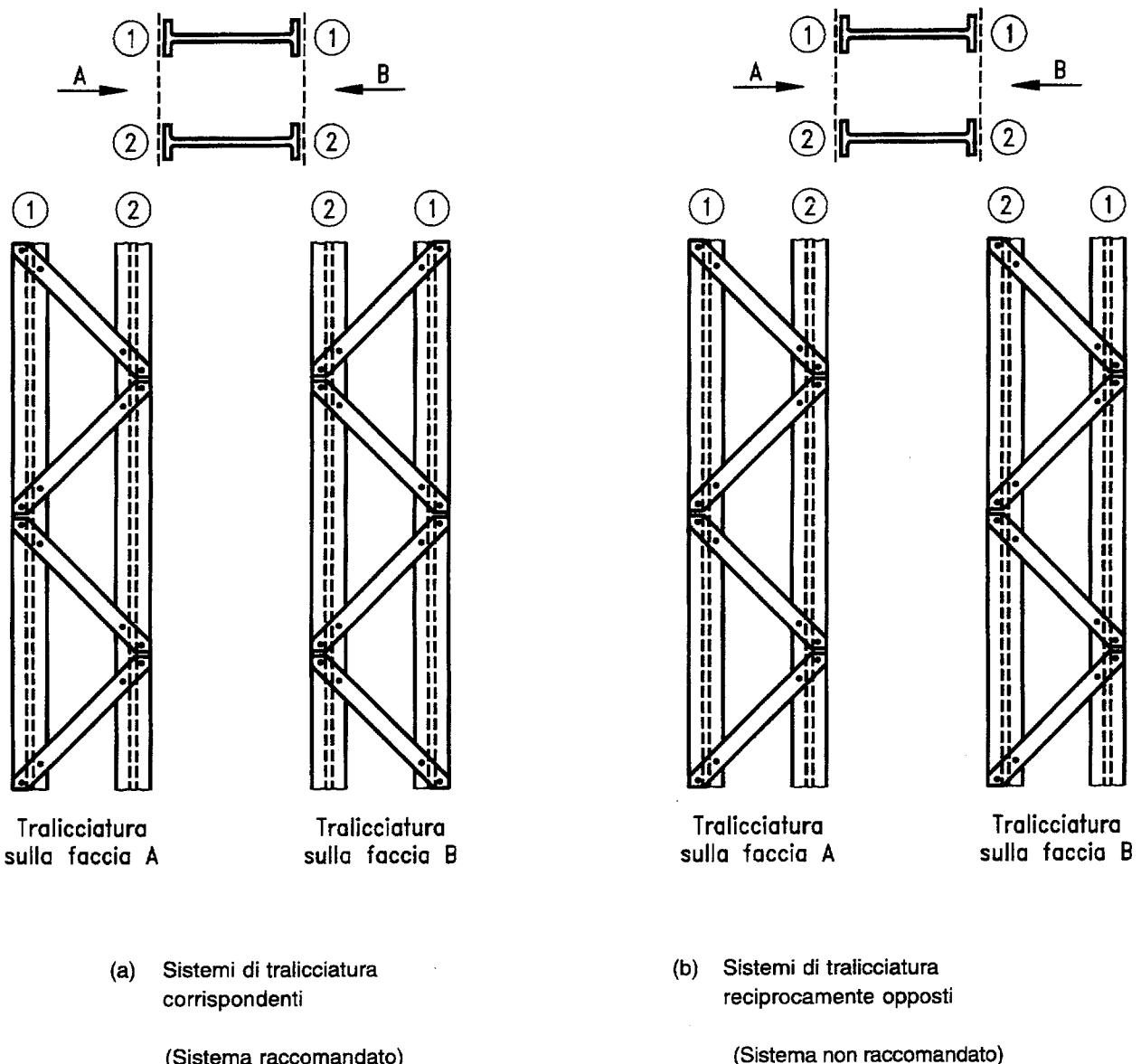
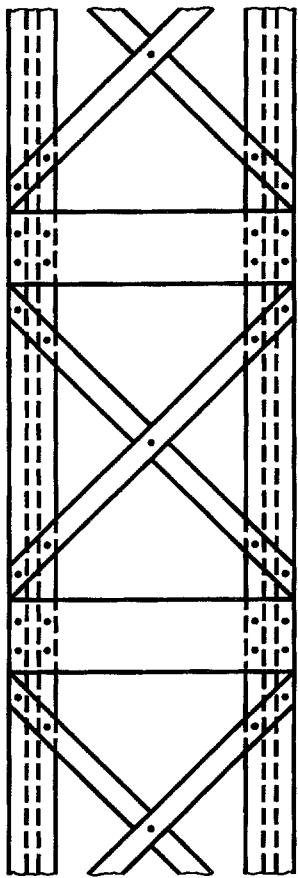
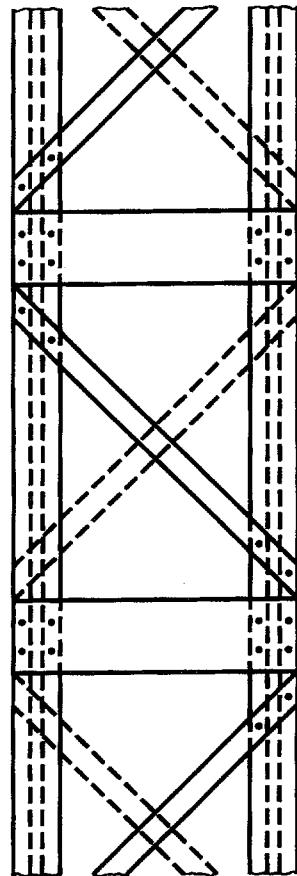


Fig. 5.9.1 - Sistemi di tralicciatura a singola diagonale sulle facce opposte degli elementi principali



(a) Sistemi di tralicciatura
a doppia intersezione



(b) Sistemi di tralicciatura
reciprocamente opposti

(Sistema non raccomandato)

Fig. 5.9.2 - Sistemi di tralicciatura accoppiati ad altri componenti perpendicolari all'asse longitudinale della membratura

5.9.2.3. Momento d'inerzia della sezione

- (1) Si raccomanda che il momento d'inerzia efficace I_{eff} di una membratura compressa tralicciata con due elementi principali sia assunto pari a:

$$I_{\text{eff}} = 0,5 h_0^2 A_f \quad [5.85]$$

dove: A_f è l'area della sezione trasversale di un corrente;

h_0 è la distanza fra i baricentri dei correnti.

5.9.2.4. Forze nella mezzeria dei correnti

- (1) Si raccomanda che la forza nella mezzeria del corrente $N_{f,Sd}$ sia determinata mediante l'equazione:

$$N_{f,Sd} = 0,5 N_{Sd} + M_s/h_0 \quad [5.86]$$

dove: $M_s = N_{Sd} e_0 / (1 - N_{Sd} / N_{cr} - N_{Sd} / S_v)$;

$e_0 = \ell / 500$ (vedere 5.9.1);

$N_{cr} = \pi^2 E I_{\text{eff}} / \ell^2$;

S_v è la rigidezza a taglio dei tralicci (l'azione tagliante richiesta per produrre una deformazione unitaria a taglio).

- (2) Valori di S_v per vari sistemi di tralicciature sono riportati nella fig. 5.9.3.

5.9.2.5. Resistenza all'instabilità dei correnti

- (1) Si raccomanda che la lunghezza di libera inflessione di un corrente nel piano di un sistema a traliccio sia presa pari alla lunghezza di sistema a fra le connessioni del traliccio.
- (2) In una membratura costituita da quattro correnti formati da angolari a lati uguali con tralicci in entrambe le direzioni, la lunghezza ℓ di libera inflessione per l'instabilità intorno all'asse più debole dipende dalla disposizione dei tralicci: vedere fig. 5.9.4.

5.9.2.6. Forze nei tralicci

- (1) Si raccomanda che nei tralicci le forze adiacenti alle estremità della membratura siano derivate dalla forza di taglio interna V_s pari a:

$$V_s = \pi M_s / \ell \quad [5.87]$$

dove: M_s è ricavato da 5.9.2.4.

La forza N_d in un elemento diagonale è data dalla equazione:

$$N_d = \frac{V_s d}{n h_0} \quad [5.88]$$

dove: d , n ed h_0 sono ricavati dalla fig. 5.9.3.

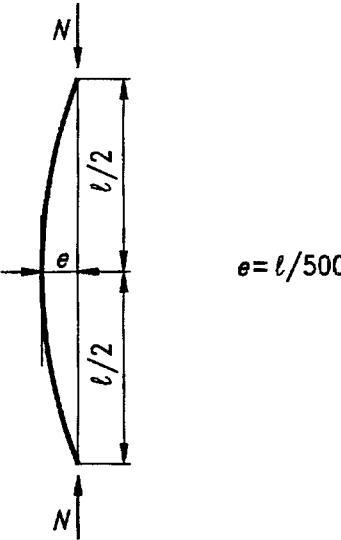
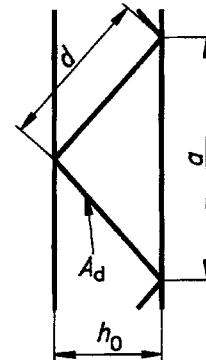
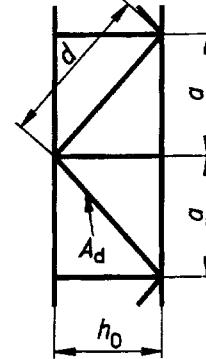
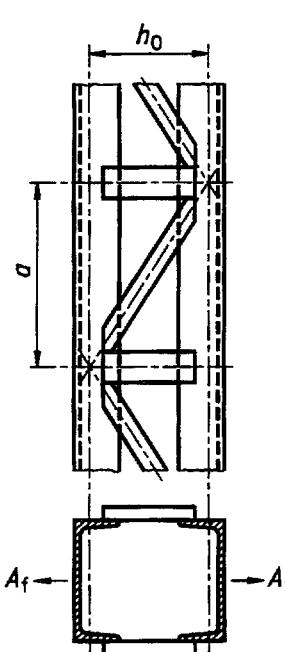
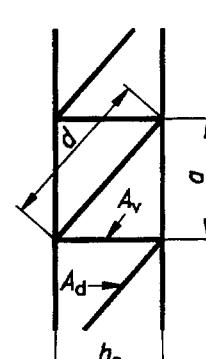
Sistema	S_v
 $e = l/500$	 $\frac{nEA_d a h_0^2}{2d^3}$
	$\frac{nEA_d a h_0^2}{d^3}$
	 $\frac{nEA_d a h_0^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d h_0^3}{A_v d^3} \right]}$
n è il numero dei piani di tralicciatura A_d e A_v si riferiscono al singolo piano	

Fig. 5.9.3 - Membratura tralicciata compressa

(segue)

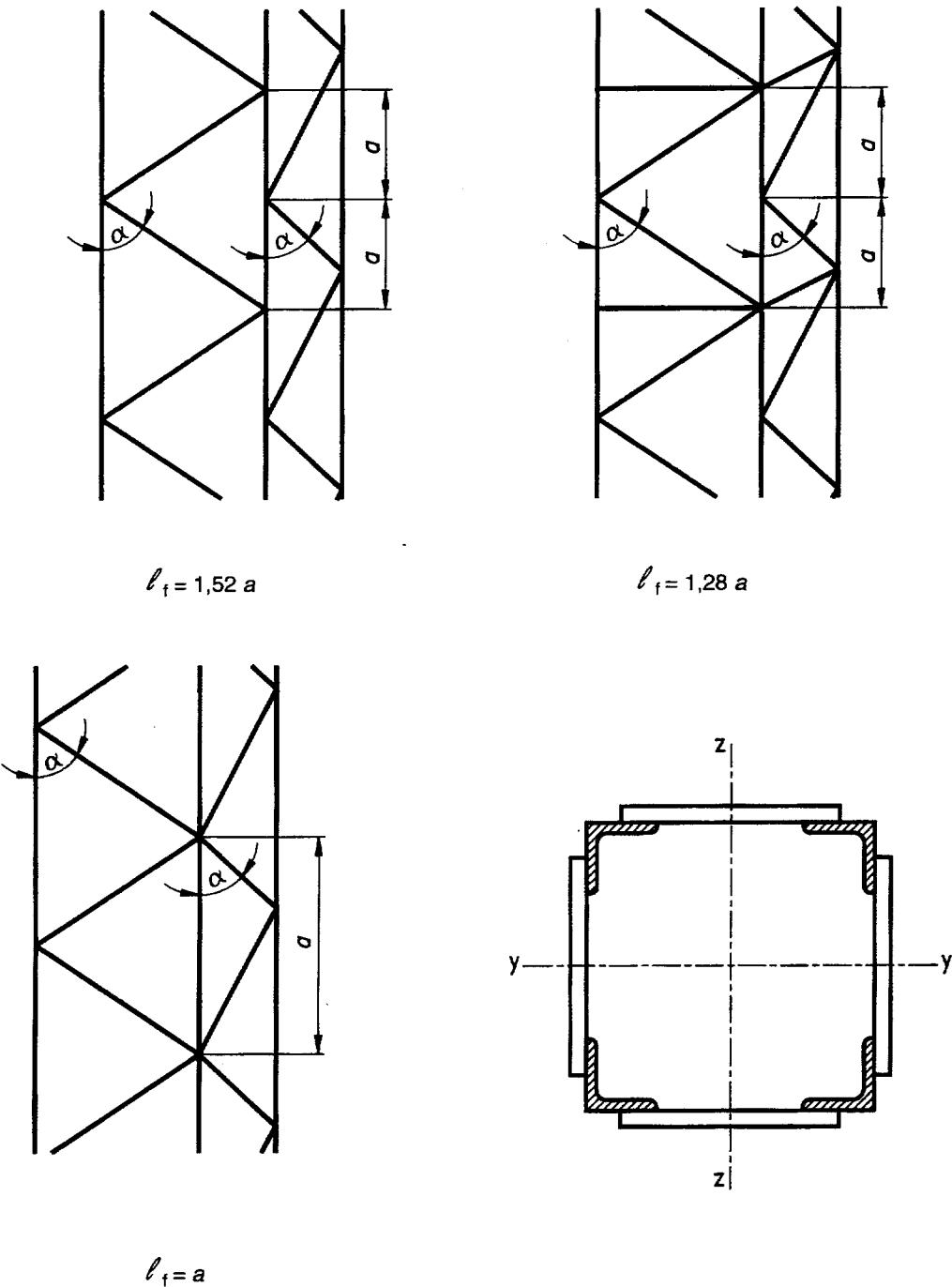


Fig. 5.9.4 - Lunghezza di libera inflessione dei correnti con sezione ad L nelle membrature tralicciate

5.9.3. Membrature calastrellate compresse

5.9.3.1. Applicazione

- (1) Il metodo di calcolo fornito in questo sotto punto è relativo alla forza di compressione di progetto N_{Sd} applicata ad una membratura composta costituita da due correnti paralleli eguali aventi sezione trasversale uniforme, spaziati lateralmente ed interconnessi per mezzo di calastrelli, che sono collegati rigidamente ai correnti ed intervallati uniformemente per tutta la lunghezza della membratura.
- (2) I correnti possono essere membrature piene o possono essere essi stessi tralicciati o calastrellati nel piano perpendicolare.
- (3) Qualora siano necessarie variazioni rispetto alla descrizione sopra riportata, si raccomanda che la procedura venga, a seconda dei casi, integrata o modificata.

5.9.3.2. Dettagli costruttivi

- (1) Calastrelli devono essere previsti a ciascuna estremità della membratura.
- (2) Si raccomanda che calastrelli siano inoltre disposti nei punti intermedi dove sono applicati carichi o dove sono previsti ritegni laterali.
- (3) Si raccomanda che calastrelli intermedi siano introdotti per dividere la lunghezza della membratura in almeno 3 campi. Devono esserci almeno 3 campi fra i punti che sono considerati vincolati lateralmente nel piano dei calastrelli. Si raccomanda che, per quanto possibile, i calastrelli intermedi siano intervallati e dimensionati uniformemente per tutta la lunghezza della membratura.
- (4) Qualora si dispongano piani paralleli di calastrelli, si raccomanda che i calastrelli in ciascun piano siano posizionati in modo opposto a quelli dell'altro piano.
- (5) Quando S_v è valutato trascurando la flessibilità dei calastrelli stessi [vedere 5.9.3.4(3)], si raccomanda che la larghezza di un calastrello di estremità lungo la membratura non sia inferiore ad h_o e la larghezza di un calastrello intermedio non sia minore di $0,5h_o$, dove h_o è la distanza fra i baricentri dei correnti.
- (6) Si raccomanda che ad eccezione del caso in cui la flessibilità dei calastrelli sia esplicitamente tenuta in considerazione nella valutazione di S_v , i calastrelli soddisfino pure la relazione:

$$\frac{n I_b}{h_o} \geq 10 \frac{I_f}{a} \quad [5.89]$$

dove: I_b è il momento d'inerzia nel piano di un calastrello;

I_f è il momento d'inerzia nel piano di un corrente;

h_o è la distanza fra i baricentri dei correnti;

a è la lunghezza di sistema fra i baricentri dei calastrelli;

n è il numero dei piani di calastrelli.

5.9.3.3. Momento d'inerzia della sezione

- (1) Si raccomanda che il momento d'inerzia efficace nel piano I_{eff} di una membratura compresa calastrellata con due elementi principali sia assunto pari a:

$$I_{eff} = 0,5 h_o^2 A_f + 2 \mu I_f \quad [5.90]$$

con μ ottenuto dalle seguenti equazioni:

$$\text{per } \lambda \leq 75$$

$$\text{allora: } \mu = 1$$

$$\text{per } 75 < \lambda < 150$$

$$\text{allora: } \mu = 2 - \lambda / 75$$

$$\text{per } \lambda \geq 150$$

$$\text{allora: } \mu = 0$$

nelle quali $\lambda = \ell / i_0$

dove: A_f è l'area della sezione trasversale di un corrente;

I_f è il momento d'inerzia di un corrente;

h_0 è la distanza fra i baricentri dei correnti;

$$i_0 = [0,5 I_1 / A_f]^{0,5}$$

I_1 è il valore di I_{eff} con $\mu = 1$.

5.9.3.4. Forze nella mezzeria dei correnti

(1) Si raccomanda che la forza nella mezzeria del corrente $N_{f,Sd}$ sia determinata mediante la relazione:

$$N_{f,Sd} = 0,5 (N_{Sd} + M_s h_0 A_f / I_{\text{eff}}) \quad [5.91]$$

dove: $M_s = N_{Sd} e_0 / (1 - N_{Sd}/N_{cr} - N_{Sd}/S_v)$

$$e_0 = \ell / 500 \text{ (vedere 5.9.1)}$$

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{\text{eff}} / \ell^2$$

(2) Purché il criterio indicato in 5.9.3.2(6) risulti soddisfatto, si raccomanda che la rigidezza al taglio S_v sia presa pari a:

$$S_v = 2\pi^2 E I_f / a^2 \quad [5.92]$$

(3) Qualora il criterio indicato in 5.9.3.2(6) non risulti soddisfatto, si raccomanda di tenere in considerazione la flessibilità dei calastrelli, determinando S_v dalla relazione:

$$S_v = \frac{24 E I_f}{a^2 \left[1 + \frac{2 I_f}{n I_b} \cdot \frac{h_0}{a} \right]} \quad \text{con la limitazione} \quad S_v \leq \frac{2\pi^2 E I_f}{a^2} \quad [5.93]$$

5.9.3.5. Resistenza all'instabilità dei correnti

(1) Si raccomanda che la lunghezza di libera inflessione di un corrente nel piano dei calastrelli sia presa pari alla lunghezza di sistema a fra i baricentri dei calastrelli.

5.9.3.6. Momenti e forze di taglio prodotti dalla calastrellatura

(1) Si raccomanda che i calastrelli, i loro collegamenti ai correnti ed i correnti stessi siano verificati per i momenti e le forze nel pannello terminale indicate nella fig. 5.9.5, dove la forza interna di taglio V_s si considera pari a:

$$V_s = \pi M_s / \ell \quad [5.94]$$

dove: M_s è ricavato da 5.9.3.4.

(2) Per gli scopi di questa verifica, si raccomanda di assumere la forza assiale in ciascun corrente pari a 0,5 N_{Sd} anche quando vi siano solo tre pannelli lungo lo sviluppo della membratura.

- (3) Nel caso di correnti aventi sezione trasversale non simmetrica (quali le sezioni a C), per gli scopi di questa verifica, i momenti resistenti plasticci ridotti, da impiegare nell'equazione riportata in 5.4.8.1(11), possono essere presi come il valore medio fra i momenti flettenti positivo e negativo.

5.9.4. Membrature composte da elementi ravvicinati

- (1) Le membrature compresse composte, quali quelle mostrate nella fig. 5.9.6, aventi i componenti principali in contatto o posti a piccola distanza e collegati mediante imbottiture, non è necessario che siano trattate come membrature calastrellate purché i componenti siano collegati a mezzo di bulloni o saldature ad interasse non maggiore di $15 i_{min}$, dove i_{min} è il raggio di inerzia minimo del componente principale.
- (2) Si raccomanda che i bulloni di interconnessione o le saldature siano calcolate per trasmettere il taglio longitudinale fra i componenti principali derivante dalla azione tagliante interna V_s .
- (3) V_s può essere preso pari al 2,5% della forza assiale nella membratura. In alternativa V_s può essere determinato come definito in 5.9.3.6.
- (4) Il taglio longitudinale per ciascun collegamento può essere preso pari a $0,25 V_s a / i_{min}$, dove a è la lunghezza di sistema dei componenti principali fra i centri dei collegamenti.

5.9.5. Membrature in angolari calastrellati posti a croce

- (1) Le membrature compresse composte da due angolari eguali, collegati mediante coppie di calastrelli in due piani perpendicolari come mostrato nella fig. 5.9.7, possono essere verificati per l'instabilità intorno all'asse y-y come un'unica membratura singola, purché le lunghezze di libera inflessione nei due piani perpendicolari y-y e z-z siano uguali ed a condizione che l'interasse fra le coppie di calastrelli non sia maggiore di $70 i_{min}$, dove i_{min} è il raggio di inerzia minimo di un angolare.
- (2) Nel caso di angolari a lati disuguali si può assumere che:

$$i_y = i_0 / 1,15 \quad [5.95]$$

dove: i_0 è il raggio di inerzia minimo della membratura composta.

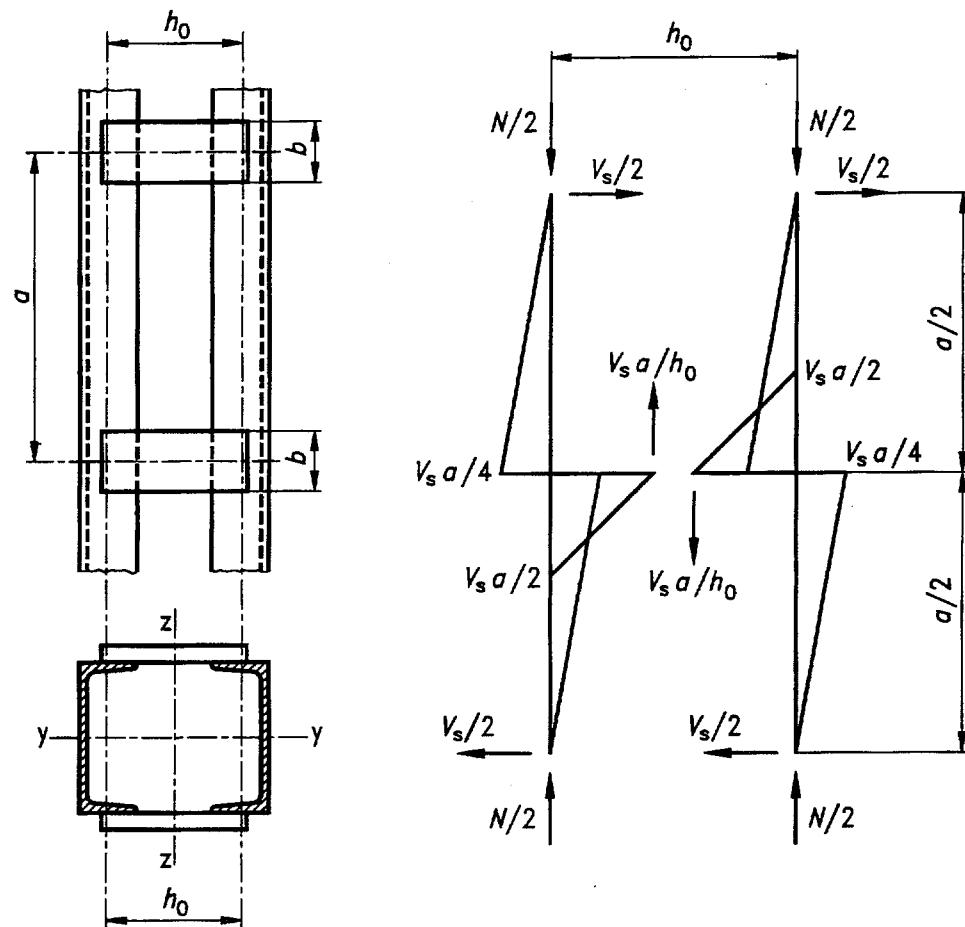


Fig. 5.9.5 - Membratura calastrellata compressa

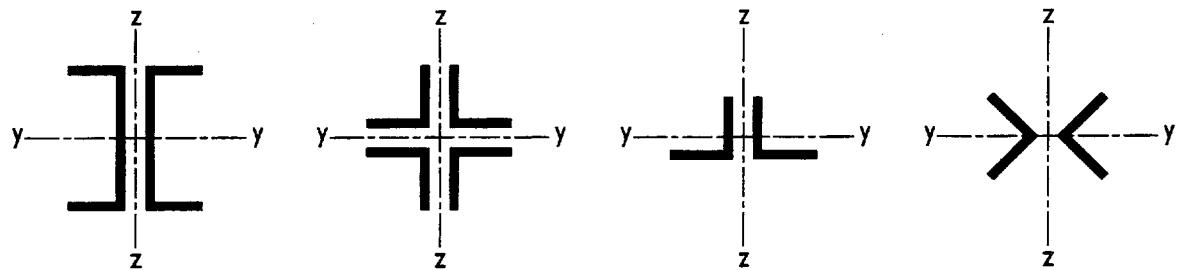


Fig. 5.9.6 - Membrature composte da elementi ravvicinati

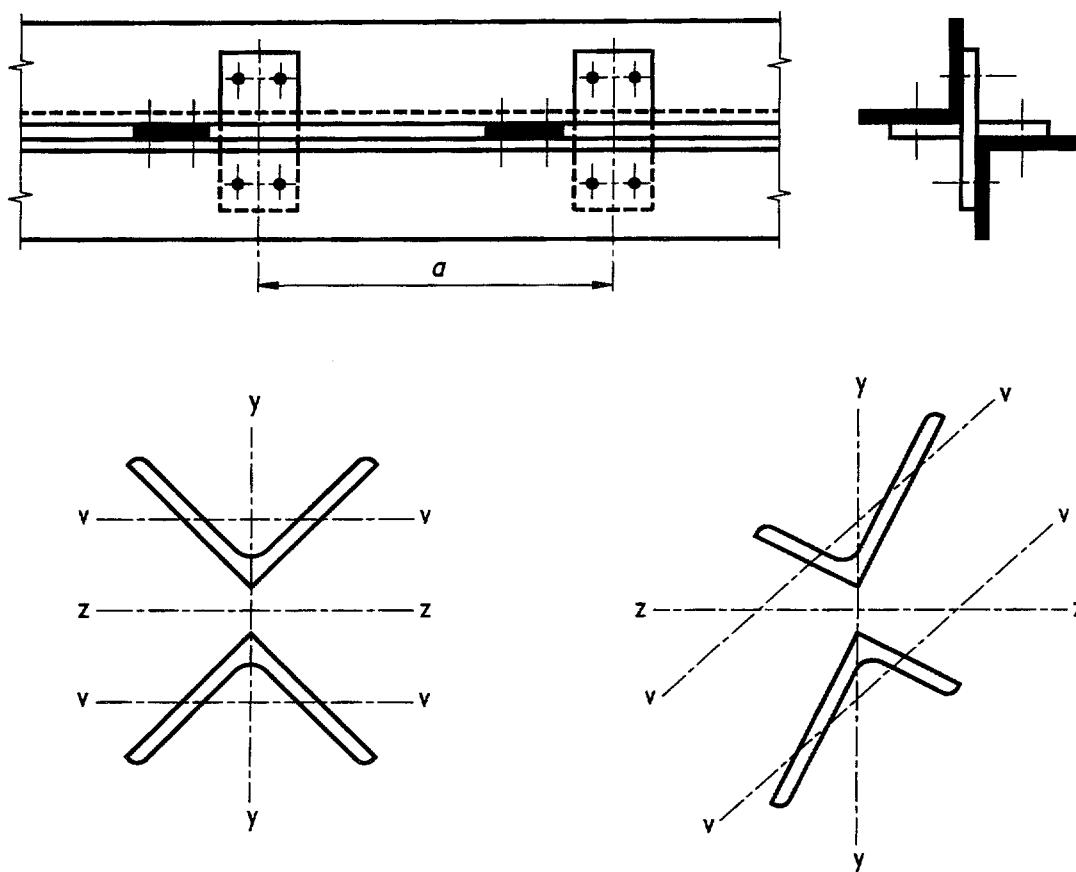


Fig. 5.9.7 - Membrature in angolari calastrellati posti a croce

6. Collegamenti soggetti a carichi statici

6.1. Principi

6.1.1. Generalità

- (1) Tutti i collegamenti devono avere una resistenza di progetto tale che la struttura rimanga efficiente e sia in grado di soddisfare tutti i requisiti fondamentali per il progetto indicati nel punto 2.
- (2) I coefficienti parziali di sicurezza γ_M devono essere assunti come di seguito indicato:

- resistenza dei collegamenti bullonati: $\gamma_{Mb} = \boxed{1,25}$

- resistenza dei collegamenti chiodati: $\gamma_{Mr} = \boxed{1,25}$

- resistenza dei collegamenti con perni: $\gamma_{Mp} = \boxed{1,25}$

- resistenza dei collegamenti saldati: $\gamma_{Mw} = \boxed{1,25}$

- resistenza allo scorrimento: $\gamma_{Ms} = \text{vedere 6.5.8.1}$

- resistenza delle giunzioni di travi reticolari
in profilati cavi: γ_{Mj} vedere l'appendice K
- resistenza degli elementi e sezioni
trasversali: γ_{M0}, γ_{M1} e γ_{M2} vedere 5.1.1

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

6.1.2. Forze e momenti applicati

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

6.1.3. Resistenza dei collegamenti

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

6.1.4. Ipotesi di progetto

- (1) I collegamenti possono essere progettati distribuendo le forze ed i momenti interni nel modo che risulta il più razionale purché:
 - (a) le forze ed i momenti interni assunti siano in equilibrio con le forze ed i momenti applicati;
 - (b) ciascun elemento del collegamento sia in grado di resistere alle forze ed alle sollecitazioni considerate nell'analisi;
 - (c) le deformazioni derivanti da questa distribuzione non superino la capacità di deformazione dei dispositivi di giunzione o saldature e delle parti collegate;
 - (d) le deformazioni assunte in qualsiasi modello di progetto basato sulle linee di snervamento siano basate su rotazioni rigide (e deformazioni nel piano) che siano fisicamente possibili.
- (2) Inoltre, la distribuzione assunta delle forze interne deve essere realistica per quanto riguarda le rigidezze relative nel giunto. Le forze interne cercheranno di seguire il percorso di maggior rigidità. Tale percorso deve essere identificato con chiarezza e coerentemente seguito lungo tutto il progetto del collegamento.
- (3) Non è normalmente necessario calcolare le sollecitazioni residue e le sollecitazioni dovute al serraggio dei dispositivi di giunzione e all'usuale prassi di assemblaggio.

6.1.5. **Fabbricazione e montaggio**

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

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

6.2. **Intersezioni**

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

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

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

6.4. Classificazione dei collegamenti

6.4.1. Generalità

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

6.4.2. Classificazione secondo la rigidità

6.4.2.1. Collegamenti a cerniera

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

6.4.2.2. Collegamenti rigidi

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

6.4.2.3. Collegamenti semirigidi

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

6.4.3. Classificazione secondo la resistenza

6.4.3.1. Collegamenti a cerniera

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

6.4.3.2. Collegamenti a completo ripristino di resistenza

- (1) La resistenza di progetto di un collegamento a completo ripristino di resistenza deve essere almeno uguale a quella dell'elemento collegato.
- (2) Qualora la capacità di rotazione di un collegamento a completo ripristino di resistenza sia limitata, devono essere tenuti in considerazione gli effetti prodotti dall'eccessiva resistenza. Se la resistenza di progetto del collegamento è almeno 1,2 volte la resistenza plastica di progetto dell'elemento, non è necessario verificare la capacità di rotazione del collegamento.
- (3) La rigidità di un collegamento a completo ripristino di resistenza deve essere tale che, sotto i carichi di progetto, le rotazioni nelle cerniere plastiche necessarie non eccedano le loro capacità di rotazione.

6.4.3.3. Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

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

6.5. Collegamenti con bulloni, chiodi o perni

6.5.1. Posizionamento dei fori per bulloni e chiodi

6.5.1.1. Principi

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

6.5.1.2. Distanza minima dall'estremità

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

6.5.1.3. Distanza minima dal bordo

- (1) La distanza dal bordo e_2 , dal centro del foro di un dispositivo di giunzione al bordo adiacente di una qualsiasi parte, misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1), non deve essere di norma minore di $1,5 d_0$.

- (2) La distanza dal bordo può essere ridotta fino ad un valore non minore di $1,2 d_0$ purché la resistenza di progetto al rifollamento sia ridotta di conseguenza come indicato in 6.5.5 o 6.5.6.

6.5.1.4. Distanze massime dall'estremità e dal bordo

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

6.5.1.5. Interasse minimo

- (1) L'interasse p_1 fra i centri dei fori dei dispositivi di giunzione, nella direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1), non deve essere minore di $2,2 d_0$. Tale interasse deve essere aumentato, se necessario, per assicurare una adeguata resistenza al rifollamento: vedere 6.5.5 e 6.5.6.
- (2) L'interasse p_2 fra le file dei dispositivi di giunzione, misurato perpendicolarmente alla direzione di applicazione del carico (vedere fig. 6.5.1) non deve normalmente essere minore di $3,0 d_0$. Tale interasse può essere ridotto a $2,4 d_0$ purché la resistenza di progetto al rifollamento venga di conseguenza ridotta: vedere 6.5.5 e 6.5.6.

6.5.1.6. Interasse massimo per elementi compressi

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

6.5.1.7. Interasse massimo per elementi tesi

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

6.5.1.8. Fori asolati

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

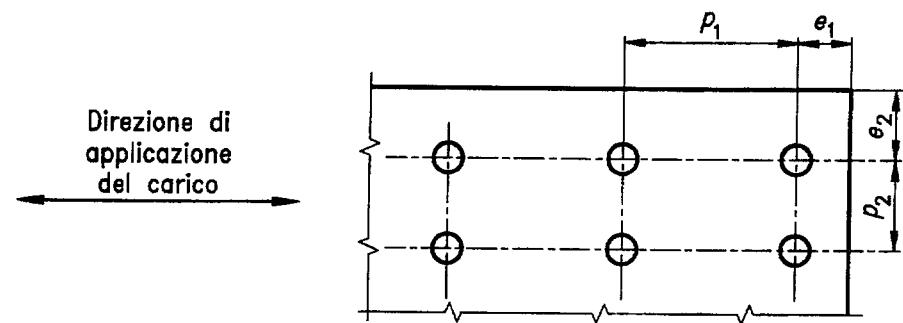


Fig. 6.5.1 - Simboli per la spaziatura dei dispositivi di giunzione

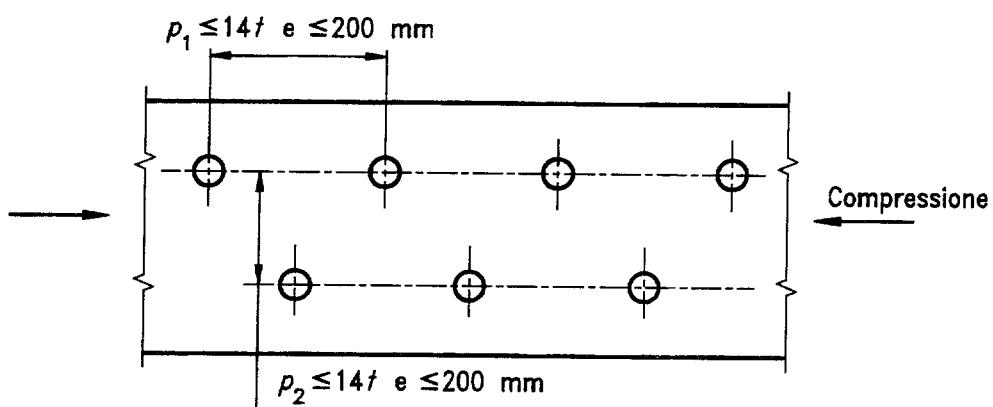


Fig. 6.5.2 - Spaziatura sfalsata - compressione

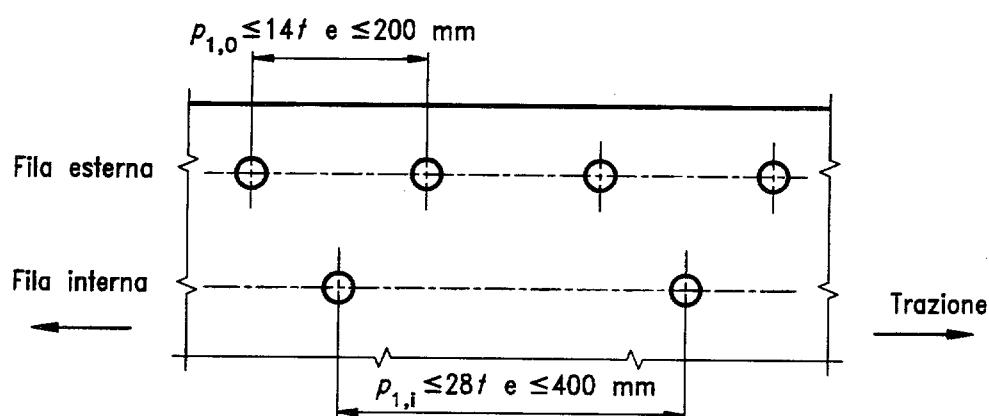


Fig. 6.5.3 - Spaziatura in componenti tesi

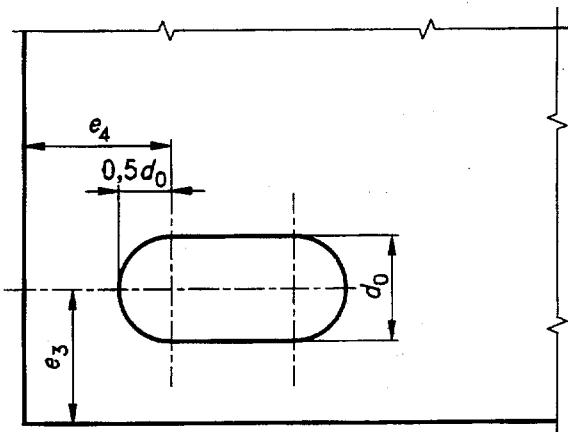


Fig. 6.5.4 - Distanze dalle estremità e dal bordo per fori asolati

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

6.5.2.1. Generalità

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

6.5.2.2. Resistenza di progetto a rottura per taglio

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

$$V_{\text{eff.Rd}} = \left(f_y / \sqrt{3} \right) A_{v,\text{eff}} / \gamma_{M0} \quad [6.1]$$

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

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

$$A_{v,\text{eff}} = t \cdot L_{v,\text{eff}}$$

$$\text{dove: } L_{v,\text{eff}} = L_v + L_1 + L_2 \quad \text{con la limitazione} \quad L_{v,\text{eff}} \leq L_3$$

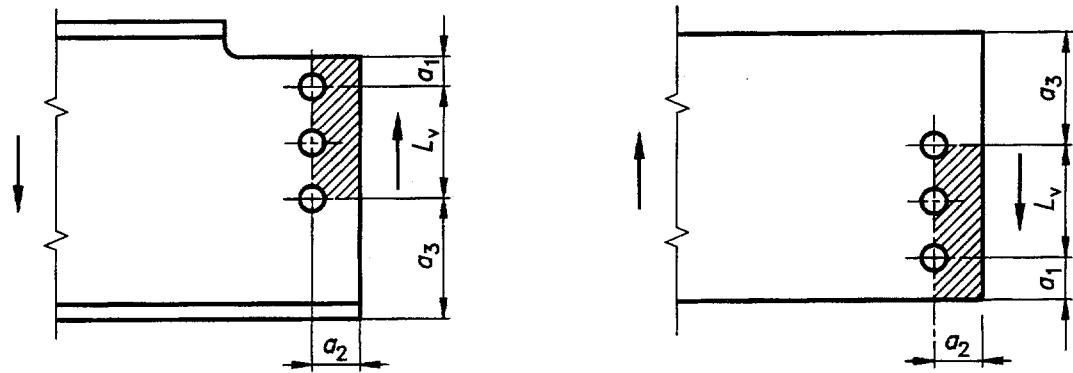
nella quale:

$$L_1 = a_1 \quad \text{con la limitazione} \quad L_1 \leq 5 \cdot d$$

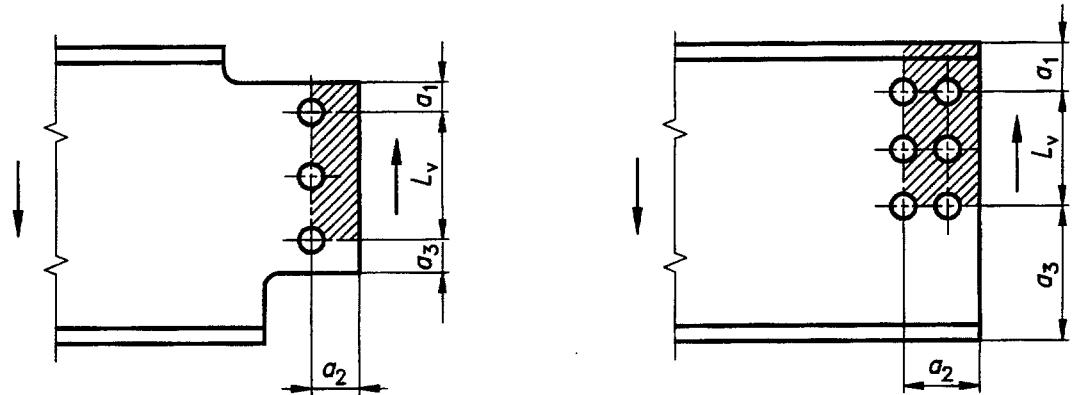
$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t}) (f_u / f_y)$$

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

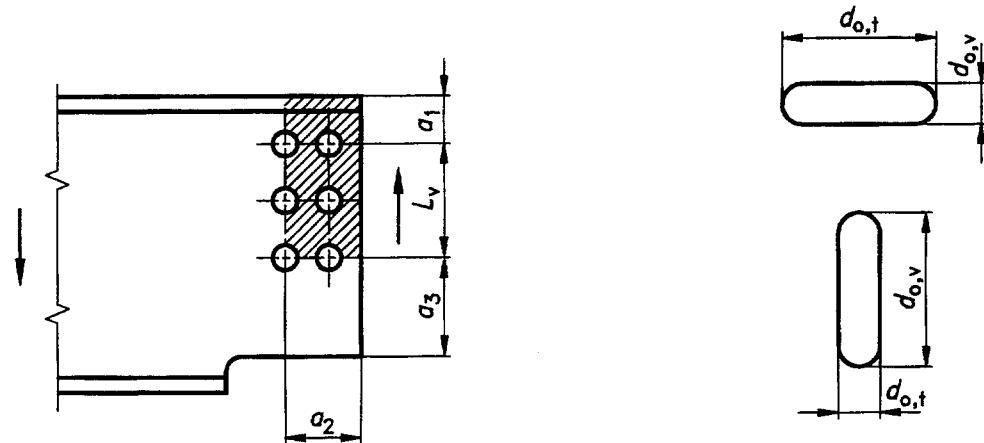
- dove: a_1, a_2, a_3 e L_v sono indicate in fig. 6.5.5;
- d è il diametro nominale del dispositivo di giunzione;
- $d_{0,t}$ è la larghezza della superficie trazionata del foro, in genere il suo diametro, ma per fori asolati orizzontali si deve considerare la lunghezza dell'asola;
- $d_{0,v}$ è la larghezza della superficie del foro soggetta a taglio, in genere il diametro del foro, ma per fori asolati verticali si deve considerare la lunghezza dell'asola;
- n è il numero dei fori per dispositivi di giunzione nella superficie soggetta a taglio
- t è lo spessore dell'anima o della squadretta;
- k è un coefficiente con i seguenti valori:
◊ per una fila di bulloni: $k = 0,5$;
◊ per due file di bulloni: $k = 2,5$.



a) Estremità semplice



b) Estremità mortesata



c) Estremità con doppia mortesatura

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

6.5.2.3. Angolari collegati ad una sola ala

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

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

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

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

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

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

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

Prospetto 6.5.1 - Fattori riduttivi β_2 e β_3

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

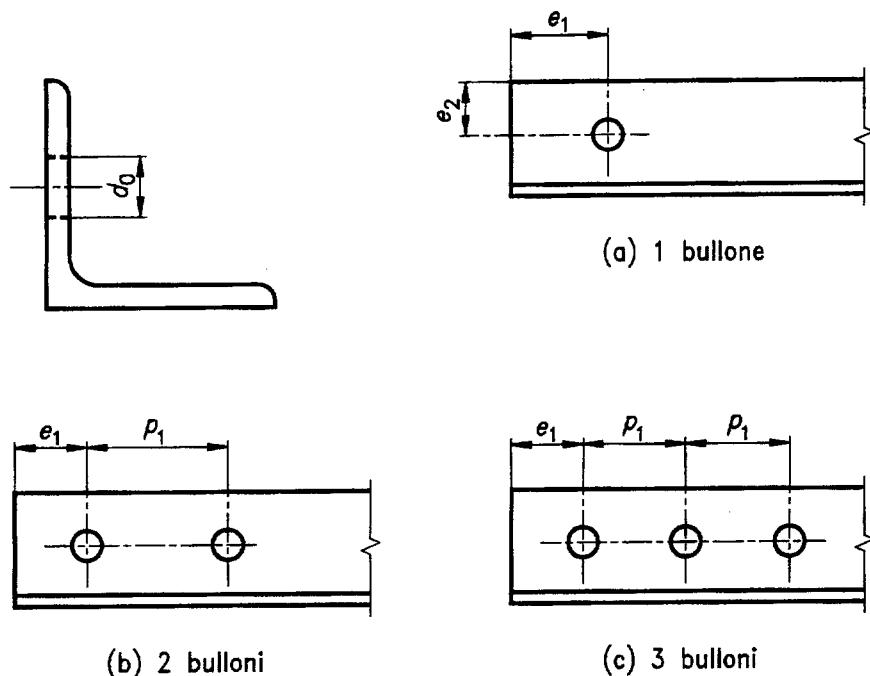


Fig. 6.5.6 - Collegamenti di angolari

6.5.3. Categorie di collegamenti bullonati

6.5.3.1. Collegamenti sollecitati a taglio

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

$$N_{\text{net},\text{Rd}} = A_{\text{net}} f_y / \gamma_M 0$$

[5.14]

(segue)

Prospetto 6.5.2 - Categorie di collegamenti bullonati

Collegamenti sollecitati a taglio			
Categoria	Criterio		Note
A A taglio	$F_{v,Sd}$	$\leq F_{v,Rd}$	Non è richiesto precarico.
	$F_{v,Sd}$	$\leq F_{b,Rd}$	Tutte le classi da 4.6 a 10.9.
B Ad attrito resistente allo stato limite di servizio	$F_{v,Sd,ser}$	$\leq F_{s,Rd,ser}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati.
	$F_{v,Sd}$	$\leq F_{v,Rd}$	Assenza di scorrimento allo stato limite di servizio.
	$F_{v,Sd}$	$\leq F_{b,Rd}$	
C Ad attrito resistente allo stato limite ultimo	$F_{v,Sd}$	$\leq F_{vs,Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati.
	$F_{v,Sd}$	$\leq F_{b,Rd}$	Assenza di scorrimento allo stato limite ultimo.
Collegamenti caricati a trazione			
Categoria	Criterio		Note
D Non precaricati	$F_{t,Sd}$	$\leq F_{t,Rd}$	Non è richiesto precarico.
			Tutte le classi da 4.6 a 10.9.
E Pecaricati	$F_{t,Sd}$	$\leq F_{t,Rd}$	Bulloni ad alta resistenza precaricati.

Simbologia:

$F_{v,Sd,ser}$	= Forza di progetto a taglio per ogni bullone allo stato limite di servizio
$F_{v,Sd}$	= Forza di progetto a taglio per ogni bullone allo stato limite ultimo
$F_{v,Rd}$	= Resistenza di progetto a taglio di un bullone
$F_{b,Rd}$	= Resistenza di progetto a rifollamento di un bullone
$F_{s,Rd,ser}$	= Resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone allo stato limite di servizio
$F_{s,Rd}$	= Resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone allo stato limite ultimo
$F_{t,Sd}$	= Forza di progetto a trazione per ogni bullone allo stato limite ultimo
$F_{t,Rd}$	= Resistenza di progetto a trazione di un bullone

6.5.3.2. Collegamenti caricati a trazione

- (1) Il calcolo di un collegamento bullonato caricato a trazione deve essere svolto in conformità ad una delle seguenti categorie (vedere prospetto 6.5.2).
- (2) Categoria D: collegamenti con bulloni non precaricati
In questa categoria devono essere impiegati bulloni ordinari (prodotti con acciaio a basso contenuto di carbonio) o bulloni ad alta resistenza fino alla classe 10.9 compresa.
Non è richiesto precarico. Questa categoria non deve essere usata qualora i collegamenti siano frequentemente soggetti a variazioni della forza di trazione. Essi tuttavia possono essere impiegati nei collegamenti calcolati per resistere ai normali carichi di vento.

(3) **Categoria E:** collegamenti con bulloni ad alta resistenza precaricati

In questa categoria si devono impiegare bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla "Norma di riferimento" 8. Tale precarico migliora la resistenza a fatica. L'entità del miglioramento dipende comunque dai dettagli costruttivi e dalle tolleranze.

(4) Per i collegamenti caricati a trazione di entrambe le categorie D ed E non è necessario alcun trattamento delle superfici di contatto, ad eccezione dei collegamenti di categoria E soggetti alla combinazione di trazione e taglio (combinazione E-B oppure E-C).

6.5.4. Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione

(1) La distribuzione delle forze interne fra i dispositivi di giunzione allo stato limite ultimo deve essere proporzionale alla distanza dal centro di rotazione [vedere la fig. 6.5.7(a)] nei seguenti casi:

◊ collegamenti resistenti ad attrito di categoria C;

◊ altri collegamenti a taglio dove la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$ di un dispositivo di giunzione è inferiore alla resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$.

(2) Negli altri casi la distribuzione delle forze interne fra i dispositivi di giunzione allo stato limite ultimo può essere o come indicato in (1) o altrimenti plastica: vedere la fig. 6.5.7. Può essere ipotizzata ogni ragionevole distribuzione purché essa soddisfi i requisiti indicati in 6.1.4.

(3) In un giunto a sovrapposizione, si deve assumere per ciascun dispositivo di giunzione la stessa resistenza al rifollamento in ogni particolare direzione.

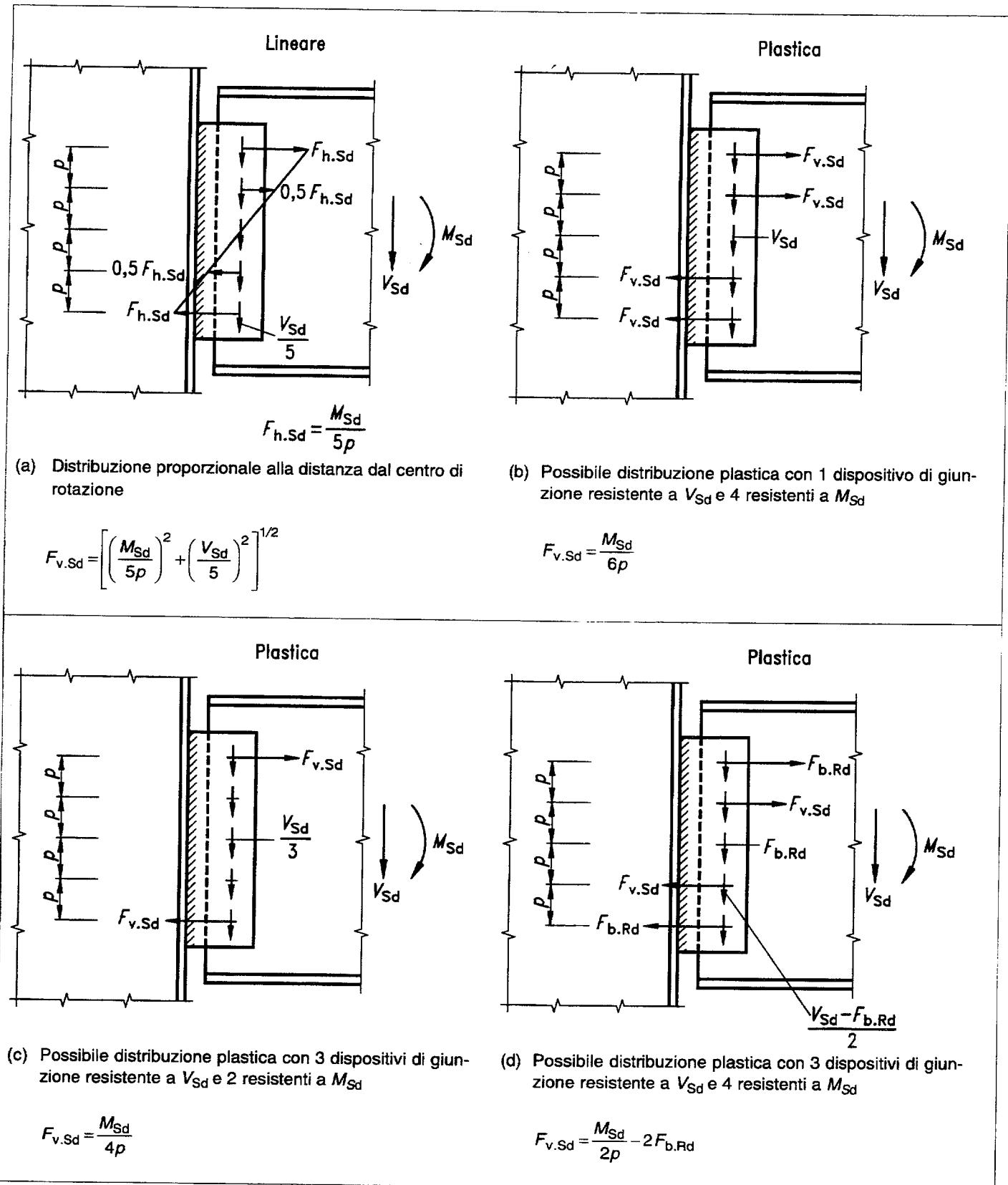


Fig. 6.5.7 - Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione

(segue)

6.5.5. Resistenza di progetto dei bulloni

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

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_M b \quad [6.5]$$

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

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

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

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

- (6) Le resistenze di progetto a trazione ed a taglio attraverso la porzione filettata fornite dal prospetto 6.5.3 sono limitate ai bulloni fabbricati in conformità alla "Norma di riferimento" 3. Per altri tipi con filettature ottenute per asportazione di truciolo, quali bulloni di ancoraggio o tiranti fabbricati da barre tonde di acciaio dove le filettature siano ottenute per asportazione di truciolo dal fabbricante delle strutture di acciaio e non da un produttore di bulloneria specializzato, i relativi valori ricavati dal prospetto 6.5.3 devono essere ridotti moltiplicandoli per un coefficiente di 0,85.

Prospetto 6.5.3 - Resistenza di progetto dei bulloni**Resistenza a taglio per piano di taglio:**

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

◊ per classi di resistenza 4.6, 5.6 e 8.8:

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

◊ per classi di resistenza 4.8, 5.8 e 10.9:

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

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

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

Resistenza a rifollamento: *)

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

dove: α è il minore fra:

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

Resistenza a trazione:

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

A è l'area della sezione linda del bullone;

A_s è l'area sollecitata a trazione del bullone;

d è il diametro del bullone;

d_0 è il diametro del foro.

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

- (7) Il valore della resistenza di progetto a taglio $F_{v.Rd}$ fornito dal prospetto 6.5.3 si applica solo quando i bulloni sono usati in fori aventi giochi foro-bullone nominali non eccedenti quelli specificati in 7.5.2(1) per i fori normali.

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

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

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

*) Con la limitazione $F_{b,Rd} \leq 2,0 f_{ub} d t$.

6.5.6. Resistenza di progetto dei chiodi

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

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

Prospetto 6.5.5 - Resistenza di progetto dei chiodiResistenza a taglio per piano di taglio:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{Mr}}$$

Resistenza a rifollamento:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d_0 t}{\gamma_{Mr}}$$

dove: α è il minore fra:

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

Resistenza a trazione:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{Mr}}$$

A_0 è l'area del foro del chiodo;

d_0 è il diametro del foro del chiodo;

f_{ur} è la specificata resistenza a trazione ultima del chiodo.

- (4) I valori forniti nel prospetto 6.5.5 per la resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ si applicano solo quando la distanza dal bordo e_2 non sia minore di 1,5 d_0 e l'interasse p_2 , misurato trasversalmente alla direzione di applicazione del carico, sia almeno 3,0 d_0 .
- (5) Per valori inferiori di e_2 e/o p_2 sarà applicata a $F_{b,Rd}$ la stessa riduzione indicata in 6.5.5(10) per i bulloni.
- (6) Per acciaio di tipo Fe 360 il valore di f_{ur} del chiodo ribattuto ("as driven") può essere preso pari a 400 N/mm².
- (7) *Quale regola generale, la lunghezza di serraggio di un chiodo non deve superare 4,5 d per chiodature eseguite a martello e 6,5 d per chiodature realizzate alla pressa.*

6.5.7. Bulloni e chiodi a testa svasata

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

- (3) La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ di un bullone o chiodo a testa svasata deve essere calcolata come specificato rispettivamente in 6.5.5 o in 6.5.6, con metà della profondità della svasatura dedotta dallo spessore t della relativa parte giuntata.

6.5.8. Bulloni ad alta resistenza nei collegamenti ad attrito

6.5.8.1. Resistenza allo scorrimento

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

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

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

μ è il coefficiente di attrito, vedere 6.5.8.3;

n è il numero delle superfici di scorrimento.

- (2) Il valore di k_s deve essere determinato come segue:

◊ quando i fori in tutti i piatti hanno gioco foro-bullone "normale", come specificato in 7.5.2(1):

$$k_s = 1,0$$

◊ per fori maggiorati, come specificato in 7.5.2(6), o per fori ad asola corta, come specificato in 7.5.2(9):

$$k_s = 0,85$$

◊ per fori ad asola lunga, come specificato in 7.5.2(10):

$$k_s = 0,7$$

- (3) Per bulloni disposti in fori aventi il gioco foro-bullone "normale" e per bulloni in fori asolati con l'asse dell'asola perpendicolare alla direzione di applicazione del carico, il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Ms} per la resistenza allo scorrimento deve essere preso pari a:

$$\gamma_{Ms,ult} = \boxed{1,25} \text{ per lo stato limite ultimo;}$$

$$\gamma_{Ms,ser} = \boxed{1,10} \text{ per lo stato limite di servizio.}$$

- (4) I collegamenti con bulloni in fori maggiorati o in fori asolati con l'asse dell'asola parallelo alla direzione di applicazione del carico devono essere calcolati come appartenenti alla categoria C, resistenti allo scorrimento allo stato limite ultimo.

In questo caso il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza allo scorrimento deve essere preso pari a:

$$\gamma_{Ms,ult} = \boxed{1,40}$$

6.5.8.2. Precarico

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

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s$$

[6.8]

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

6.5.8.3. Coefficiente di attrito

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

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

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

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

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

- (2) La classificazione di ogni trattamento superficiale deve essere basata su prove su campioni rappresentativi delle superfici impiegate nella struttura, utilizzando la procedura descritta nella "Norma di riferimento" 8.
- (3) Qualora le superfici di contatto siano state trattate in conformità alla "Norma di riferimento" 8, i seguenti trattamenti superficiali possono essere classificati senza ulteriore sperimentazione.

Nella classe A: - superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e da valangature;

- superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia e metallizzate a spruzzo con alluminio;

- superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia e metallizzate a spruzzo con una vernice a base di zinco certificata per assicurare un coefficiente di attrito non minore di 0,5.

Nella classe B: - superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia e vernicate con silicato di zinco alcalino applicando uno spessore dello strato di 50-80 μm .

Nella classe C: - superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine.

Nella classe D: - superfici non trattate.

6.5.8.4. Combinazione di trazione e taglio

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

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

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

[6.9]

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

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

[6.10]

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

6.5.9. Forze per effetto leva

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

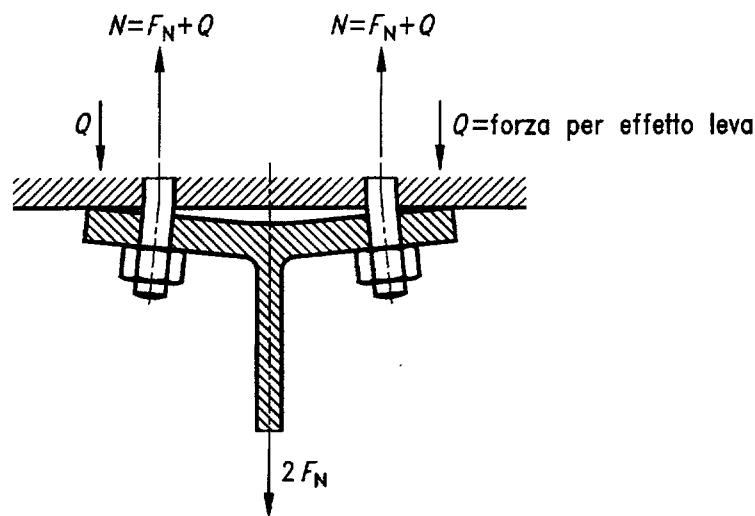


Fig. 6.5.8 - Forze per effetto leva

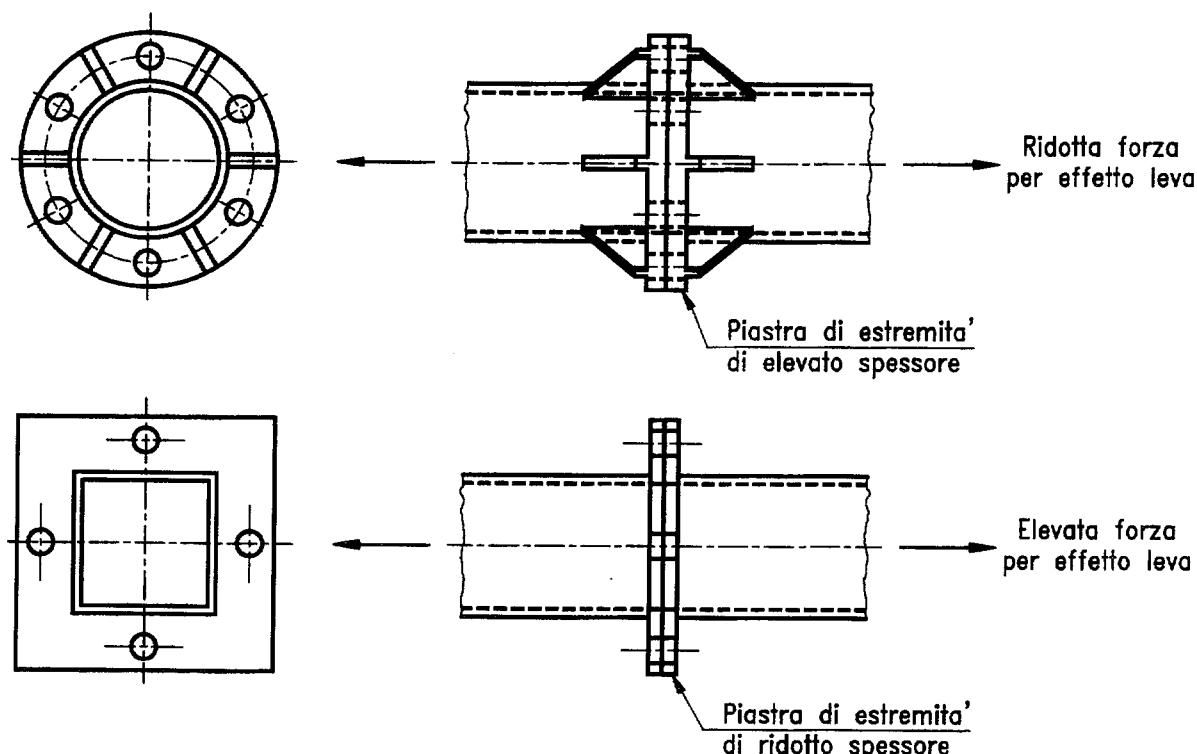


Fig. 6.5.9 - Effetto dei dettagli costruttivi sulle forze per effetto leva

6.5.10. Giunti a sviluppo longitudinale

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

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

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

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

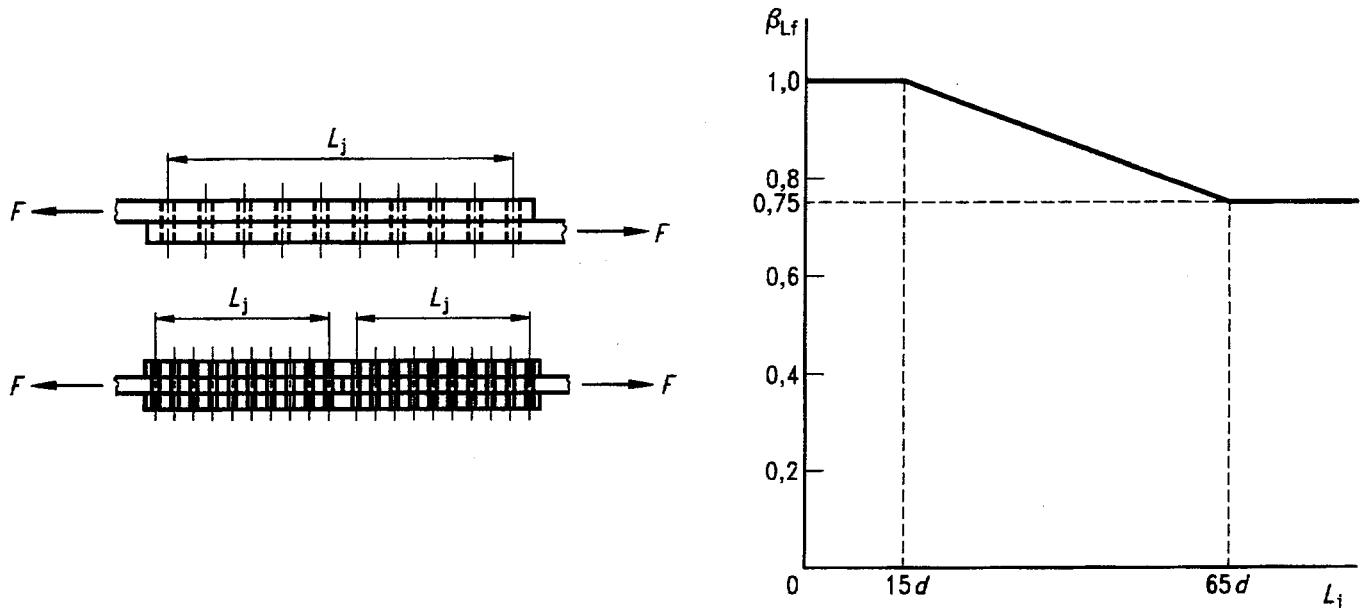


Fig. 6.5.10 - Giunti a sviluppo longitudinale

6.5.11. Giunti a singola sovrapposizione con un bullone

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

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

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

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

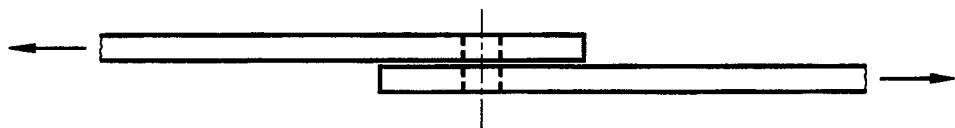


Fig. 6.5.11 - Giunto a singola sovrapposizione con un bullone

6.5.12. Dispositivi di giunzione attraverso piatti di imbottitura

- (1) Qualora bulloni o chiodi che trasmettono il carico a taglio e per mezzo delle pressioni di contatto attraversino piatti di imbottitura aventi spessore totale t_p maggiore di un terzo del diametro nominale d , la resistenza di progetto a taglio $F_{v,Rd}$, calcolata come specificato in 6.5.5 o in 6.5.6, secondo il caso, deve essere ridotta moltiplicandola per un coefficiente di riduzione β_p dato da:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d+3t_p} \quad \text{con la limitazione } \beta_p \leq 1 \quad [6.13]$$

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

6.5.13. Collegamenti con perni

6.5.13.1. Finalità

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

6.5.13.2. Piastre e fori per i perni

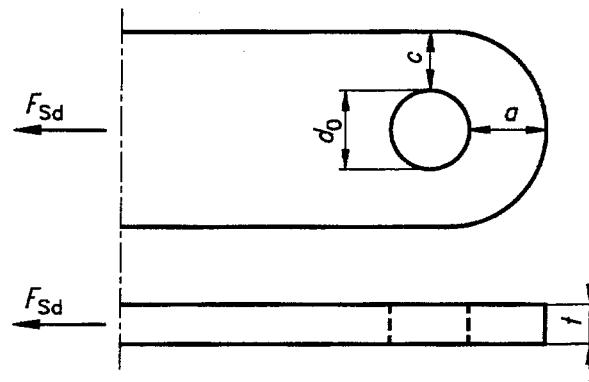
- (1) La geometria delle piastre nei collegamenti con perni deve essere in accordo con i requisiti dimensionali forniti dalla fig. 6.5.6.
- (2) Allo stato limite ultimo la forza di progetto N_{Sd} nella piastra non deve superare la resistenza di progetto a rifollamento indicata nel prospetto 6.5.7.
- (3) Le piastre dei perni predisposte per incrementare l'area netta di una membratura o per aumentare la resistenza a rifollamento di un perno devono avere dimensione sufficiente per trasmettere la forza di progetto dal perno alla membratura e devono essere disposte in modo da evitare eccentricità.

6.5.13.3. Calcolo dei perni

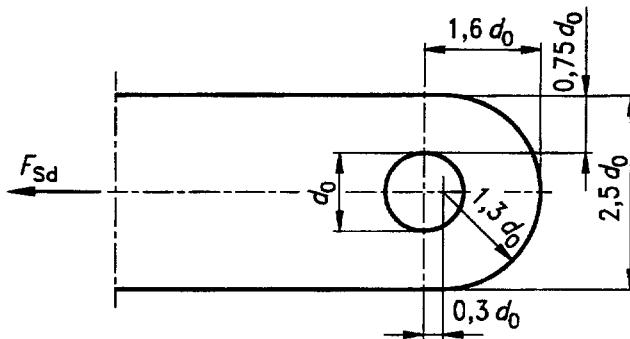
- (1) I momenti flettenti in un perno devono essere calcolati come indicato nella fig. 6.5.12.
- (2) Allo stato limite ultimo le forze di progetto ed i momenti in un perno non devono eccedere le relative resistenze di progetto fornite dal prospetto 6.5.7.

Prospetto 6.5.7 - Resistenza di progetto per collegamenti a perno

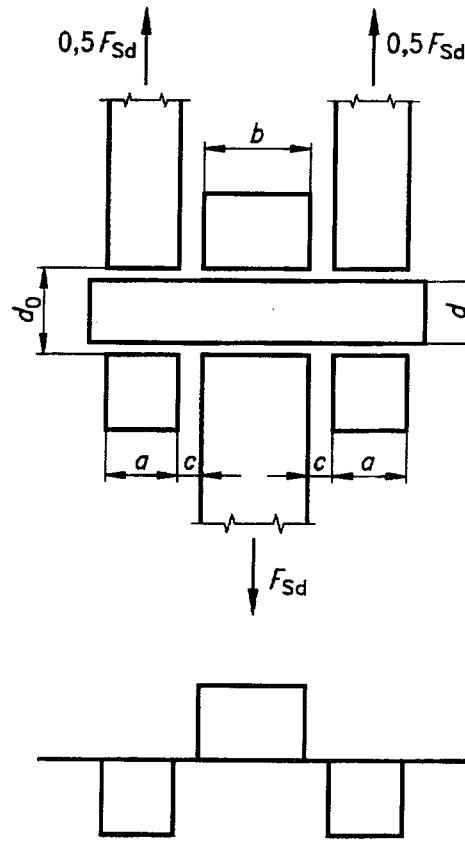
Criterio	Resistenza
Taglio del perno	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{Mp}$
Flessione del perno	$M_{Rd} = 0,8 W_e f_{yp} / \gamma_{Mp}$
Combinazione di taglio e flessione del perno	$\left[\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
Rifollamento della piastra e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

Prospetto 6.5.6 - Condizioni geometriche per piastre nei collegamenti con perni**Tipo A:** spessore assegnato t 

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

Tipo B: geometria assegnata

$$t \geq 0,7 \left[\frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{f_y} \right]^{1/2} : \quad d_0 \leq 2,5t$$



$$M_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{8} (b + 4c + 2a)$$

Fig. 6.5.12 - Momento flettente in un perno

6.6. Collegamenti saldati

6.6.1. Generalità

- (1) I collegamenti eseguiti per saldatura devono soddisfare i requisiti relativi ai materiali ed i requisiti costruttivi specificati nei punti 3 e 7.
- (2) Le prescrizioni indicate in 6.6 si applicano nelle seguenti circostanze.

- ◊ Acciai strutturali saldabili che soddisfano i requisiti indicati in 3.2 e nel punto 7.
- ◊ Saldature eseguite mediante un processo di saldatura ad arco, definito in accordo con il documento EN..... "Processi di saldatura") come segue:
 - 111 - saldatura ad arco con elettrodi rivestiti;
 - 114 - saldatura ad arco a filo animato (senza gas di protezione);
 - 12 - saldature ad arco sommerso;
 - 131 - saldature MIG ("metal inert gas");
 - 135 - saldature MAG ("metal active gas");
 - 136 - saldature a filo animato (con gas di protezione attivo);
 - 141 - saldature TIG ("tungsten inert gas").

(segue)

◊ Spessori dei materiali di 4 mm e più. Per saldature di materiali più sottili si rinvia alla ENV 1993-1-3 Eurocodice 3, parte 1-3.*)

◊ Giunti nei quali il metallo d'apporto è compatibile con il metallo base in termini di proprietà meccaniche.

- (3) Le saldature soggette a fatica devono inoltre soddisfare i requisiti indicati nel punto 9.

6.6.2. Geometria e dimensioni

6.6.2.1. Tipi di saldature

- (1) Ai fini del presente Eurocodice le saldature devono generalmente essere classificate come:

- ◊ saldature a cordoni d'angolo;
- ◊ saldature di testa;
- ◊ saldature entro intagli;
- ◊ saldature entro fori;
- ◊ saldature entro scanalature.

- (2) Le saldature di testa possono essere:

- ◊ o saldature di testa a penetrazione completa, oppure
- ◊ saldature di testa a penetrazione parziale.

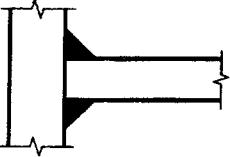
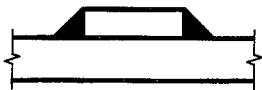
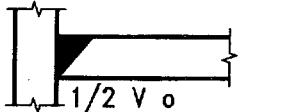
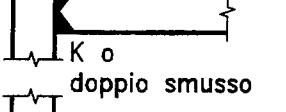
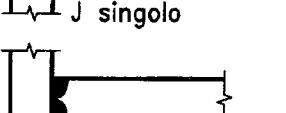
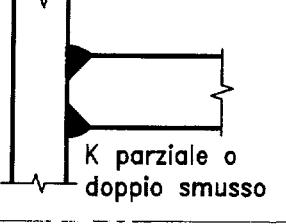
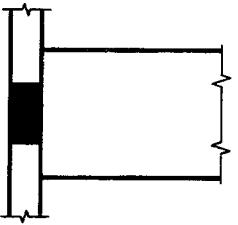
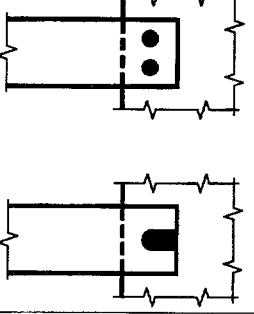
- (3) Le saldature entro intagli possono essere:

- ◊ o in fori circolari, oppure
- ◊ in fori allungati.

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

*) In preparazione.

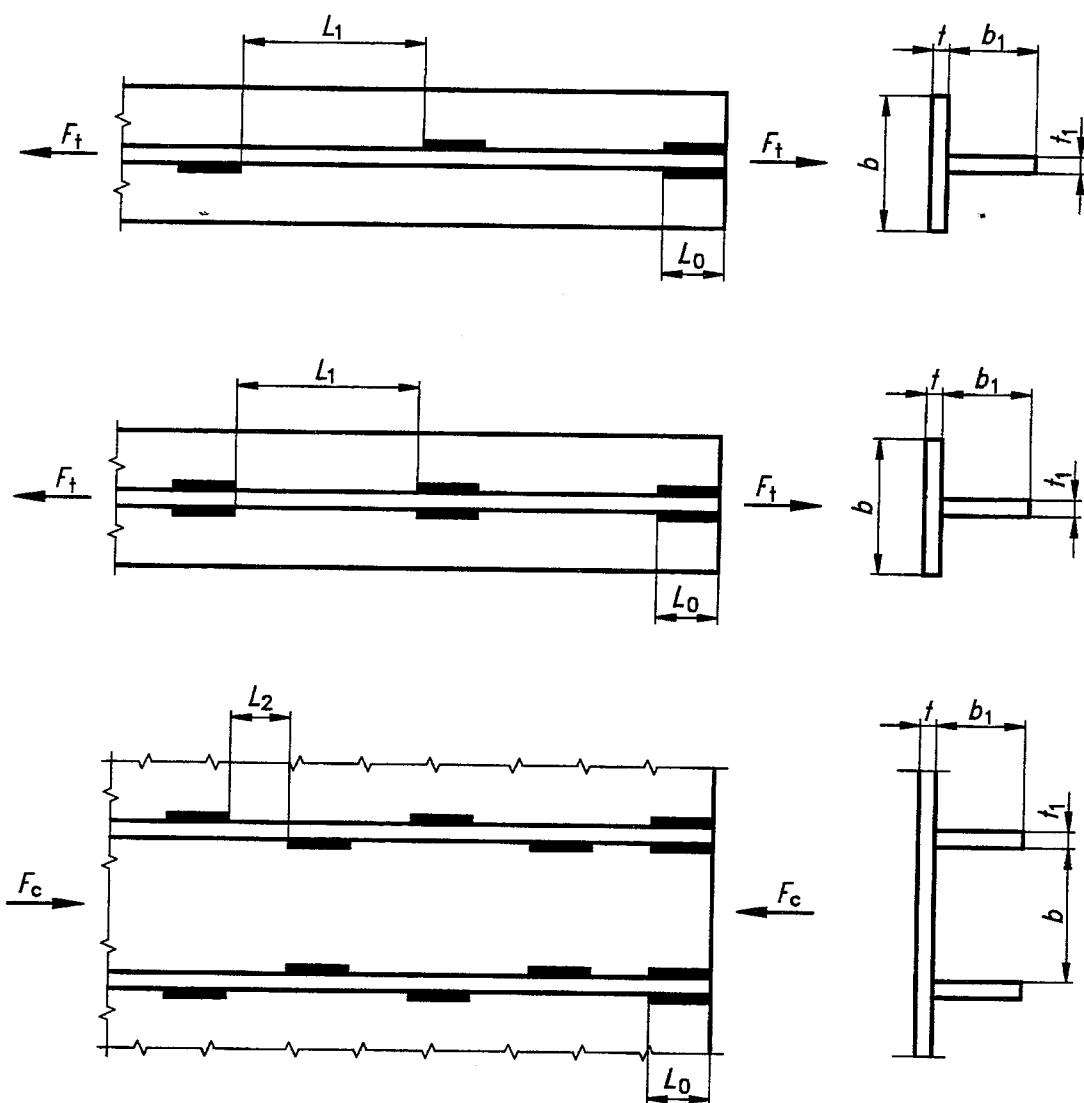
Prospetto 6.6.1 - Tipologie comuni di giunti saldati

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

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

6.6.2.2. Saldature a cordoni d'angolo

- (1) Le saldature a cordoni d'angolo possono essere usate per collegare parti con angolo di cianfrino compreso fra 60° e 120° .
- (2) Sono pure permessi angoli minori di 60° . Tuttavia in tali casi la saldatura deve essere considerata come una saldatura di testa a parziale penetrazione.
- (3) Per angoli maggiori di 120° non sono da considerarsi efficaci per la trasmissione di forze.
- (4) *Le saldature a cordoni d'angolo non devono terminare in corrispondenza degli angoli delle parti o degli elementi, ma devono essere fatte ritornare con continuità, a piena sezione, attorno all'angolo per una lunghezza pari a due volte il lato del cordone, ogni volta che tale ritorno può essere fatto sullo stesso piano.*
- (5) I tratti terminali devono essere indicati nei disegni.
- (6) Le saldature a cordoni d'angolo possono essere continue o a tratti.
- (7) Le saldature a cordoni d'angolo a tratti non devono essere usate in ambiente corrosivo.
- (8) In una saldatura a cordoni d'angolo discontinua, le distanze fra le estremità di ciascun tratto saldato (vedere fig. 6.6.1) non devono superare il valore minore fra:
 - (a) 200 mm;
 - (b) 12 volte lo spessore della parte più sottile quando la parte collegata è in compressione;
 - (c) 16 volte lo spessore della parte più sottile quando la parte collegata è in trazione;
 - (d) un quarto della distanza fra gli irrigidimenti quando la saldatura è usata per collegare tali irrigidimenti ad una piastra o ad altri elementi soggetti a compressione o taglio.
- (9) In una saldatura a cordoni d'angolo discontinua, le distanze fra i tratti saldati devono essere misurate fra le estremità delle saldature su lati opposti o sullo stesso lato, secondo quale è il valore inferiore.
- (10) Le estremità di elementi collegati con saldatura a tratti devono sempre essere saldate.
- (11) Le lunghezze dei tratti di saldatura alle estremità di elementi strutturali costituiti da diverse anime saldate ad una piattabanda devono essere almeno uguali a tre quarti della larghezza del piatto più stretto tra quelli collegati (vedere fig. 6.6.1).



$$L_0 \geq \begin{cases} 0,75b \\ 0,75b_1 \end{cases} \quad \text{minore tra i due}$$

$$L_1 \geq \begin{cases} 16t \\ 16t_1 \\ 200\text{mm} \end{cases} \quad \text{minore dei tre}$$

$$L_2 \geq \begin{cases} 12t \\ 12t_1 \\ 0,25b \\ 200\text{mm} \end{cases} \quad \text{minore dei quattro}$$

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

- (12) Una saldatura a singolo cordone d'angolo non deve essere usata per trasmettere un momento flettente attorno all'asse longitudinale della saldatura se esso produce sollecitazioni alla radice della saldatura, né per trasmettere una forza di trazione di rilevante entità perpendicolare all'asse longitudinale della saldatura in situazioni che produrrebbero effettivamente tale momento flettente.
- (13) Una saldatura a cordoni d'angolo può essere usata quale parte di un gruppo di saldature attorno al perimetro di una sezione strutturale cava [vedere fig. 6.6.2(a)], ma non deve essere usata nella situazione indicata nella fig. 6.6.2(c).
- (14) Quando una saldatura a singolo cordone d'angolo è usata per trasmettere una forza perpendicolare al suo asse longitudinale, l'eccentricità della saldatura (relativa alla retta di azione della forza da contrastare) deve essere tenuta in considerazione.
- (15) Normalmente non ci sono eccentricità di questa natura nei collegamenti saldati di sezioni strutturali cave.

6.6.2.3. Saldature a cordoni d'angolo

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

6.6.2.4. Saldature di testa

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

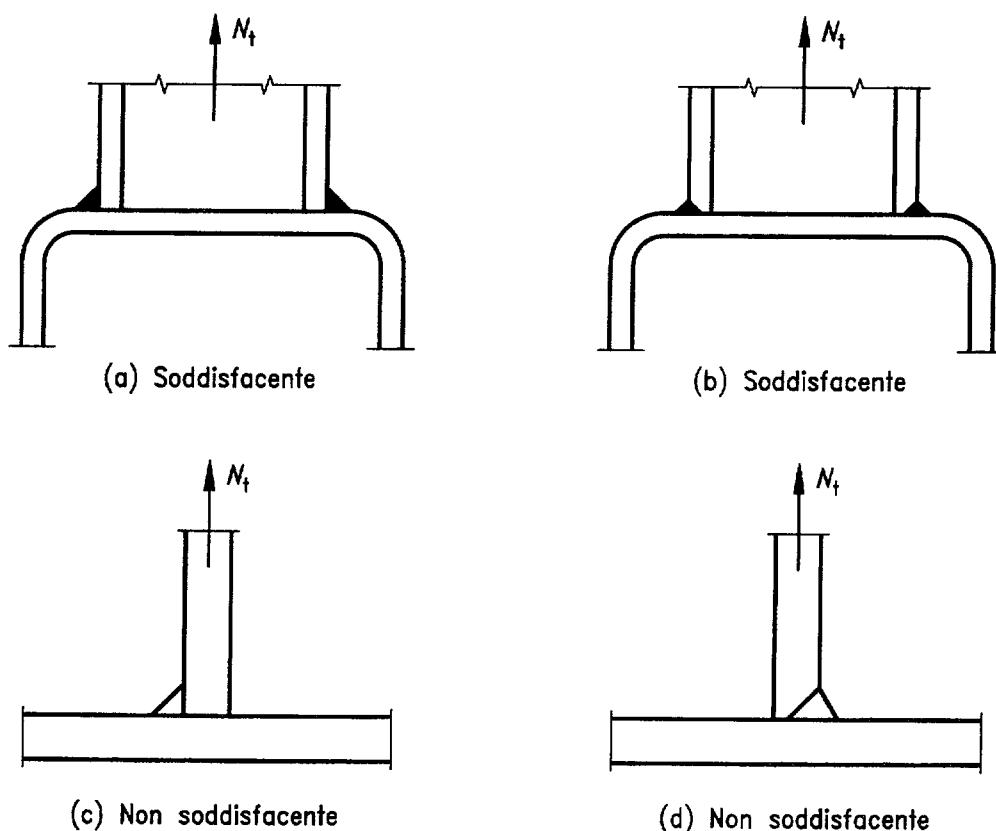


Fig. 6.6.2 - Saldature a singolo cordone d'angolo e saldature di testa da un solo lato a parziale penetrazione

6.6.2.5. Saldature entro fori od intagli

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

6.6.2.6. Saldature entro scanalature

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

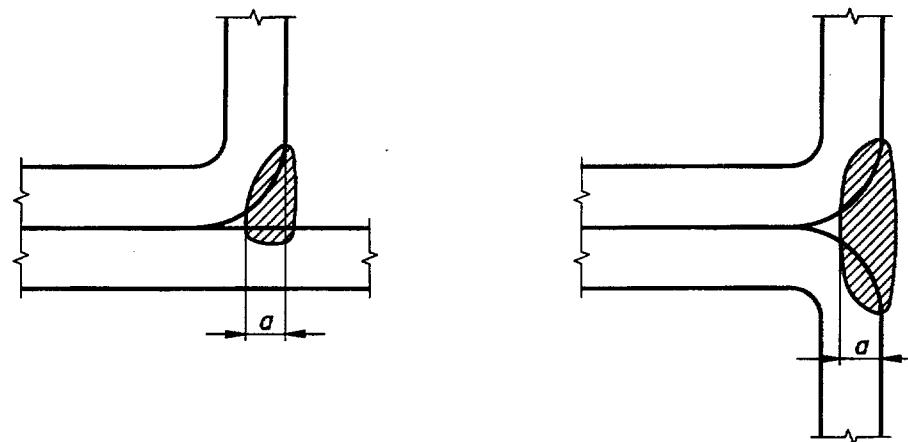


Fig. 6.6.3 - Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni strutturali cave rettangolari

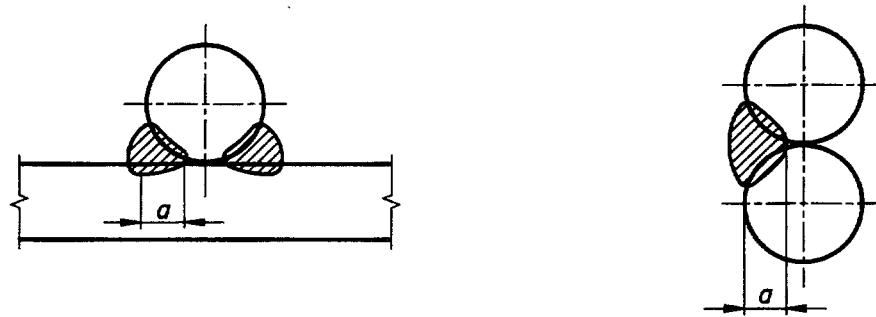


Fig. 6.6.4 - Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni piene

6.6.3. Strappi lamellari

- (1) Quando possibile devono essere evitate soluzioni costruttive che inducano tensioni al traverso corto quando si saldi in condizioni di vincolo.
- (2) Dove tali particolari costruttivi non siano evitabili devono essere prese opportune precauzioni per minimizzare la possibilità di strappi lamellari.

- (3) Qualora si abbiano sollecitazioni di trazione perpendicolari alla superficie dell'elemento (cause da carichi esterni o dalle tensioni residue di saldatura) in un piatto avente uno spessore maggiore di 15 mm, la procedura di saldatura e le proprietà del materiale e del giunto al traverso corto dovrebbero essere tali da evitare strappi lamellari (vedere fig. 6.6.5).

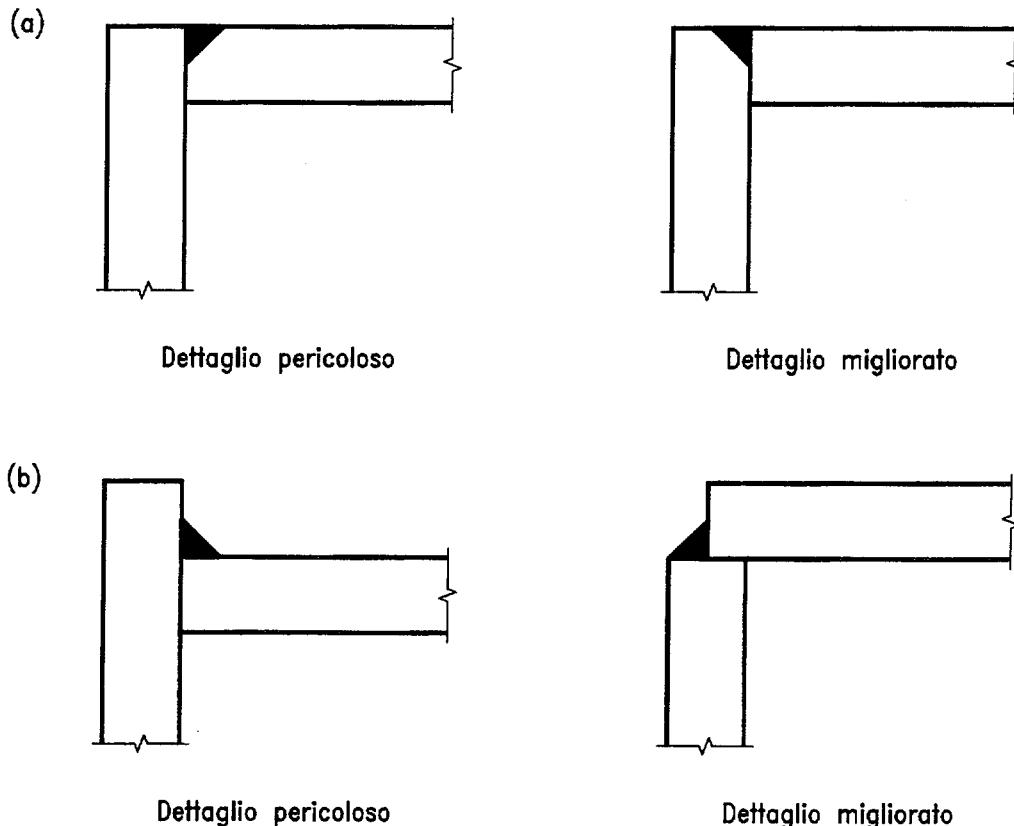


Fig. 6.6.5 - Per evitare strappi lamellari

6.6.4. Distribuzione delle forze

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

(7) In genere questa esigenza sarà soddisfatta se la resistenza di progetto della saldatura non è minore dell'80% della resistenza di progetto della più debole fra le parti collegate.

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

6.6.5.1. Lunghezza efficace

- (1) La lunghezza efficace di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere posta pari alla lunghezza complessiva del cordone a piena sezione, comprese le parti terminali. Non occorre operare riduzioni della lunghezza efficace né all'inizio né alla fine della saldatura purché il cordone sia mantenuto a piena sezione per tutta la sua lunghezza.
- (2) Le saldature la cui lunghezza efficace è inferiore a 40 mm oppure a 6 volte l'altezza di gola, secondo quale dei due è il valore maggiore, devono essere trascurate ai fini della trasmissione delle forze.
- (3) Qualora la distribuzione delle tensioni lungo una saldatura sia fortemente influenzata dalla rigidezza degli elementi o parti giuntate, la disuniformità nella distribuzione delle tensioni può essere trascurata purché la resistenza di progetto sia ridotta corrispondentemente.
- (4) Le larghezze efficaci dei giunti saldati calcolati per trasferire i carichi trasversali ad una piattabanda non irrigidita di un profilo ad I, H o di una sezione scatolare devono essere ridotte come specificato in 6.6.8.
- (5) Le resistenze di progetto delle saldature nei giunti lunghi devono essere ridotte come specificato in 6.6.9.

6.6.5.2. Altezza di gola

- (1) L'altezza di gola, a , di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere presa come l'altezza del triangolo più grande che può essere inscritto fra i lembi e la superficie della saldatura, misurata perpendicolarmente al lato esterno di questo triangolo: vedere fig. 6.6.6.
- (2) L'altezza di gola di un cordone di saldatura non deve essere minore di 3 mm.
- (3) Nel determinare la resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione si può prendere in considerazione la profondità di penetrazione (vedere fig. 6.6.7), purché sia dimostrato mediante prove preliminari che la penetrazione richiesta può essere effettivamente realizzata.
- (4) Nel caso di saldature a cordoni d'angolo eseguite con processo automatico ad arco sommerso, l'altezza di gola può essere aumentata del 20% oppure 2 mm, secondo quale dei due è il valore inferiore, senza ricorrere a prove preliminari.

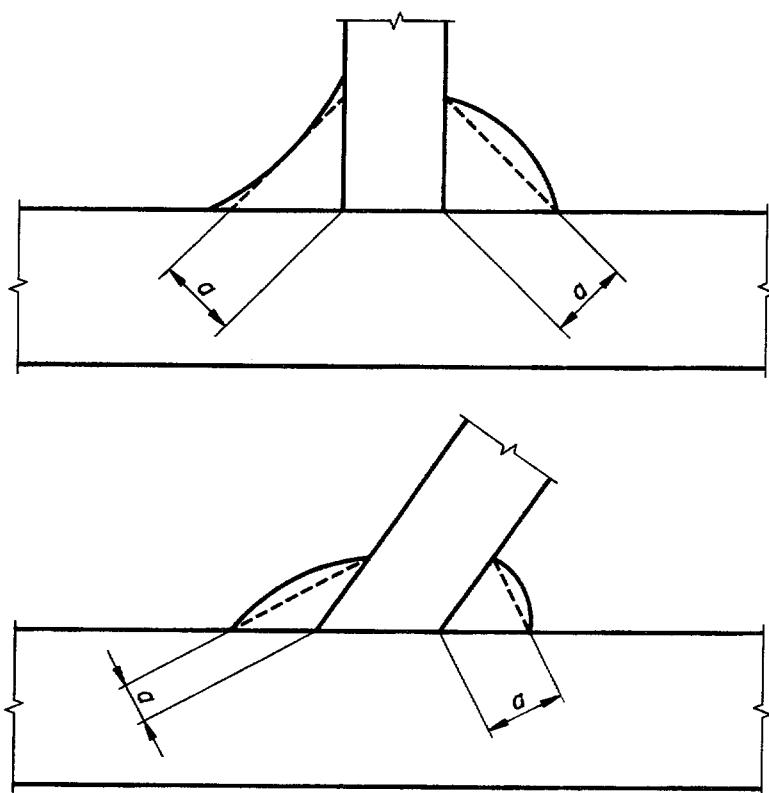


Fig. 6.6.6 - Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo

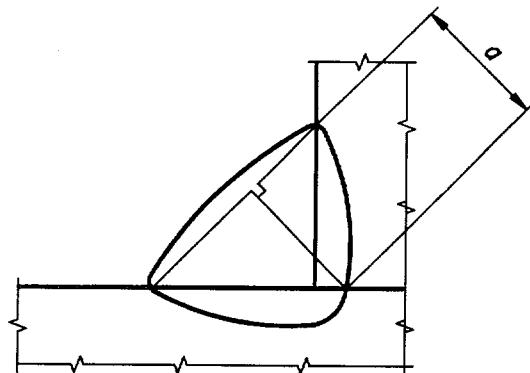


Fig. 6.6.7 - Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione

6.6.5.3. Resistenza per unità di lunghezza

- (1) La resistenza di progetto per unità di lunghezza di una saldatura a cordoni d'angolo deve essere determinata usando o il metodo seguente [indicato nei punti da (2) a (4)], oppure il metodo alternativo fornito nell'appendice M.

(2) La resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo risulta adeguata se, in ciascun punto della sua lunghezza, la risultante di tutte le forze per unità di lunghezza trasmesse dalla saldatura non supera la sua resistenza di progetto $F_{w,Rd}$.

(3) Indipendentemente dall'orientamento della saldatura, la resistenza di progetto per unità di lunghezza $F_{w,Rd}$ deve essere determinata dalla equazione:

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

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

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

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad [6.15]$$

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

β_w è l'opportuno coefficiente di correlazione.

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

Tipo di acciaio	Resistenza a rottura per trazione f_u	Coefficiente di correlazione β_w
-----------------	--------------------------------------------	-------------------------------------------

EN 10025:

Fe 360	360 N/mm^2	0,8
Fe 430	430 N/mm^2	0,85
Fe 510	510 N/mm^2	0,9

prEN 10113:

Fe E 275	390 N/mm^2	0,8
Fe E 355	490 N/mm^2	0,9

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

6.6.6. Resistenza di progetto di saldature di testa

6.6.6.1. Saldature di testa a completa penetrazione

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

6.6.6.2. Saldature di testa a parziale penetrazione

(1) La resistenza di una saldatura di testa a parziale penetrazione deve essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione: vedere 6.6.5.

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

6.6.6.3. Giunti di testa a T

- (1) La resistenza di un giunto di testa a T, consistente in una coppia di saldature a parziale penetrazione rinforzate da saldature a cordoni d'angolo con piede esterno al piano dell'anima può essere determinata come per la saldatura di testa a completa penetrazione (vedere 6.6.6.1) se l'altezza totale nominale di gola, con l'esclusione della parte non saldata, non è inferiore allo spessore t della parte formante il gambo del giunto a T, purché la porzione non saldata non sia maggiore di $t/5$ oppure 3 mm, secondo quale è il valore inferiore [vedere fig. 6.6.9(a)].
- (2) La resistenza di un giunto di testa a T che non soddisfa i requisiti indicati in (1) deve essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione: vedere 6.6.5. L'altezza di gola deve essere determinata in conformità ai provvedimenti indicati sia per le saldature a cordoni d'angolo (vedere 6.6.5.2) sia per le saldature di testa a parziale penetrazione (vedere 6.6.6.2).
- (3) L'altezza di gola deve essere presa pari all'altezza di gola nominale meno 2 mm [vedere fig. 6.6.9(b)], salvo che un valore maggiore si dimostri giustificato da prove preliminari.

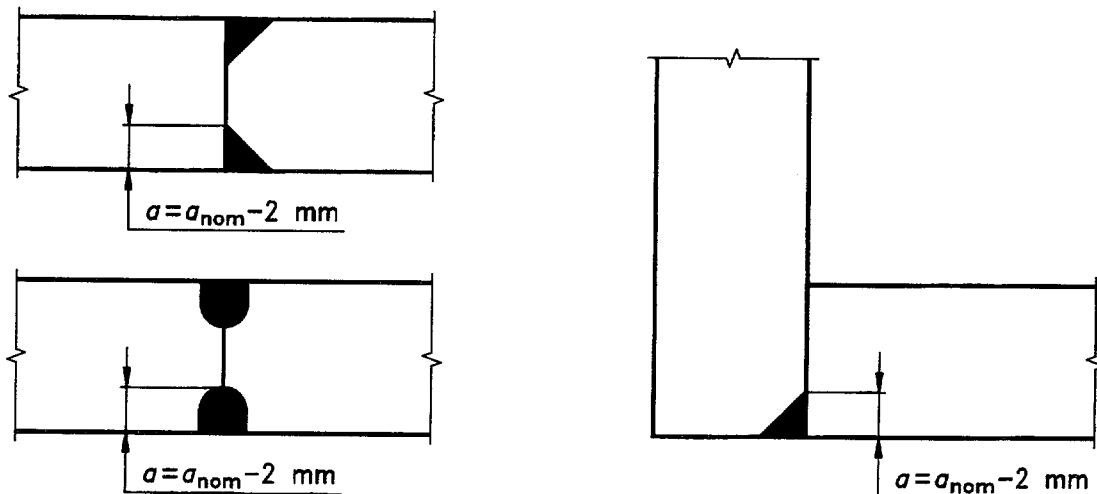


Fig. 6.6.8 - Saldature di testa a parziale penetrazione

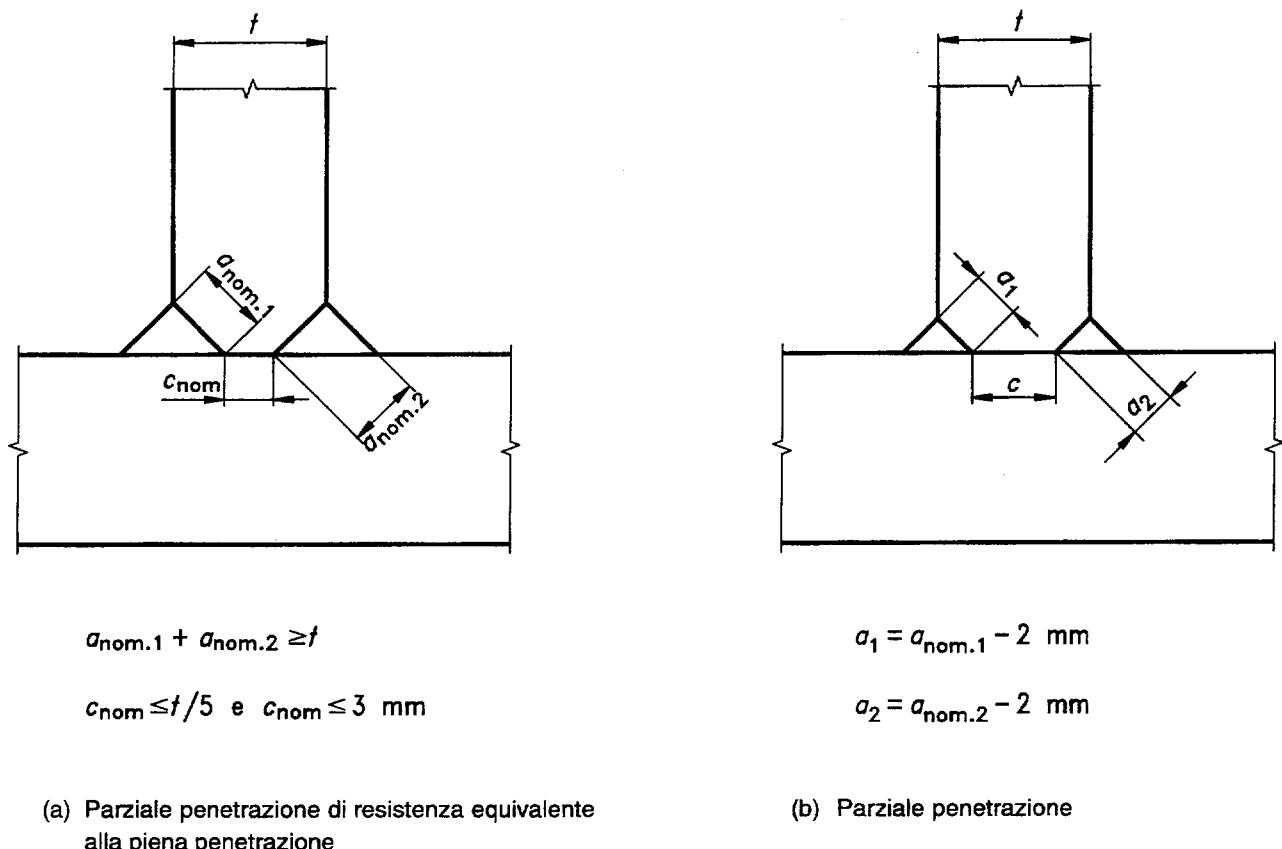


Fig. 6.6.9 - Saldature di testa a T

6.6.7. Resistenza di progetto di saldature entro fori od intagli

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

6.6.8. Giunti a piattabanda non irrigidita

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

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

con la limitazione $b_{\text{eff}} \leq t_w + 2r + 7(t_f^2 / t_b) (f_y / f_{y,p})$

[6.16]

dove: f_y è la resistenza di progetto dell'elemento strutturale;

(segue)

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

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

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

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

con la limitazione $b_{eff} \leq 2t_w + 5(t_f^2 / t_p) (f_y / f_{yp})$

[6.17]

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

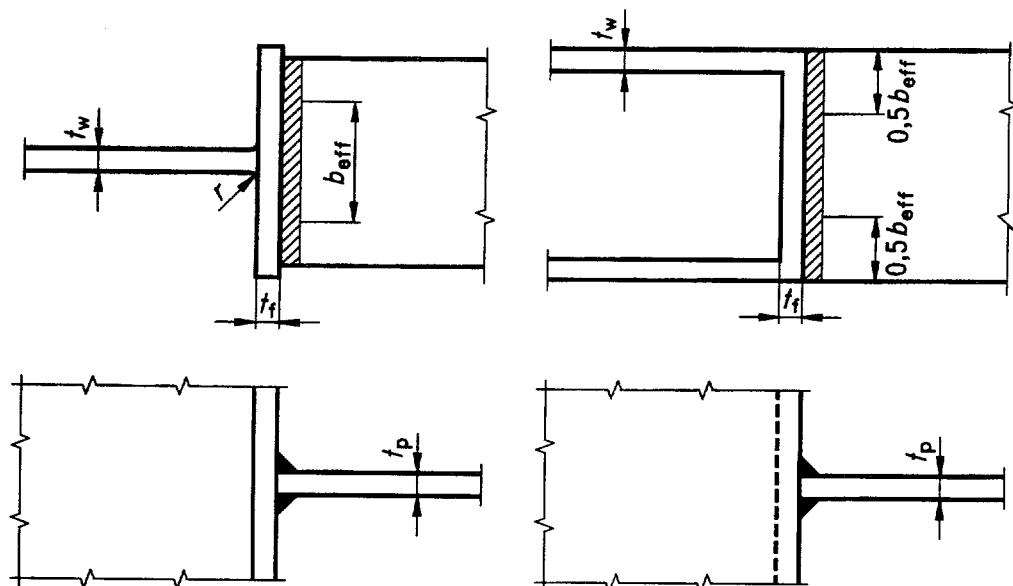


Fig. 6.6.10 - Larghezza efficace di un giunto a T non irrigidito

6.6.9. Giunti paralleli alla direzione delle forze prevalenti

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

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2 L_j / (150a)$$

[6.18]

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

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

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

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

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

dove: L_w è la lunghezza della saldatura, in metri.

6.6.10. Angolari collegati attraverso una sola ala

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

6.7. Collegamenti di tipo misto

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

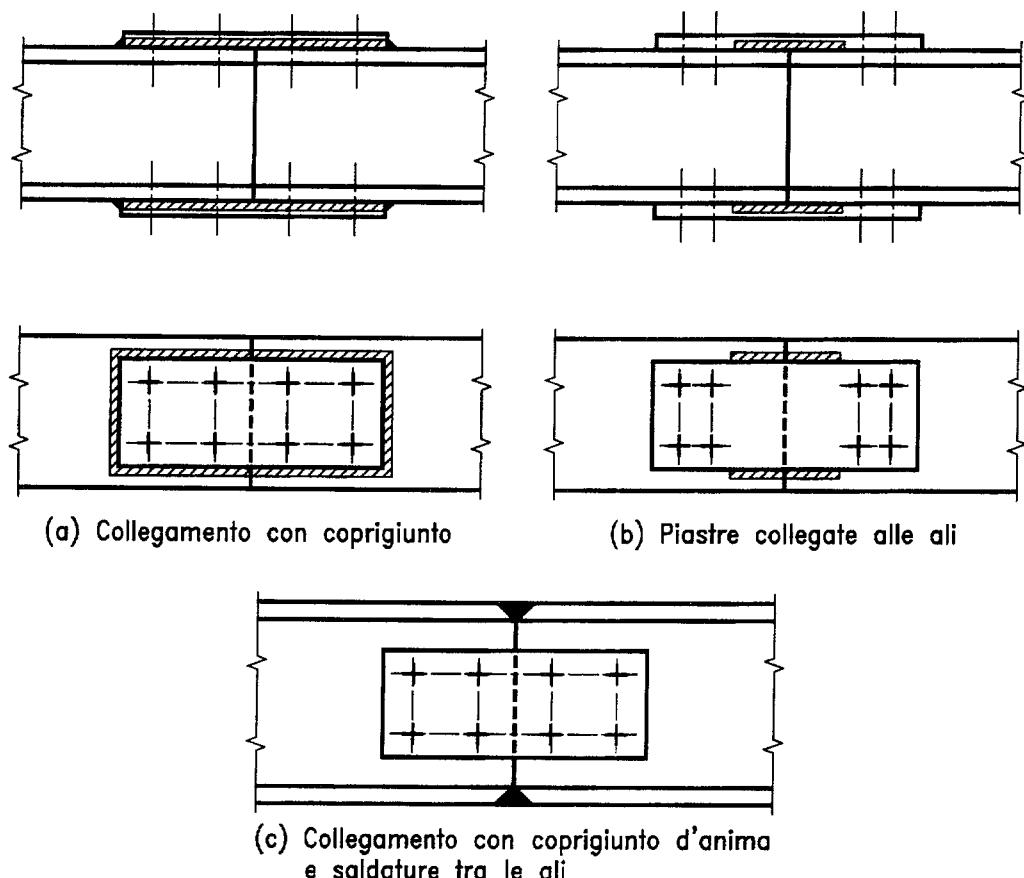


Fig. 6.7.1 - Collegamenti di tipo misto

6.8. Giunti intermedi ad una membratura

6.8.1. Generalità

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

6.8.2. Giunti in membrature compresse

- (1) Quando le sezioni di estremità delle membrature non sono lavorate in modo da consentire il pieno contatto, deve essere previsto un giunto in grado di trasmettere le forze ed i momenti interni agenti nella sezione giuntata, includendo i momenti causati da eccentricità di applicazione del carico, da imperfezioni iniziali e dagli effetti del secondo ordine.
- (2) Quando le sezioni di estremità delle membrature sono lavorate in modo da consentire il pieno contatto, il giunto deve essere progettato per assicurare la continuità della rigidezza attorno ad entrambi gli assi e per resistere ad eventuali forze di trazione conseguenti a momenti presenti per qualsiasi ragione, incluse quelle indicate in (1).

- (3) L'allineamento delle estremità lavorate deve essere assicurato con piastre di coprigiunto o in altro modo. Le parti del collegamento ed i dispositivi di giunzione devono essere dimensionate per poter sopportare una forza in corrispondenza delle estremità collegate, agente in una direzione qualsiasi perpendicolare all'asse della membratura, pari ad almeno il 2,5% della forza di compressione nella membratura.

6.8.3. Giunti in membrature tese

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

6.9. Collegamenti trave-colonna

6.9.1. Criteri di progetto

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

6.9.2. Relazione momento-rotazione

- (1) La determinazione delle relazioni momento-rotazione di progetto di collegamenti trave-colonna deve essere basata su teorie validate da risultati sperimentali.
- (2) Quale approssimazione del comportamento reale, un collegamento trave-colonna può essere rappresentato da una molla rotazionale che collega gli assi della colonna e della trave nel loro punto d'intersezione, come indicato nella fig. 6.9.1.
- (3) In generale l'effettiva relazione momento-rotazione di un collegamento trave-colonna non è lineare.
- (4) Una relazione momento-rotazione di progetto approssimata può essere derivata da una relazione più accurata adottando una qualunque curva appropriata, compresa una approssimazione linearizzata (per esempio: bi-lineare o tri-lineare), purché la curva approssimata si trovi completamente al di sotto della caratteristica più accurata: vedere fig. 6.9.2.
- (5) Una relazione momento-rotazione di progetto (vedere fig. 6.9.3) deve definire tre proprietà principali, come di seguito indicato:
- ◊ il momento resistente (vedere 6.9.3);
 - ◊ la rigidezza rotazionale (vedere 6.9.4);
 - ◊ la capacità di rotazione (vedere 6.9.5).

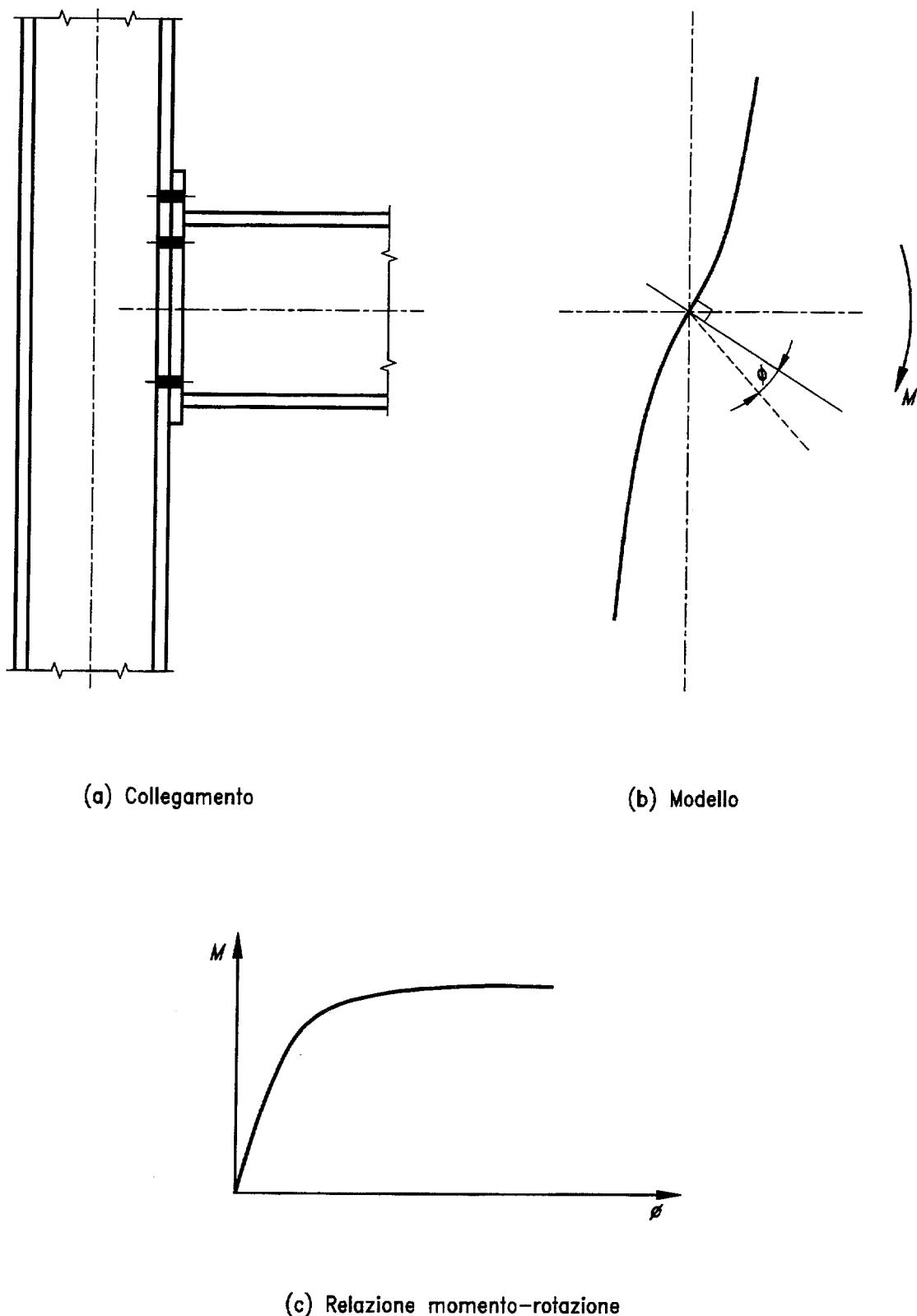


Fig. 6.9.1 - Modellazione di un collegamento quale molla rotazionale

(segue)

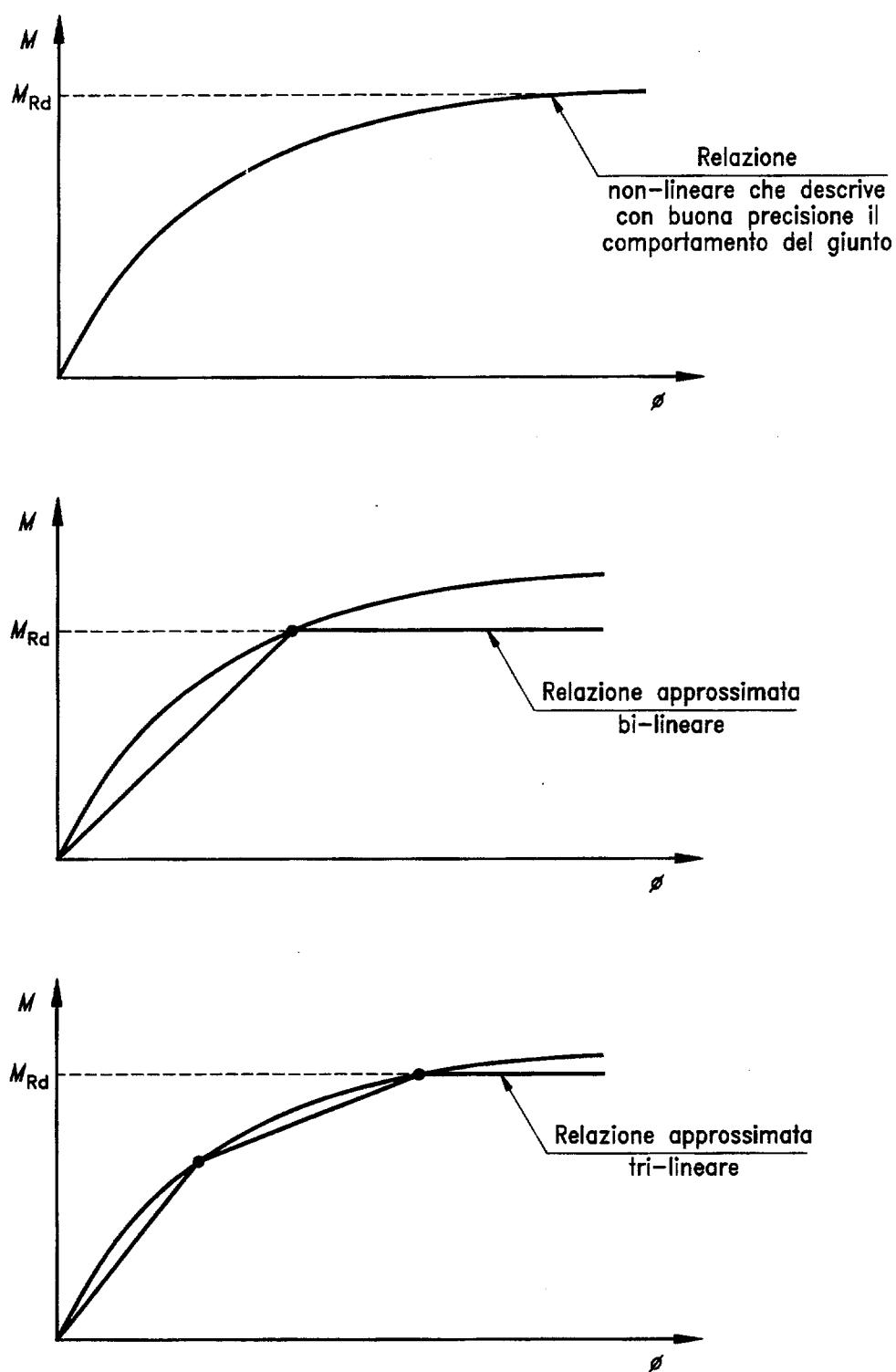
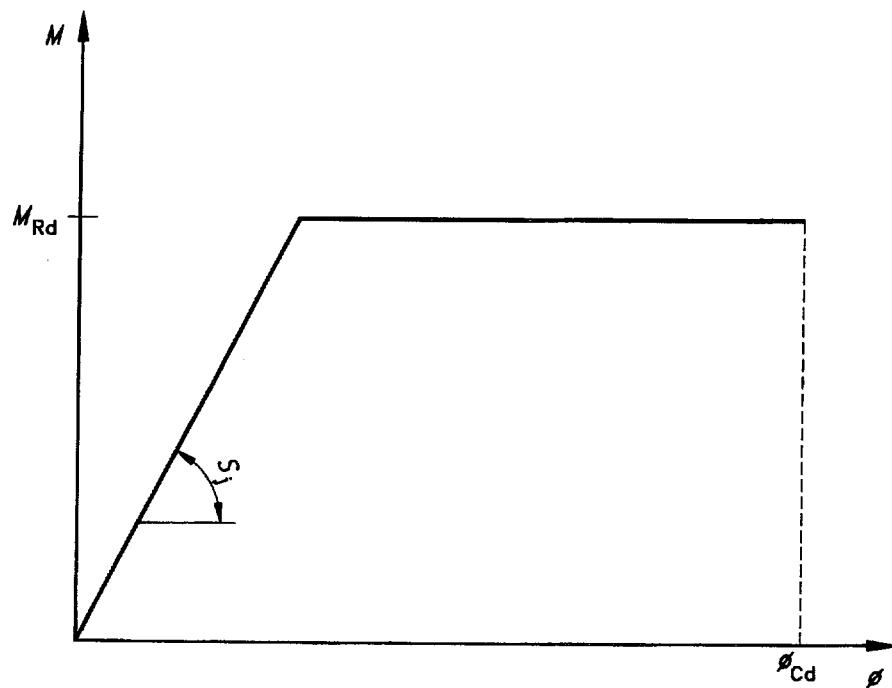


Fig. 6.9.2 - Definizione di relazioni momento-rotazione approssimate



M_{Rd} è il momento resistente di progetto

S_j è la rigidezza rotazionale

ϕ_{Cd} è la capacità di rotazione di progetto

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

(6) Quando si adotta l'analisi elastica globale non è necessario considerare la capacità di rotazione dei collegamenti rigidi o semi-rigidi: vedere 6.4.2.

(7) In alcuni casi il comportamento momento-rotazione di un collegamento trave-colonna comprende una rotazione iniziale dovuta allo scorrimento dei bulloni o alla mancanza di contatto, come indicato nella fig. 6.9.4. Dove ciò accada, nella relazione momento-rotazione di progetto deve essere anche incluso un comportamento iniziale a cerniera fino a una rotazione ϕ_0 rispetto alla colonna: vedere fig. 6.9.4(b).

6.9.3. Momento resistente

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

6.9.4. Rigidezza rotazionale

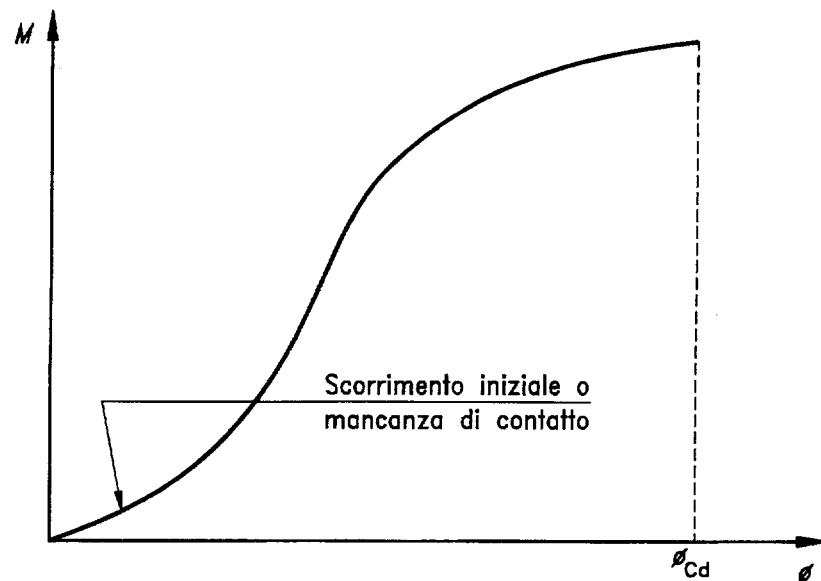
(1) È possibile trarre completo beneficio da una relazione momento-rotazione di progetto non lineare utilizzando procedure di calcolo incrementali.

(2) Ad eccezione di quanto indicato in (1), la rigidezza rotazionale S_j deve essere presa come rigidezza secante, come indicato nella fig. 6.9.5.

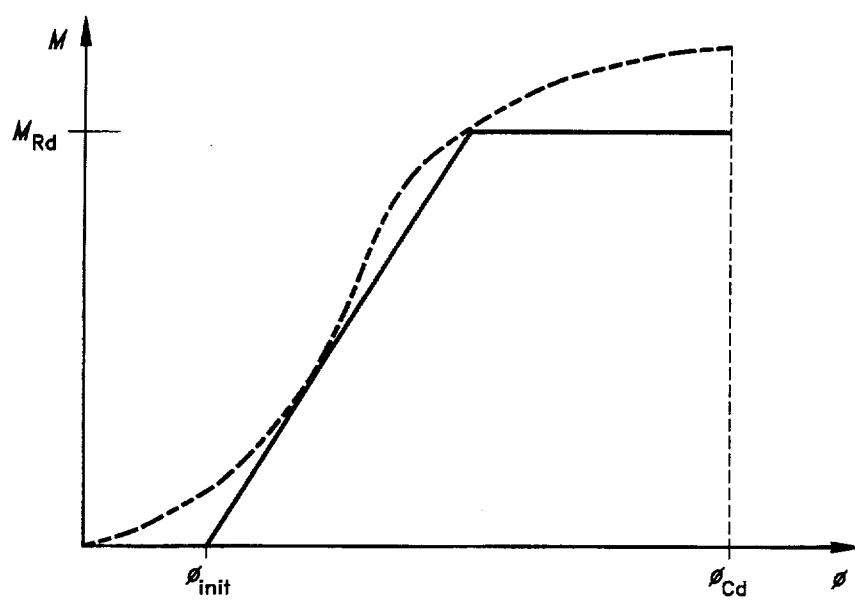
(3) Possono essere usati differenti valori della rigidezza secante, in funzione del momento di progetto M_{Sd} relativo alla combinazione di carico ed allo stato limite in oggetto: vedere fig. 6.9.6.

6.9.5. Capacità di rotazione

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

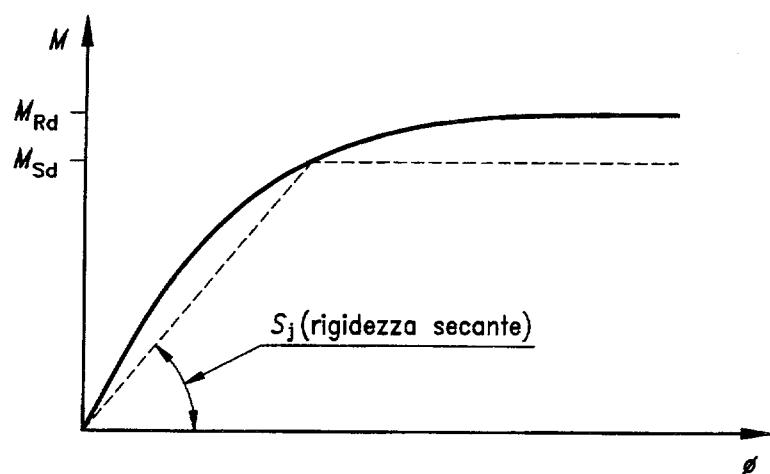


(a) Relazione momento-rotazione reale

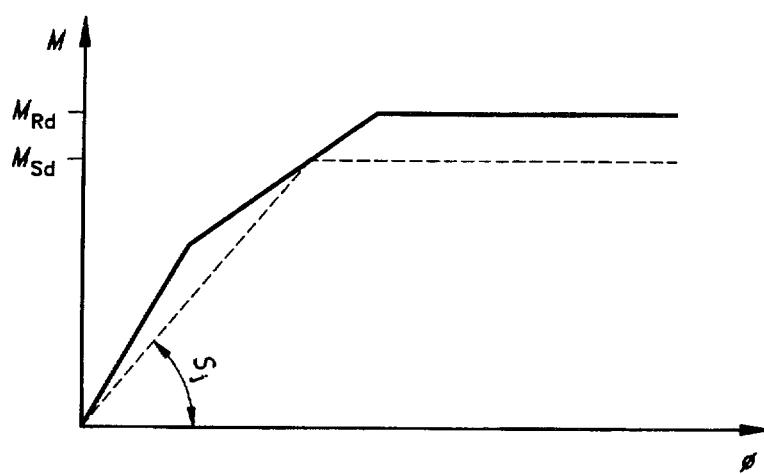


(b) Relazione momento-rotazione di progetto

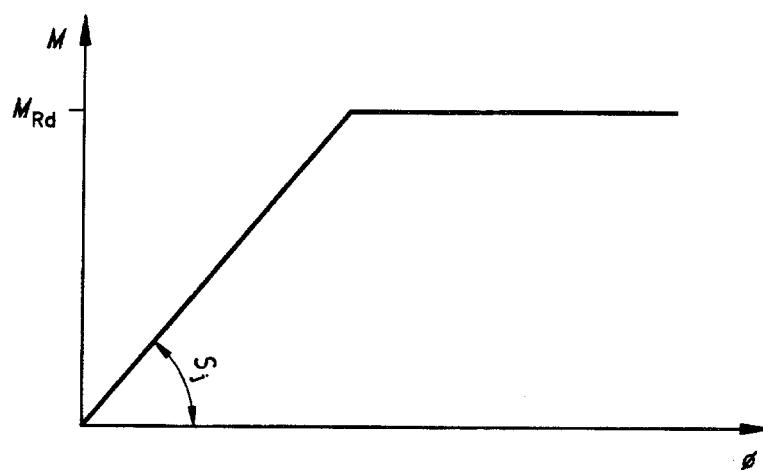
Fig. 6.9.4 - Relazione momento-rotazione con una rotazione iniziale a cerniera



(a) Relazione non lineare



(b) Relazione tri-lineare



(c) Relazione bi-lineare

Fig. 6.9.5 - Rigidità rotazionale S_j

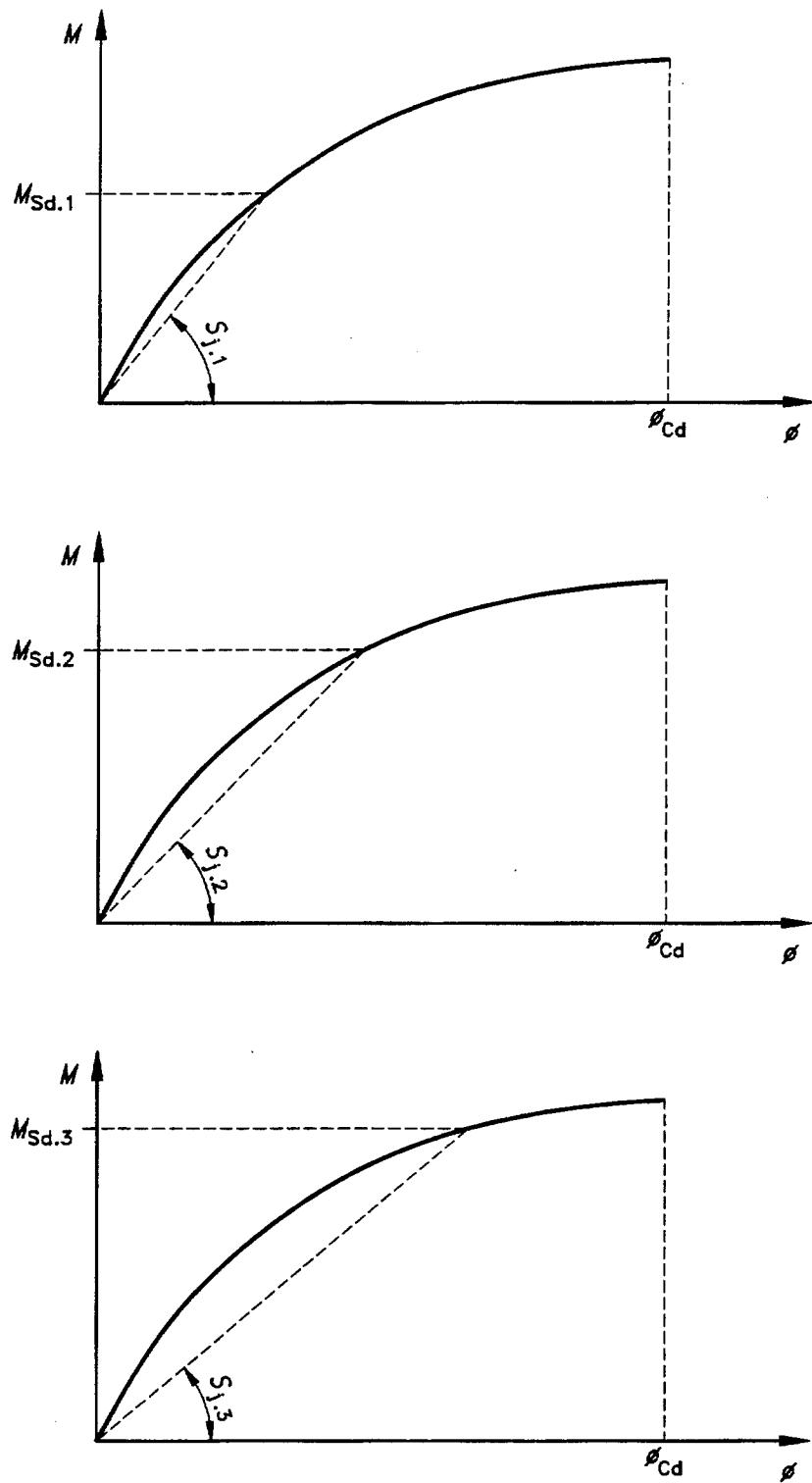
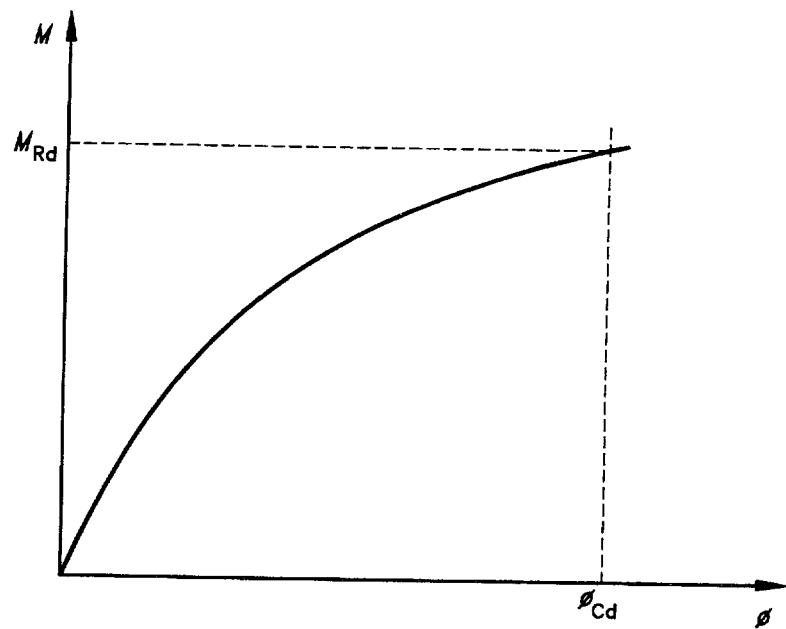
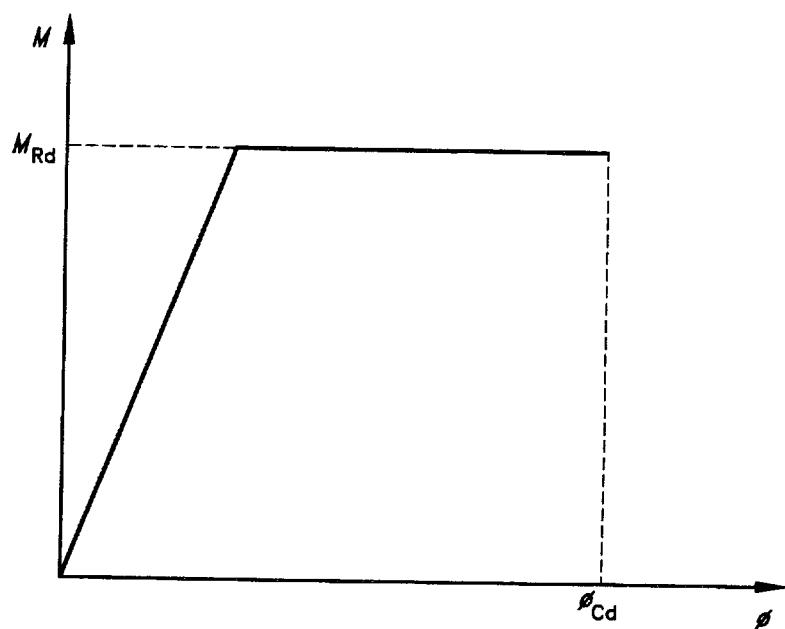


Fig. 6.9.6 - Variazione della rigidezza rotazionale con il momento applicato



(a) Relazione non lineare



(b) Relazione bi-lineare

Fig. 6.9.7 - Capacità di rotazione ϕ_{Cd}

6.9.6. Classificazione dei collegamenti trave-colonna

6.9.6.1. Criteri generali

(1) I collegamenti trave-colonna possono essere classificati:

- secondo la rigidezza rotazionale: vedere 6.9.6.2;
- secondo il momento resistente: vedere 6.9.6.3.

6.9.6.2. Rigidezza rotazionale

(1) In rapporto alla rigidezza rotazionale un collegamento trave-colonna può essere classificato come:

- a cerniera: vedere 6.4.2.1;
- rigido: vedere 6.4.2.2;
- semi-rigido: vedere 6.4.2.3.

(2) Un collegamento trave-colonna può essere classificato come rigido o a cerniera in base a risultati sperimentali particolari o generali, o in base ad una esperienza rilevante di prestazioni precedenti soddisfacenti per casi analoghi o attraverso calcoli basati su risultati di prove.

(3) Un collegamento trave-colonna può essere classificato come "a cerniera" se la sua rigidezza rotazionale S_j (basata su una relazione momento-rotazione rappresentativa del comportamento reale previsto) soddisfa la condizione:

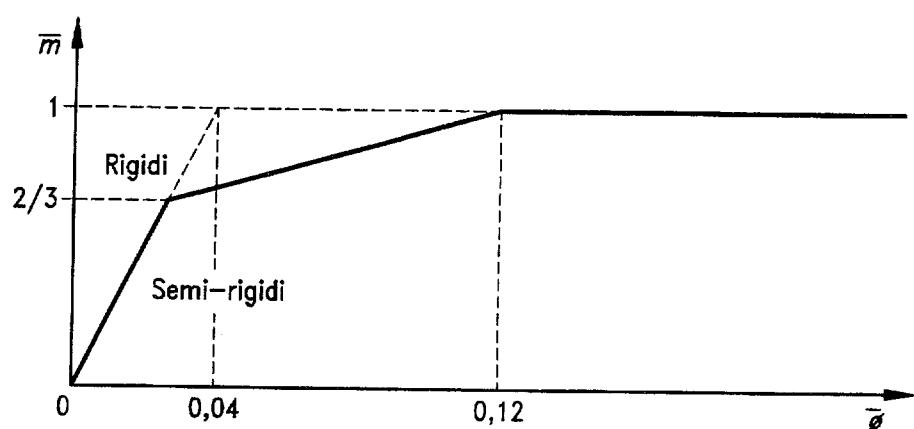
$$S_j \leq 0,5 E I_b / L_b \quad [6.20]$$

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

I_b è il momento di inerzia della trave collegata;

L_b è la lunghezza della trave collegata.

(4) Un collegamento trave-colonna appartenente ad un telaio controventato, oppure ad un telaio non controventato che soddisfi la condizione specificata in (5), può essere considerato rigido in confronto alla trave collegata se la parte iniziale della sua relazione momento-rotazione giace al di sopra della linea a tratto pieno sul diagramma pertinente nella fig. 6.9.8.

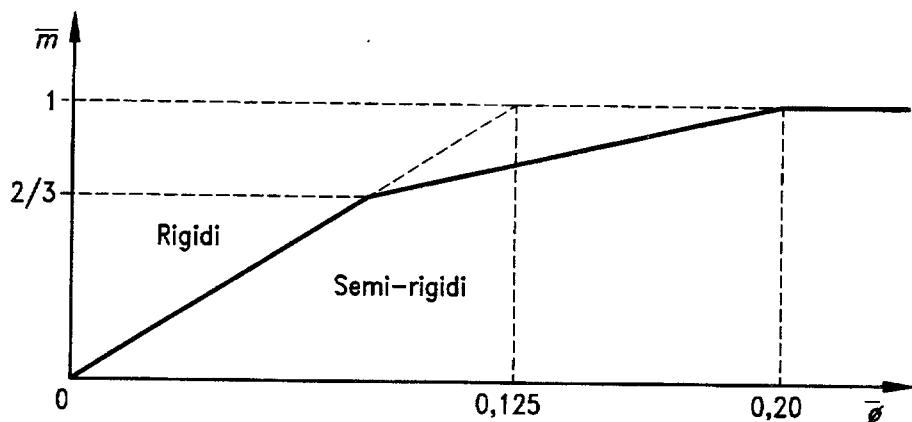


(a) Telai non controventati *)

quando $\bar{m} \leq 2/3$: $\bar{m} = 25 \bar{\phi}$

quando $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$: $\bar{m} = (25 \bar{\phi} + 4)/7$

*) vedere anche i requisiti specificati in 6.9.6.2(5)



(b) Telai controventati

quando $\bar{m} \leq 2/3$: $\bar{m} = 8 \bar{\phi}$

quando $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$: $\bar{m} = (20 \bar{\phi} + 3)/7$

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{p',Rd}} \quad ; \quad \bar{\phi} = \frac{EI_b \phi}{L_b M_{p',Rd}}$$

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

- (5) Il limite indicato nella fig. 6.9.8(a) per un telaio non controventato può essere usato solo per telai nei quali ciascun piano soddisfa la condizione:

$K_b / K_c \geq 0,1$

[6.21]

(segue)

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

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

dove: I_b è il momento di inerzia di una trave;

I_c è il momento di inerzia di una colonna;

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

L_c è l'altezza di piano per una colonna.

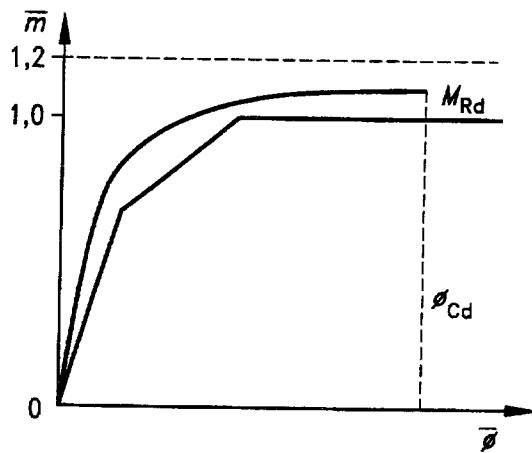
- (6) Se la parte iniziale della relazione momento-rotazione giace al di sotto del limite pertinente nella fig. 6.9.8, un collegamento trave-colonna deve essere classificato come semi-rigido, salvo che esso soddisfi i requisiti per un collegamento a cerniera.
- (7) I collegamenti che sono classificati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

6.9.6.3. Momento resistente

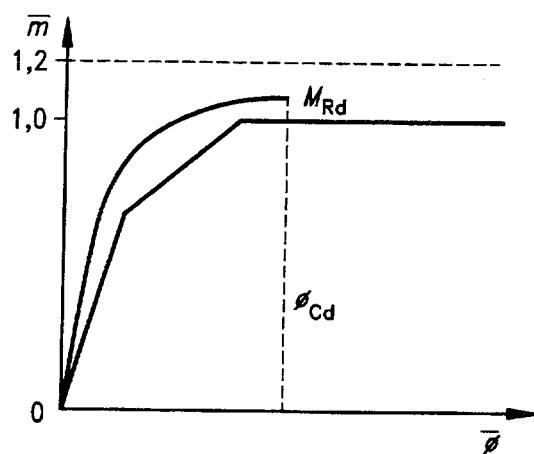
- (1) In rapporto al momento resistente di progetto i collegamenti trave-colonna possono essere classificati come:
 - a cerniera: vedere 6.4.3.1;
 - a completo ripristino di resistenza: vedere 6.4.3.2;
 - a parziale ripristino di resistenza: vedere 6.4.3.3.
- (2) Un collegamento trave-colonna può essere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

6.9.6.4. Classificazione delle relazioni momento-rotazione

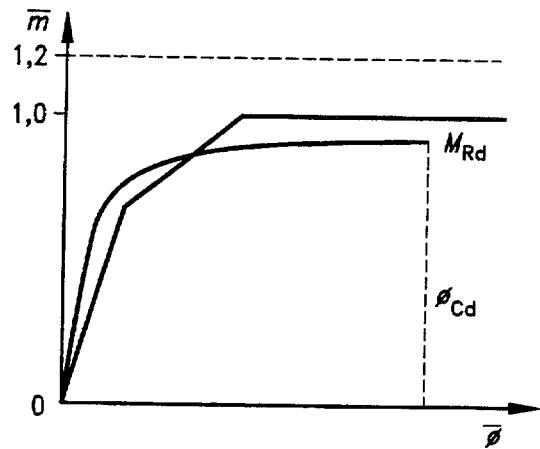
- (1) La classificazione delle relazioni momento-rotazione tipiche per i collegamenti trave-colonna in rapporto sia alla rigidezza rotazionale sia al momento resistente è illustrata nella fig. 6.9.9.
- (2) Le relazioni momento-rotazione indicate nella fig. 6.9.9 sono tracciate per chiarezza come non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



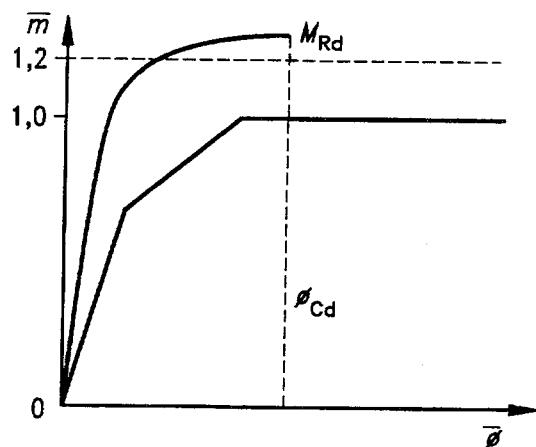
Rigido - Completo ripristino di resistenza
($M_{Rd} < 1,2M_{p/Rd}$ verificare quindi se è sufficiente la capacità di rotazione ϕ_{Cd})



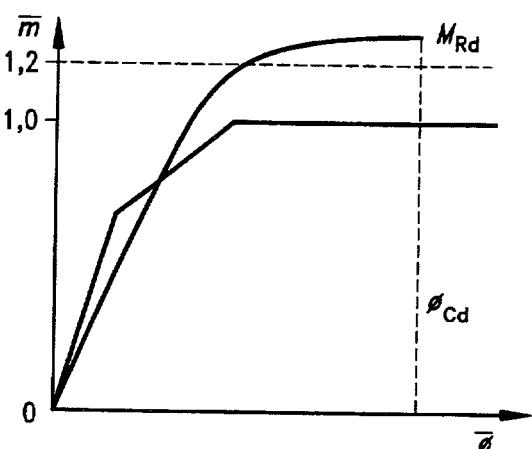
Rigido - Completo ripristino di resistenza
($M_{Rd} < 1,2M_{p/Rd}$ verificare quindi se è sufficiente la capacità di rotazione ϕ_{Cd})



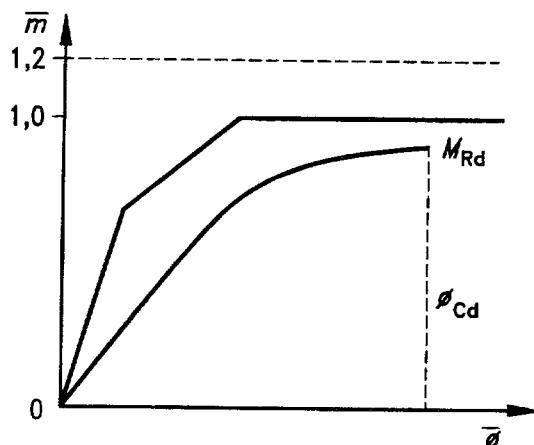
Rigido - Parziale ripristino di resistenza
($M_{Rd} < M_{p/Rd}$)



Rigido - Completo ripristino di resistenza
($M_{Rd} > 1,2M_{p/Rd}$)



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



Semi-rigido - Parziale ripristino di resistenza
($M_{Rd} < M_{p/Rd}$)

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

(segue)

6.9.7. Calcolo delle proprietà

6.9.7.1. Momento resistente

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

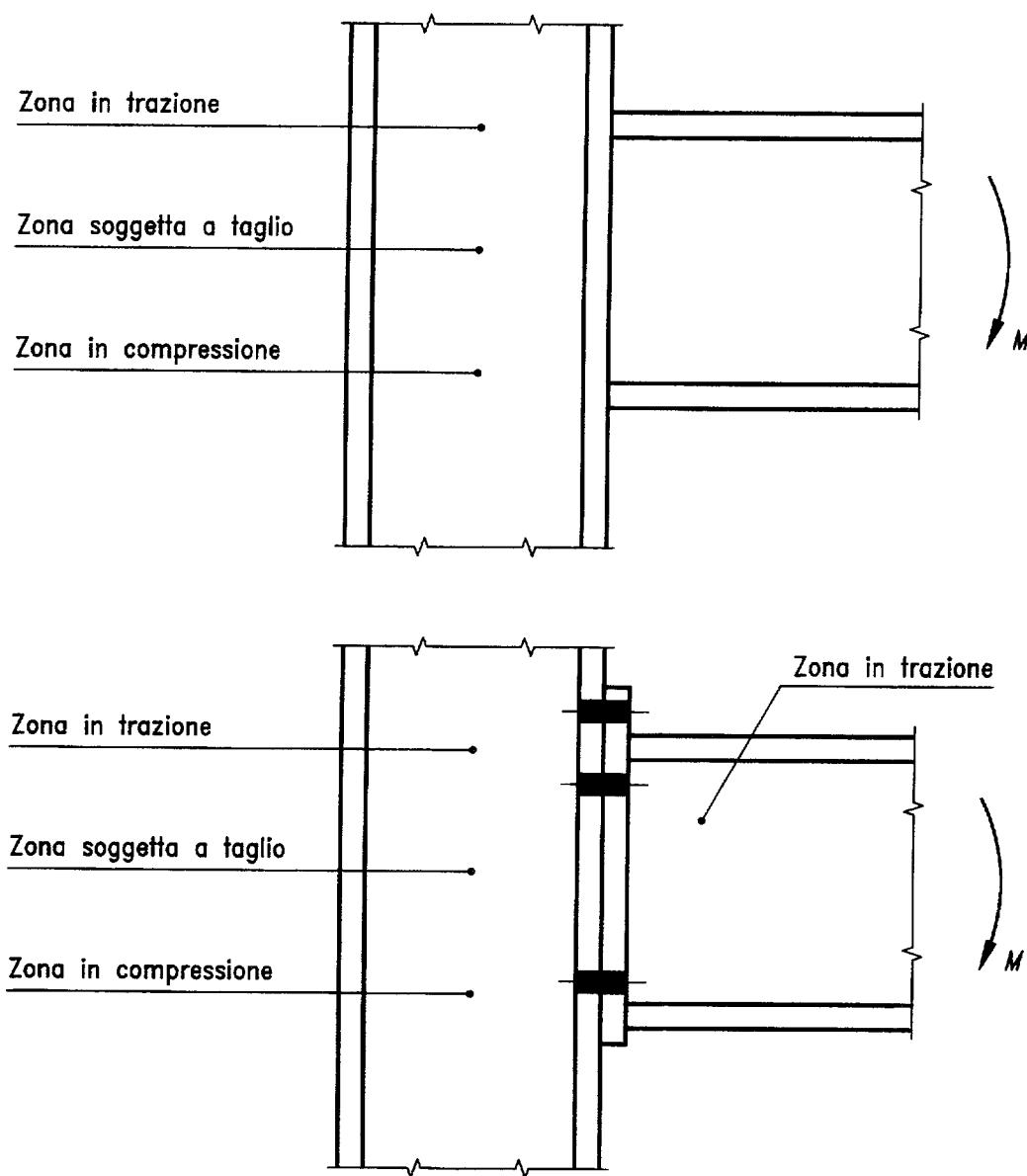


Fig. 6.9.10 - Zone critiche nei collegamenti trave-colonna.

6.9.7.2. Rigidità rotazionale

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

6.9.7.3. Capacità di rotazione

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

6.9.8. Regole applicative

- (1) I criteri generali per il progetto dei collegamenti trave-colonna forniti in 6.9 possono essere soddisfatti seguendo le regole applicative dettagliate indicate nell'appendice J.
- (2) Il progetto di altri tipi di collegamenti non trattati nell'appendice J deve essere basato su regole applicative simili conformi ai criteri generali in 6.9.
- (3) Regole applicative alternative possono pure essere impiegate purché:
 - esse siano in accordo con gli stessi criteri generali; ed inoltre:
 - possa essere dimostrato che esse conducono almeno allo stesso livello di sicurezza.

6.10. Giunzione di profilati cavi in travi reticolari

6.10.1 Resistenza di progetto

- (1) La resistenza di progetto di giunzioni fra profilati cavi deve essere basata sui seguenti criteri, quando applicabili:
 - (a) collasso della faccia del corrente;
 - (b) collasso dell'anima (o della parete) del corrente per snervamento od instabilità;
 - (c) collasso del corrente per taglio;
 - (d) collasso del corrente per azione tagliante di punzonamento;
 - (e) collasso di un'asta di parete con larghezza efficace ridotta;
 - (f) collasso per instabilità locale.
- (2) Le saldature devono essere dimensionate per avere resistenza e duttilità sufficienti a consentire la ridistribuzione di tensioni distribuite in modo non uniforme ed a permettere una ridistribuzione dei momenti flettenti secondari.

6.10.2. Regole applicative

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

6.11. Giunti di base

6.11.1 Piastre di base

- (1) Le colonne devono essere provviste di piastre di base adatte a distribuire le forze di compressione presenti nelle parti compresse della colonna su di un'area portante tale che la pressione di contatto sulla fondazione non superi la resistenza di progetto della giunzione.

- (2) La resistenza di progetto della giunzione fra la piastra di base e la fondazione dovrà essere determinata tenendo in considerazione le proprietà del materiale e le dimensioni sia della malta sia del calcestruzzo della fondazione.

6.11.2. Tirafondi

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

6.11.3. Regole applicative

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

7. Fabbricazione e montaggio

7.1. Generalità

7.1.1. Finalità

- (1) Questo punto specifica i requisiti minimi delle lavorazioni richiesti per la fabbricazione ed il montaggio al fine di garantire che le ipotesi di progetto di questo Eurocodice siano soddisfatte e che, quindi, il livello di sicurezza strutturale desiderato possa essere raggiunto.
- (2) I requisiti minimi si riferiscono a strutture soggette prevalentemente a carichi statici. Qualità delle lavorazioni più elevate e livelli di controllo e prove più rigorosi possono rendersi necessari per le strutture nelle quali prevale il fenomeno della fatica, in funzione dei dettagli di progetto e della resistenza a fatica richiesta (vedere il punto 9) o per altre ragioni.
- (3) Qualsiasi requisito addizionale specifico per strutture particolari dovrà essere dichiarato nella specifica di progetto.

7.1.2. Requisiti

- (1) Accertato che tutti gli acciai strutturali, i dispositivi di giunzione e gli elettrodi per la saldatura siano conformi ai requisiti indicati nel punto 3, le lavorazioni dovranno essere conformi alle seguenti norme di riferimento.

- Norma di riferimento n. 6: Fabbricazione di strutture in acciaio
- Norma di riferimento n. 7: Montaggio di strutture in acciaio
- Norma di riferimento n. 8: Montaggio di bulloni precaricati
- Norma di riferimento n. 9: Saldatura di strutture in acciaio

Nota - Per i dettagli sulle norme di riferimento da 6 a 9 vedere appendice B.

- (2) Nel caso di utilizzo di qualche materiale alternativo o addizionale, i requisiti specificati in (1) dovranno essere integrati per quanto necessario in modo da assicurare un livello di sicurezza equivalente.

7.2. Specifica di progetto

- (1) Il progettista dovrà fornire, o adottare, una specifica di progetto contenente i dettagli di tutti i requisiti per i materiali, la fabbricazione ed il montaggio necessari ad assicurare la conformità alle ipotesi di progetto in relazione alla particolare struttura.
- (2) La specifica di progetto dovrà contenere sufficienti dettagli dei requisiti specifici riguardanti:
 - a) la fabbricazione;
 - b) il montaggio;
 - c) i controlli;
 - d) l'accettazione.
- (3) La specifica di progetto dovrà comprendere tutte le prescrizioni competenti che derivano dai requisiti indicati dai punti da 7.3 al 7.7.
- (4) La specifica di progetto può includere dei disegni in aggiunta al testo.
- (5) La specifica di progetto può integrare i requisiti delle norme di riferimento, ma non dovrà ridurre i loro requisiti tecnologici e non dovrà trascurare quelli minimi specificati in questo punto.
- (6) Dopo l'approvazione, la specifica di progetto non dovrà essere alterata senza il benestare del progettista e delle autorità responsabili del controllo.
- (7) *Per quanto possibile i requisiti della specifica di progetto devono essere prescritti usando le norme di riferimento.*

7.3. Limitazioni per la fabbricazione

- (1) È necessario evitare o eliminare il materiale incrudito nelle seguenti situazioni:
 - a) quando il progetto è basato sull'analisi plastica, per una distanza lungo la membratura uguale all'altezza della membratura, da entrambi i lati di ciascuna cerniera plastica;
 - b) quando prevalgono i fenomeni di fatica e sono adottati nel progetto i dettagli costruttivi delle categorie 140 o 160 (vedere il punto 9);

- c) quando il progetto per le azioni sismiche o le azioni accidentali presuppone una deformazione plastica.
- (2) Qualora si presenti una qualunque delle situazioni elencate in (1), le zone che si richiedono essere esenti da incrudimento del materiale dovranno essere identificate nella specifica di progetto.
- (3) Nelle zone richieste di essere esenti da incrudimento del materiale le restrizioni specificate nella norma di riferimento n. 6 dovranno essere applicate nelle seguenti situazioni:
 - a) bordi tagliati alla fiamma o tranciati;
 - b) fori punzonati;
 - c) marcatura;
 - d) attacchi provvisori saldati;
 - e) riparazioni della superficie mediante saldatura.

Nota - *La condizione (e) influenza le condizioni di fornitura del materiale: vedere la norma di riferimento n. 1.*

- (4) Tutte le zone ove sono richieste limitazioni riguardo all'incrudimento devono essere chiaramente indicate nei disegni.

7.4. Preparazione del materiale

- (1) Qualsiasi raddrizzatura o sagomatura necessaria dovrà essere eseguita usando metodi che non riducano le proprietà del materiale al di sotto di quelle specificate.
- (2) Le strutture in acciaio che sono state zincate dovranno essere raddrizzate o sagomate nuovamente, se necessario, per soddisfare i limiti di tolleranza specificati.
- (3) Tutte le superfici ed i bordi dovranno essere esenti da difetti che abbiano probabilità di compromettere l'efficacia del metodo di protezione superficiale prescritto nella specifica di progetto.
- (4) Per le superfici di appoggio a contatto dovranno essere specificati i livelli di qualità della spianatura necessari per trasmettere le forze di progetto lungo le superfici di contatto.
- (5) Qualsiasi trattamento speciale richiesto per gli smussi dovrà essere prescritto nella specifica di progetto.

7.5. Collegamenti bullonati

7.5.1. Fori

- (1) I fori per i bulloni possono essere trapanati o punzonati, salvo diversa specifica.
- (2) Quando sono richiesti fori trapanati, essi possono essere pre-punzonati ed alesati.
- (3) Quando sono richiesti fori a testa svasata, l'angolo di svasatura dovrà corrispondere a quello dei bulloni a testa svasata normalizzati come specificato dalla norma di riferimento n. 3, salvo che siano prescritti bulloni a testa svasata speciali non normalizzati.
- (4) Si deve curare che la profondità della svasatura sia sufficiente ad ospitare la testa del bullone. Qualora ciò implichi la svasatura di più di uno strato di piatti, le modalità per l'esecuzione devono essere stabilite nella specifica di progetto.

(5) I fori asolati dovranno essere, in alternativa, o asolati in una sola operazione, oppure realizzati punzonando o trapanando due fori circolari e completati da taglio alla fiamma e rifinitura di alta qualità in modo da assicurare che il bullone possa muoversi liberamente per tutta la lunghezza dell'asola.

7.5.2. Tolleranze nei fori per i dispositivi di giunzione

- (1) Ad eccezione dei bulloni calibrati oppure dove sono specificate tolleranze ridotte o fori maggiorati, la tolleranza nominale per fori normali dovrà essere:
 - 1 mm per bulloni M12 e M14;
 - 2 mm per bulloni da M16 a M24;
 - 3 mm per bulloni M27 ed oltre.
- (2) Possono essere prescritti fori con tolleranza ridotta rispetto a quella normale.
- (3) Per bulloni M12 e M14 possono pure essere prescritti fori con 2 mm di tolleranza nominale purché il progetto corrisponda ai requisiti indicati in 6.5.5(8).
- (4) La tolleranza per i bulloni calibrati dovrà essere quella specificata nella norma di riferimento n. 6, ad eccezione del caso in cui siano prescritte tolleranze speciali.
- (5) I fori maggiorati ed asolati possono essere impiegati per i collegamenti ad attrito solo ove specificato.
- (6) La tolleranza nominale nei fori maggiorati per i collegamenti ad attrito dovrà essere:
 - 3 mm per bulloni M12;
 - 4 mm per bulloni da M14 a M22;
 - 6 mm per bulloni M24;
 - 8 mm per bulloni M27 ed oltre.
- (7) I fori maggiorati nei piatti dello strato esterno di un collegamento ad attrito dovranno essere coperti da rosette temprate.
- (8) I fori per bulloni di fondazione possono essere fori maggiorati con le tolleranze prescritte nella specifica di progetto purché questi fori siano coperti da piastre di rinforzo di dimensioni e spessore adeguati. I fori nelle piastre di rinforzo non dovranno avere dimensioni maggiori dei fori normali.
- (9) Le dimensioni nominali dei fori ad asola corta per i collegamenti ad attrito non dovranno essere maggiori di:
 - $(d + 1)$ mm per $(d + 4)$ mm per bulloni M12 e M14;
 - $(d + 2)$ mm per $(d + 6)$ mm per bulloni da M16 a M22;
 - $(d + 2)$ mm per $(d + 8)$ mm per bulloni M24;
 - $(d + 3)$ mm per $(d + 10)$ mm per bulloni M27 ed oltre;
 dove: d è il diametro nominale del bullone, in millimetri.
- (10) Le dimensioni nominali dei fori ad asola lunga per i collegamenti ad attrito non dovranno essere maggiori di:
 - $(d + 1)$ mm per $2,5 d$ per bulloni M12 e M14;
 - $(d + 2)$ mm per $2,5 d$ per bulloni da M16 a M22;
 - $(d + 3)$ mm per $2,5 d$ per bulloni M27 ed oltre.
- (11) Le asole lunghe nei piatti dello strato esterno dovranno essere coperte da piastre di rinforzo di dimensioni e spessore adeguati. I fori nelle piastre di rinforzo non dovranno avere dimensioni maggiori dei fori normali.

- (12) Le dimensioni richieste per i fori ad asola lunga di giunzioni soggette a movimento dovranno essere specificate. Le asole nei piatti dello strato esterno dovranno essere ricoperte da piastre di rinforzo di dimensioni e spessore adeguati.

7.5.3. **Bulloni**

- (1) Quando il progetto è basato su bulloni aventi il gambo non filettato disposto nel piano di taglio, dovranno essere specificate le appropriate misure per assicurare che, dopo aver tenuto conto delle tolleranze, né la parte filettata, né l'avvio della filettatura giacciano nel piano di taglio.
- (2) Esclusi i casi proibiti dalla specifica di progetto, possono essere usati bulloni con la filettatura fino alla testa.
- (3) La lunghezza di un bullone non precaricato dovrà essere tale che, dopo aver tenuto conto delle tolleranze:
 - la parte filettata del gambo dopo il serraggio sporga oltre il dado; e
 - almeno un intero filetto (oltre all'avvio della filettatura) rimanga libero fra il dado ed il tratto non filettato del gambo.
- (4) La lunghezza di un bullone precaricato dovrà essere tale che, dopo aver tenuto conto delle tolleranze:
 - la parte filettata del gambo dopo il serraggio sporga oltre il dado; e
 - almeno quattro filetti (in aggiunta all'avvio della filettatura) rimangano liberi fra il dado e la parte non filettata del gambo.

7.5.4. **Dadi**

- (1) Nelle strutture soggette a vibrazioni saranno presi provvedimenti per evitare l'allentamento dei dadi.
- (2) Se nelle strutture soggette a vibrazioni sono impiegati bulloni non precaricati, i dadi devono essere resi fissi attraverso dispositivi che evitano l'allentamento od altri dispositivi meccanici.
- (3) Per i dadi dei bulloni precaricati si può assumere che siano sufficientemente resi fissi dalla normale procedura di serraggio.

7.5.5. **Rosette**

- (1) Le rosette non sono richieste per i bulloni non precaricati, ad eccezione dei seguenti casi.
 - a) Dovrà essere usata una rosetta rastremata qualora la superficie sia inclinata di oltre 3° rispetto ad un piano perpendicolare all'asse del bullone.
 - b) Le rosette dovranno essere usate dove ciò sia necessario a causa del requisito, prescritto dalla specifica di progetto, di impiegare un bullone più lungo al fine di tenere i filetti del bullone fuori dal piano di taglio o fuori da un foro calibrato.
- (2) Per i bulloni precaricati dovranno essere usate rosette temprate nei seguenti casi.
 - a) Una rosetta temprata dovrà essere disposta sotto la testa del bullone o sotto il dado, secondo quale sarà la parte che verrà girata.
 - b) Una rosetta temprata dovrà pure essere disposta sotto la parte che non gira (testa del bullone o dado) se prescritto nella specifica di progetto.
 - c) Una rosetta rastremata temprata dovrà essere usata, se necessario, per assicurare che la parte che gira gravi su una superficie perpendicolare all'asse del bullone.

- d) Una rosetta rastremata temprata dovrà essere usata sotto la parte che non gira quando la superficie è inclinata di oltre 3° rispetto ad un piano perpendicolare all'asse del bullone.

7.5.6. Serraggio dei bulloni

- (1) I bulloni non precaricati dovranno essere adeguatamente serrati per assicurare che si raggiunga un contatto sufficiente fra le parti assemblate.
- (2) Non è necessario serrare i bulloni non precaricati ad un valore predeterminato. Tuttavia, quale indicazione, il serraggio richiesto deve essere:
 - quello che può essere raggiunto da un uomo che usa una normale chiave da montatore;
 - fino al punto dove un avvitatore pneumatico inizia a scorrere.
- (3) I bulloni precaricati dovranno essere serrati in conformità alla norma di riferimento n. 8. La specifica di progetto dovrà prescrivere quale dei metodi indicati nella norma di riferimento potrà essere usato.

7.5.7. Superfici di contatto resistenti allo scorrimento

- (1) Qualora sia richiesta una condizione particolare delle superfici di attrito nelle giunzioni bullonate, si dovrà prescrivere nella specifica di progetto la condizione richiesta per la superficie (vedere 6.5.8.3).
- (2) Se in una giunzione resistente ad attrito sono usate imbottiture in acciaio, bisogna assicurare che anche le loro superfici di contatto siano preparate nella condizione specificata.

7.5.8. Accoppiamento delle superfici di contatto

- (1) Salvo che valori inferiori siano prescritti dalla specifica di progetto, il massimo dislivello fra le superfici adiacenti di una giunzione (vedere fig. 7.1) non dovrà superare:
 - 2 mm quando si usano bulloni non precaricati;
 - 1 mm quando si usano bulloni precaricati.
- (2) Quando si usano bulloni precaricati il progettista deve tenere in conto i possibili effetti della mancanza di accoppiamento come una alternativa alla imposizione di tolleranze ridotte.
- (3) Dove necessario, si dovranno usare imbottiture in acciaio per assicurare che il dislivello rimanente non superi i limiti indicati.
- (4) Salvo il caso in cui siano specificati valori maggiori, lo spessore minimo di una imbottitura in acciaio deve essere:
 - 2 mm per condizioni di impiego al chiuso, in assenza di esposizione a fattori che provochino corrosione;
 - 4 mm per condizioni di impiego all'aperto o nel caso di esposizione a fattori che provochino corrosione.

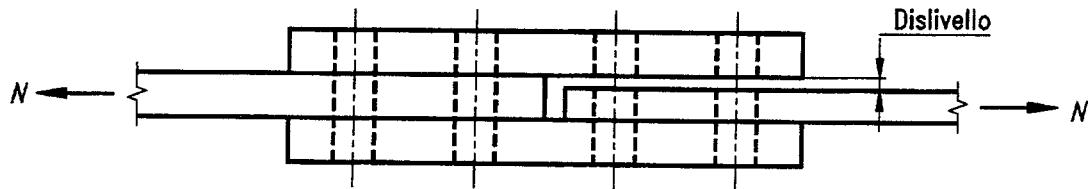


Fig. 7.1 - Massimo dislivello fra superfici adiacenti

7.6. Collegamenti saldati

- (1) L'assemblaggio e la saldatura dovranno essere svolti in modo tale che le dimensioni finali siano entro i limiti di tolleranza appropriati.
- (2) La specifica di progetto dovrà includere i dettagli di qualsiasi collegamento saldato che richieda:
 - a) particolari procedure di saldatura;
 - b) particolari livelli di controllo di qualità;
 - c) particolari procedure per i controlli;
 - d) particolari procedure per le prove.
- (3) Le saldature possono essere effettuate in cantiere salvo divieto della specifica di progetto.
- (4) I disegni devono chiaramente indicare se le saldature di testa sono intese a completa penetrazione od a parziale penetrazione. Nel caso di saldatura di testa a parziale penetrazione si deve specificare la sezione di gola richiesta.

7.7. Tolleranze

7.7.1. Tipi di tolleranze

- (1) Le tolleranze "normali" sono i limiti basilari per gli scostamenti dimensionali necessari:
 - per soddisfare le ipotesi di progetto per le strutture caricate staticamente;
 - per definire le tolleranze accettabili per le strutture di edifici in assenza di altri requisiti.
- (2) Le tolleranze "speciali" sono tolleranze più restrittive necessarie per soddisfare le ipotesi di progetto:
 - per strutture diverse dalle normali strutture degli edifici;
 - per strutture nelle quali predominano i fenomeni di fatica.
- (3) Le tolleranze "particolari" sono tolleranze più restrittive, necessarie per soddisfare i requisiti funzionali di strutture particolari o componenti strutturali in relazione a:
 - aggiunte di altri componenti strutturali o non strutturali;
 - guide per ascensori (montacarichi);
 - rotaie per carriporta;
 - altri criteri di verifica quale il rispetto di certe distanze;
 - allineamento della facciata esterna di un edificio.

7.7.2. Applicazione delle tolleranze

- (1) Tutti i valori di tolleranza specificati in 7.7 dovranno essere considerati come tolleranze "normali".

- (2) Le tolleranze "normali" si applicano alle usuali strutture di acciaio a telaio monopiano e multipiano di edifici residenziali, amministrativi, commerciali ed industriali, ad eccezione dei casi in cui siano specificate tolleranze "speciali" o "particolari".
- (3) Tutte le tolleranze "speciali" o "particolari" richieste dovranno essere dettagliate nella specifica di progetto.
- (4) Tutte le tolleranze "speciali" o "particolari" richieste devono pure essere indicate nei disegni pertinenti.

7.7.3. Tolleranze di montaggio normali

- (1) La struttura in acciaio scarica, quando eretta, dovrà soddisfare i criteri di verifica indicati nel prospetto 7.1 e rispettare i limiti di tolleranza specificati, vedere le fig. 7.2.1 e 7.2.2.
- (2) Ciascun criterio di verifica indicato nei prospetti dovrà essere considerato come un requisito separato, da soddisfare indipendentemente da ogni altro criterio di verifica.
- (3) Le tolleranze di montaggio specificate nel prospetto 7.1 si applicano ai seguenti punti di riferimento:
 - a) per una colonna, l'effettiva mezzeria della colonna a ciascun livello di piano ed alla base, escludendo qualsiasi piastra di base o piastra di sommità;
 - b) per una trave, l'effettiva mezzeria della superficie superiore in corrispondenza di ciascuna estremità della trave, escludendo qualsiasi piastra di estremità.

Prospetto 7.1 - Tolleranze normali dopo il montaggio

Criterio di verifica	Scostamento ammissibile
Scostamento della distanza fra le colonne adiacenti	$\pm 5 \text{ mm}$
Inclinazione di una colonna in un edificio multipiano fra livelli di impalcato adiacenti	$0,002 h$ dove: h è l'altezza di piano
Scostamento nel posizionamento di una colonna in un edificio multipiano, a ciascun livello di impalcato, dalla verticale che passa attraverso la posizione prevista per la base della colonna	$0,0035 \sum h/n^{0,5}$ dove: $\sum h$ è l'altezza totale dalla base al livello di impalcato in oggetto; n è il numero dei piani dalla base al livello di impalcato in oggetto.
Inclinazione di una colonna in un edificio monopiano (che non regge un carroponte) diverso da un portale a telaio	$0,0035 h$ dove: h è l'altezza della colonna
Inclinazione delle colonne in un telaio a portale (che non reggono un carroponte)	Media: $0,002 h$ Individuale: $0,010 h$

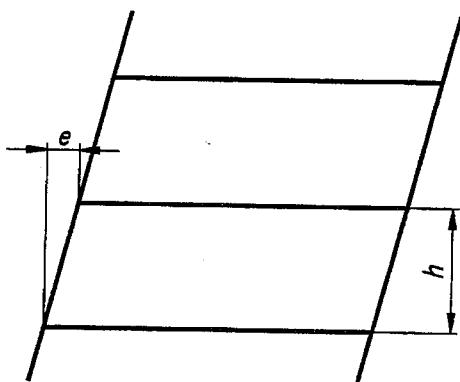
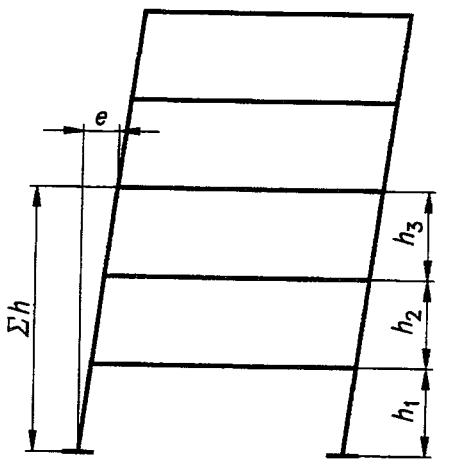
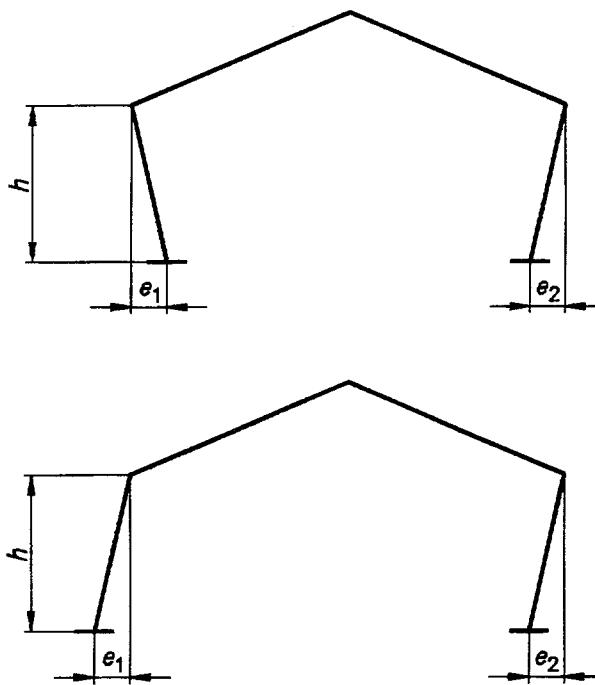
Criterio di verifica	Descrizione	Scostamento ammissibile
Inclinazione di una colonna fra livelli di impalcato adiacenti		$e \leq 0,002 h$
Posizione di una colonna, a ciascun livello d'impalcato, dalla verticale che passa attraverso la posizione prevista per la base della colonna		$e \leq \frac{0,0035 \Sigma h}{n^{1/2}}$
Inclinazione di una colonna in un edificio monopiano, che non regge un carroponte, non appartenente ad un portale a telaio		$e \leq 0,0035 h$

Fig. 7.2.1 - Tolleranze normali dopo il montaggio - Parte 1^a

Criterio di verifica

Inclinazione delle colonne di un telaio a portale
che non reggono un carroponte

Descrizione



Scostamento ammissibile

Inclinazione individuale delle colonne:

$$e_1 \leq 0,010 h \quad ; \quad e_2 \leq 0,010 h$$

Inclinazione media di un telaio:

$$\frac{e_1 + e_2}{2} \leq 0,002h \quad ; \quad \text{dove: } e_1 \geq e_2$$

Fig. 7.2.2 - Tolleranze normali dopo il montaggio - Parte 2^a

7.7.4. Tolleranze di fabbricazione

- (1) Le tolleranze di fabbricazione normali dovranno essere le tolleranze di fabbricazione normali per le strutture degli edifici specificate nella norma di riferimento n. 6.

- (2) Le tolleranze di rettilineità specificate nel prospetto 7.2. sono state assunte derivandole dalle regole di progettazione dei relativi tipi di membrature. Qualora la curvatura ecceda questi valori, la curvatura addizionale dovrà essere tenuta in debito conto nei calcoli di progetto.

Prospetto 7.2 - Tolleranze di rettilineità incorporate nelle regole di progettazione

Criterio di verifica	Scostamento ammissibile	
Rettilineità di una colonna (o altra membratura compressa) fra i punti che disporranno di ritegni laterali a montaggio completato	$\pm 0,001 L$	in generale
	$\pm 0,002 L$	per membrature con sezioni trasversali cava
	dove: L è la lunghezza fra i punti che avranno ritegni laterali	
Rettilineità della piattabanda compressa di una trave, rispetto all'asse minore, fra i punti che disporranno di ritegni laterali a montaggio completato	$\pm 0,001 L$	in generale
	$\pm 0,002 L$	per travi a sezione cava
	dove: L è la lunghezza fra i punti che avranno ritegni laterali	

7.7.5. Posizione dei bulloni di fondazione

- (1) Dovranno essere specificate le tolleranze per gli scostamenti nelle posizioni dei bulloni di fondazione che consentiranno di rispettare i limiti di tolleranza per il montaggio delle strutture di acciaio.
- (2) Dovranno essere specificate le tolleranze per i livelli dei bulloni di fondazione che consentiranno di rispettare i limiti di tolleranza per i seguenti criteri di verifica:
- a) livello della piastra di base;
 - b) spessore del materiale sotto la piastra di base;
 - c) sporgenza del bullone oltre il dado;
 - d) numero di filetti liberi sotto il dado.
- (3) Gli scostamenti dell'interasse fra i singoli bulloni appartenenti al gruppo di bulloni di fondazione per ciascuna membratura non dovranno eccedere i seguenti valori:
- a) per i bulloni annegati rigidamente, fra i centri dei bulloni: $\pm 5 \text{ mm}$;
 - b) per i bulloni alloggiati in manicotti, fra i centri dei manicotti: $\pm 10 \text{ mm}$.

7.8. Controlli e prove

- (1) I requisiti per i controlli e le prove dovranno essere quelli del livello normale di controlli e prove specificati nelle "Norme di Riferimento" pertinenti, salvo che siano specificati requisiti per i controlli.
- (2) I criteri di accettazione dovranno essere i criteri normali di accettazione specificati nelle "Norme di Riferimento" pertinenti, salvo che siano specificati criteri di accettazione speciali.

8. Progettazione integrata da prove

8.1. Principi

- (1) Le prescrizioni di questo punto forniscono una guida al progettista che deve occuparsi di verifiche sperimentali.
- (2) Quando i modelli di calcolo a disposizione non sono sufficienti, per l'analisi di una particolare struttura o di componente strutturale, si dovrà intraprendere la verifica sperimentale in sostituzione del calcolo di progetto o per integrare il calcolo di progetto.
- (3) La verifica sperimentale può essere intrapresa anche quando le regole di progettazione fornite da questo Eurocodice portano a risultati non economicamente validi. Tuttavia non dovranno essere trascurate le ipotesi conservative degli specifici modelli di calcolo che intendono tenere in conto i parametri sfavorevoli non considerati esplicitamente nei modelli di calcolo prescritti.
- (4) La pianificazione, l'esecuzione, la valutazione e la documentazione delle prove dovranno corrispondere ai requisiti minimi indicati nel seguito.
- (5) *Poiché le circostanze e le attrezzature di prova variano ampiamente, le procedure di prova devono essere concordate preventivamente fra tutte le parti interessate.*

8.2. Pianificazione delle prove

- (1) La verifica sperimentale dovrà essere basata su modelli di calcolo di tentativo, che possono essere incompleti, ma che correlano una o più variabili significative al comportamento strutturale in esame, in modo che le tendenze fondamentali siano adeguatamente previste. La verifica sperimentale dovrà allora essere limitata alla valutazione dei termini correttivi nel modello di calcolo di tentativo.
- (2) Quando l'individuazione di modelli di calcolo appropriati o delle modalità di collasso da attendersi nelle prove è estremamente dubbia, il programma di prova dovrà essere sviluppato sulla base di prove pilota associate.
- (3) Prima della esecuzione delle prove dovrà essere tracciato un programma di prova da parte del progettista e della organizzazione che la effettuerà. Il programma dovrà indicare lo scopo delle prove e tutte le direttive e le specifiche necessarie per la scelta e la preparazione dei campioni, l'esecuzione delle prove e la valutazione dei risultati.
- (4) *Si deve fare riferimento all'appendice Y come guida alla preparazione del programma di prova.*
- (5) Il programma di prova dovrà riguardare i seguenti argomenti:
 - (a) Lo scopo delle informazioni che si richiedono alle prove (per esempio: i parametri richiesti ed il campo di validità).
 - (b) La descrizione di tutte le caratteristiche delle membrature considerate che possono influenzare il comportamento allo stato limite (per esempio: la sezione della membratura, la rigidezza, il tipo e il grado dell'acciaio e le principali proprietà del materiale, i parametri geometrici e strutturali e le loro tolleranze, i parametri influenzati dalle procedure di fabbricazione e montaggio).
 - (c) Le specifiche sulle caratteristiche dei campioni di prova (per esempio: le procedure di campionamento, le specifiche per la quotatura, il materiale e la fabbricazione dei prototipi, il numero dei campioni e delle parti, i vincoli).
 - (d) La descrizione delle azioni a cui le membrature devono reagire e l'indicazione delle caratteristiche a cui viene fatto riferimento in (b) (per esempio: le disposizioni dei carichi, le condizioni di carico, le combinazioni di carico).

- (e) Le specifiche sulle condizioni di carico e sulle condizioni ambientali nella prova (per esempio: i punti di applicazione del carico, il metodo di carico, la sequenza di applicazione del carico nel tempo e nello spazio, le temperature).
 - (f) Le modalità di collasso ed i modelli di calcolo di tentativo con le variabili corrispondenti.
 - (g) Le configurazioni di prova (comprendenti gli accorgimenti per assicurare una sufficiente resistenza e rigidezza dei telai di carico e di sostegno e le distanze di rispetto per gli spostamenti, ecc.).
 - (h) La determinazione dei punti di misura e dei metodi di misura e registrazione (per esempio: l'andamento nel tempo delle deformazioni, forze, spostamenti).
 - (i) La determinazione del tipo e modalità di controllo dell'applicazione del carico (controllato attraverso le tensioni, controllato attraverso le deformazioni, ecc.).
 - (k) La precisione richiesta per le misure e per gli strumenti di misura.
- (6) Tutti i dettagli sul campionamento o sulla realizzazione dei campioni dovranno essere riportati in relazione e si dovranno effettuare misure su questi campioni prima dell'inizio delle prove al fine di dimostrare che il progetto dei provini sia stato realizzato correttamente; in caso contrario i provini dovranno essere modificati.

8.3. Esecuzione delle prove

- (1) L'esecuzione delle verifiche sperimentali dovrà essere affidata esclusivamente ad organizzazioni il cui personale abbia sufficienti conoscenze ed esperienza nella pianificazione, esecuzione e valutazione dei risultati delle prove.
- (2) Il laboratorio di prova dovrà essere adeguatamente attrezzato e l'organizzazione che esegue le prove dovrà assicurare una attenta gestione e documentazione di tutte le prove.

8.4. Valutazione dei risultati delle prove

- (1) La valutazione dei risultati delle prove dovrà tener conto del carattere di casualità di tutti i dati.
- (2) La valutazione dei risultati delle prove dovrà essere svolta in accordo al metodo fornito nell'appendice Z.

8.5. Documentazione

- (1) La seguente documentazione dovrà far parte della relazione di prova:
 - ◊ il programma di prova (inclusa qualsiasi revisione);
 - ◊ le descrizioni e specifiche per tutti i campioni;
 - ◊ i dettagli delle configurazioni di prova;
 - ◊ i dettagli della esecuzione delle prove;
 - ◊ i risultati delle prove necessari per la valutazione dei risultati delle prove.

9. Fatica

9.1. Generalità

9.1.1. Principi

- (1) Lo scopo della progettazione di una struttura nei riguardi dello stato limite di fatica è di assicurare, con un accettabile livello di probabilità, che la sua prestazione sia soddisfacente durante l'intera vita di progetto, in modo tale che la struttura abbia scarse probabilità di collassare a causa di fenomeni di fatica o di richiedere riparazioni di danni prodotti dalla fatica.

- (2) Il livello di sicurezza richiesto dovrà essere ottenuto applicando gli appropriati coefficienti parziali di sicurezza (vedere 9.3).

9.1.2. Finalità

- (1) Questo punto presenta un metodo generale per la valutazione della resistenza a fatica delle strutture e degli elementi strutturali che sono soggetti a fluttuazioni ripetute delle tensioni.
- (2) Le procedure di valutazione della resistenza a fatica presuppongono che le strutture siano pure conformi ai requisiti di questo Eurocodice per gli altri stati limite.
- (3) Le procedure di valutazione della resistenza a fatica descritte in questo punto sono applicabili quando tutti gli acciai strutturali, i dispositivi di giunzione ed i materiali di consumo per le saldature sono conformi ai requisiti specificati nel punto 3.

9.1.3. Limitazioni

- (1) Per la valutazione della resistenza a fatica, tutte le sollecitazioni nominali [vedere 9.1.5(7)] dovranno risultare all'interno dei limiti elastici del materiale. L'intervallo dei valori di progetto di tali sollecitazioni non dovrà superare $1,5 f_y$ per le tensioni normali oppure $1,5 f_y / \sqrt{3}$ per le tensioni tangenziali.
- (2) Le resistenze a fatica specificate in questo punto sono applicabili alle strutture aventi una idonea protezione contro la corrosione, soggette esclusivamente a condizioni moderate di aggressività ambientale, quali le normali condizioni atmosferiche (profondità dei punti di corrosione ≤ 1 mm).
- (3) Le procedure di valutazione della resistenza a fatica fornite in questo punto sono applicabili solo alle strutture soggette a temperature non maggiori di 150 °C.

9.1.4. Casi in cui è necessaria la valutazione della resistenza a fatica

- (1) Per le strutture degli edifici la valutazione della resistenza a fatica non è normalmente necessaria, ad eccezione dei seguenti casi:
 - (a) elementi che reggono dispositivi di sollevamento o carichi mobili;
 - (b) elementi sottoposti a cicli ripetuti di sollecitazioni prodotte da macchine vibranti;
 - (c) elementi soggetti a vibrazioni indotte dal vento;
 - (d) elementi soggetti a vibrazioni indotte dalla folla.
- (2) Nessuna valutazione della resistenza a fatica è richiesta quando è soddisfatta una delle condizioni seguenti:
 - (a) campo di variazione delle tensioni nominali $\Delta\sigma$ soddisfa la condizione:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq 26/\gamma_{Mf} \text{ N/mm}^2 \quad [9.1]$$

- (b) il numero totale dei cicli di sollecitazione N soddisfa la condizione:

$$N \leq 2 \times 10^6 \left[\frac{36 / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}} \right]^3 \quad [9.2]$$

dove: $\Delta\sigma_{E,2}$ è il campo di variazione delle tensioni equivalenti, ad ampiezza costante, in N/mm².

- (c) per un dettaglio per il quale è specificato un limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, la massima ampiezza delle tensioni (nominali o geometriche) $\Delta\sigma$ soddisfa l'equazione:

$$\gamma_f \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_D / \gamma_M [9.3]$$

9.1.5. Definizioni

- (1) **fatica:** Danno di una parte strutturale, dovuto alla graduale propagazione di una cricca in seguito a ripetute fluttuazioni delle sollecitazioni.
- (2) **carico di fatica:** Un gruppo di tipici eventi di carico descritti dalle posizioni dei carichi, dalla loro intensità e dalla relativa frequenza di ricorrenza.
- (3) **eventi di carico:** Una sequenza definita di carichi applicati alla struttura che dà luogo ad un certo andamento delle tensioni nel tempo.
- (4) **carico di fatica equivalente ad ampiezza costante:** Carico ad ampiezza costante semplificato che rappresenta gli effetti della fatica degli eventi di carico reali di ampiezza variabile.
- (5) **andamento delle tensioni nel tempo:** Una registrazione, oppure una determinazione, della variazione delle tensioni in un punto particolare di una struttura durante un evento di carico.
- (6) **campo di variazione delle tensioni:** Differenza algebrica fra i due estremi di un particolare ciclo di tensioni facente parte di un andamento temporale delle tensioni ($\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ oppure $\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}$).
- (7) **tensione nominale:** Una tensione nel metallo base in prossimità della potenziale cricca, calcolata in accordo alla semplice teoria della resistenza elastica dei materiali, escludendo tutti gli effetti della concentrazione delle tensioni.
- (8) **tensione nominale modificata:** Una tensione nominale incrementata di un coefficiente appropriato di concentrazione delle tensioni, per tenere conto della discontinuità geometrica che non è stata tenuta in considerazione nella classificazione del particolare dettaglio costruttivo.
- (9) **tensione geometrica:** La tensione massima principale nel metallo base adiacente al piede del cordone di saldatura, tenendo in considerazione gli effetti della concentrazione delle tensioni dovute alla geometria globale di un particolare dettaglio costruttivo, ma escludendo gli effetti di concentrazioni locali degli sforzi dovuti alla geometria della saldatura ed alle discontinuità nella saldatura e nel metallo base adiacente.

Nota - La sollecitazione geometrica è pure conosciuta come tensione di picco ("hot spot stress").

- (10) **metodo del flusso ("Rainflow") e metodo del serbatoio ("Reservoir"):** Metodi particolari di determinazione di uno spettro di Δ di tensioni a partire da un dato andamento delle tensioni nel tempo.

Nota - Sono due versioni dello stesso metodo di base.

- (11) **spettro dei Δ di tensioni:** Istogramma delle frequenze di ricorrenza per tutti i Δ di tensioni di differente ampiezza registrati o calcolati per un particolare evento di carico.
- (12) **spettro di progetto:** L'insieme di tutti gli spettri dei Δ di tensione relativi alla valutazione della resistenza a fatica: vedere fig. 9.1.1.
- (13) **campo di variazione delle tensioni equivalente, ad ampiezza costante:** Il campo di variazione delle tensioni ad ampiezza costante che determinerebbe lo stesso danneggiamento a fatica dello spettro reale ad ampiezza variabile, qualora il confronto sia fatto sulla base della regola di Miner.
- (14) *Per comodità l'ampiezza del ciclo di tensione equivalente può essere scelta in modo da corrispondere a una vita di 2 milioni di cicli.*

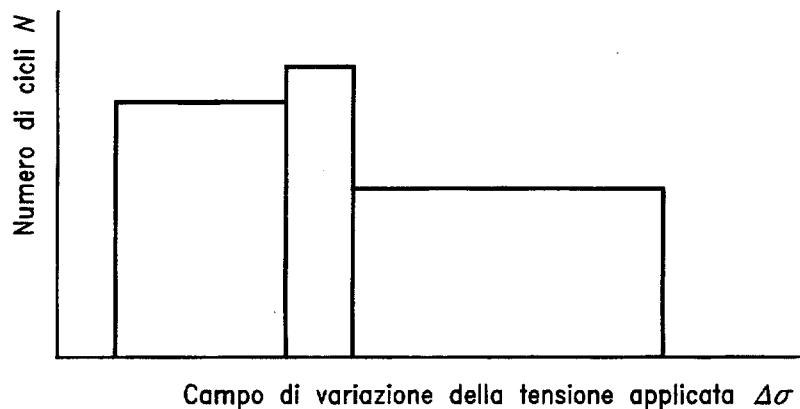


Fig. 9.1.1 - Spettro di progetto

- (15) **vita a fatica:** Il numero totale di cicli di variazione delle tensioni che si prevede produca un collasso per fatica.
- (16) **sommatoria di Miner:** Un calcolo lineare cumulativo del danneggiamento basato sulla regola di Palmgren-Miner.
- (17) **limite di fatica ad ampiezza costante:** È il valore del $\Delta\sigma$ che, se superato anche da un solo ciclo dello spettro, rende necessaria la valutazione della resistenza a fatica.
- (18) **categoria dei dettagli costruttivi:** La designazione data ad un particolare dettaglio saldato o bullonato al fine di identificare quale curva di resistenza a fatica sia applicabile per la valutazione della resistenza a fatica.
- (19) **curva di resistenza a fatica:** La relazione quantitativa che correla il collasso a fatica per una data $\Delta\sigma$ al numero dei cicli delle tensioni, usata per la valutazione della resistenza a fatica per una certa categoria di dettagli costruttivi (vedere fig. 9.1.2).
- (20) **vita di progetto:** Il periodo di tempo di riferimento per il quale è richiesto che una struttura funzioni con sicurezza con una probabilità accettabile che non si verifichi un collasso per cricche a fatica.
- (21) **limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit"):** Limite al di sotto del quale i Δ delle tensioni dello spettro di progetto non contribuiscono al calcolo del danneggiamento cumulativo.

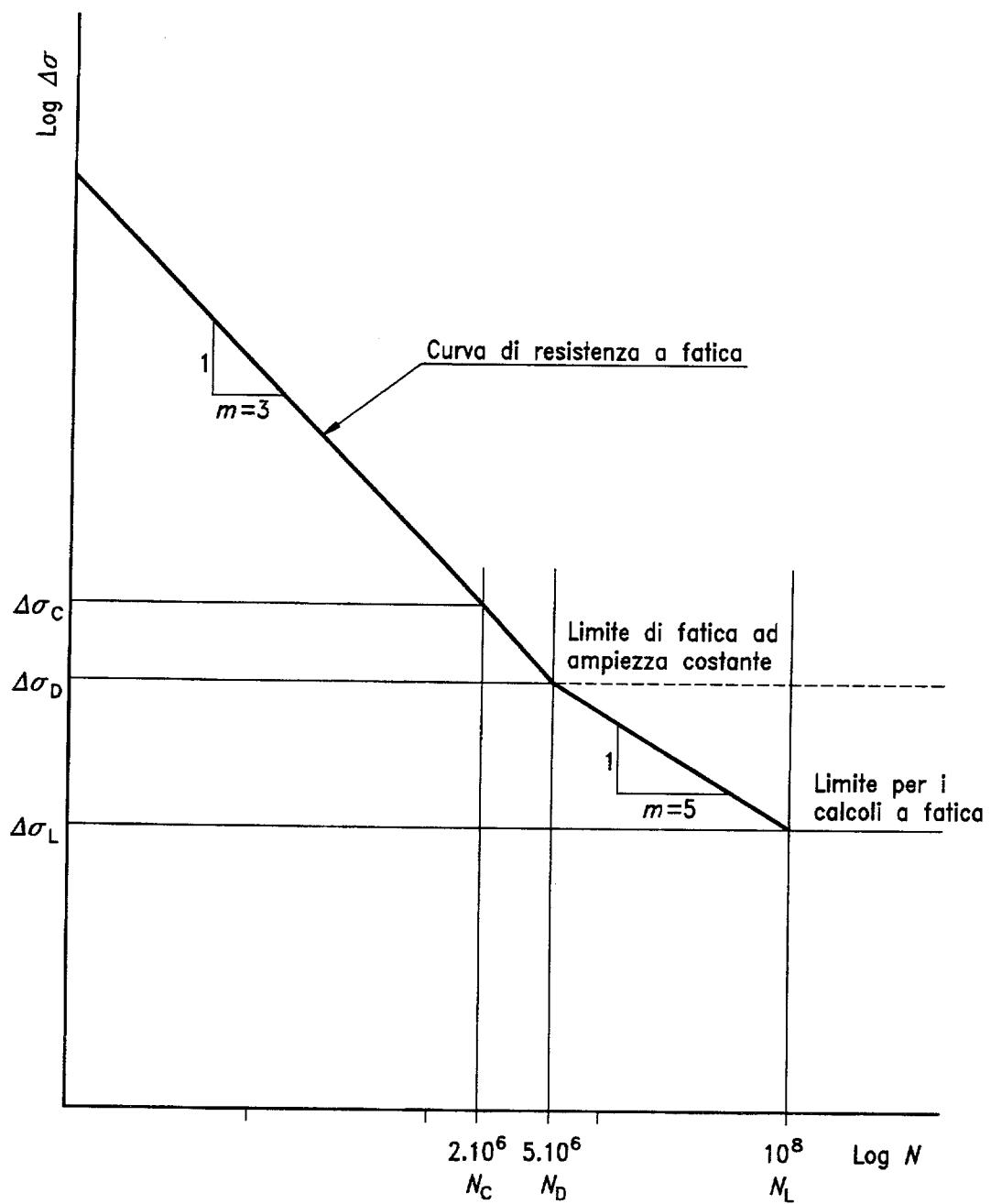


Fig. 9.1.2 - Curva di resistenza a fatica

9.1.6. Simboli

γ_f	Coefficiente parziale di sicurezza per carichi di fatica
γ_m	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza a fatica
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$	Valori massimo e minimo in un ciclo di tensione
$\Delta\sigma$	Campo di variazione delle tensioni nominali (tensione normale)
$\Delta\sigma_D$	Limite di fatica ad ampiezza costante
$\Delta\sigma_R$	Resistenza a fatica (tensione normale)
$\Delta\sigma_C$	Valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli (tensione normale)
$\Delta\sigma_E$	Campo di variazione delle tensioni equivalenti, ad ampiezza costante (tensione normale)

$\Delta\sigma_{E,2}$	Campo di variazione delle tensioni equivalenti, ad ampiezza costante (tensione normale) a 2 milioni di cicli
$\Delta\sigma_L$	Limite per i calcoli a fatica ("cut-off limit")
$\Delta\tau$	Campo di variazione delle tensioni nominali (tensione tangenziale)
$\Delta\tau_R$	Resistenza a fatica (tensione tangenziale)
$\Delta\tau_E$	Campo di variazione delle tensioni equivalenti, ad ampiezza costante (tensione tangenziale)
$\Delta\tau_{E,2}$	Campo di variazione delle tensioni equivalenti, ad ampiezza costante (tensione tangenziale) a 2 milioni di cicli
$\Delta\tau_C$	Valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli (tensione tangenziale)
m	Pendenza di una curva di resistenza a fatica con valori di 3 e/o 5
n_i	Numero dei cicli di ampiezza $\Delta\sigma_i$
N	Numero (o numero totale) dei cicli di tensioni
N_i	Numero dei cicli di tensione di ampiezza $\gamma_{Ff} \gamma_M \Delta\sigma_i$ che provoca la rottura
N_C	Numero dei cicli (2 milioni) al quale si definisce il valore di riferimento della resistenza a fatica
N_D	Numero dei cicli (5 milioni) al quale si definisce il limite di fatica ad ampiezza costante
N_L	Numero dei cicli (100 milioni) al quale si definisce il limite per i calcoli a fatica
\log	Logaritmo in base 10

9.2. Carico di fatica

- (1) Il carico di fatica dovrà essere ricavato dall'Eurocodice per le azioni (EC 1) o da altra norma relativa ai carichi (in preparazione).
- (2) I carichi usati per la valutazione della resistenza a fatica dovranno essere valori caratteristici con una sufficiente e definita affidabilità, rappresentativi dei carichi di servizio per la vita di progetto richiesta alla struttura.
- (3) Il carico di fatica può comprendere differenti eventi di carico che sono definiti attraverso complete sequenze dei carichi della struttura, ciascuna caratterizzata dalla loro relativa frequenza di ricorrenza, come pure dalla loro intensità e posizione geometrica.
- (4) Gli effetti dinamici dovranno essere considerati quando la risposta della struttura contribuisce a modificare lo spettro di progetto.
- (5) In assenza di informazioni più accurate, possono essere impiegati i coefficienti di amplificazione dinamica usati per lo stato limite statico.
- (6) Gli effetti degli eventi di carico dovranno essere rappresentanti degli andamenti delle tensioni nel tempo: vedere 9.1.5(5).
- (7) I modelli di carico usati per la valutazione della resistenza a fatica di certe strutture come ponti e gru devono tenere in considerazione possibili cambiamenti delle condizioni di servizio, quali la crescita del traffico o i cambiamenti nell'entità dei carichi.
- (8) Tali futuri cambiamenti dovranno anche essere tenuti in debito conto quando sia necessario basare la valutazione della resistenza a fatica su registrazioni di andamenti temporali delle tensioni.
- (9) Calcoli di progetto semplificati possono essere basati su un carico di fatica equivalente, che rappresenti gli effetti della fatica dello spettro completo degli eventi di carico.
- (10) Il carico di fatica equivalente può variare con le dimensioni e la posizione dell'elemento strutturale.

9.3. Coefficienti parziali di sicurezza

9.3.1. Generalità

- (1) I valori dei coefficienti parziali di sicurezza da impiegarsi dovranno essere concordati fra il cliente, il progettista e le Autorità pubbliche competenti, quando necessario, considerando:
 - la facilità di accesso per ispezione e riparazione e la probabile frequenza di interventi di ispezione e manutenzione;
 - gli effetti di collasso.
- (2) L'ispezione può individuare cricche da fatica prima che sia causato il successivo danno. Tale ispezione è di tipo visivo salvo diversa prescrizione nella specifica di progetto.
Nota - L'ispezione in servizio non è una prescrizione dell'Eurocodice 3 parte 1 e, se richiesta, deve essere oggetto di un accordo.
- (3) In qualsiasi circostanza non è tollerabile la possibilità di collasso globale senza che si abbiano condizioni di pre-allarme.
- (4) Le difficoltà di accesso per ispezione o riparazione possono essere tali da rendere impraticabili l'individuazione o la riparazione delle cricche. Il cliente deve essere reso consapevole di ciò in modo che possano essere presi i provvedimenti per l'esecuzione delle ispezioni.

9.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza per il carico di fatica

- (1) Per tenere in considerazione le incertezze nell'analisi del comportamento a fatica i $\Delta\sigma$ di progetto dovranno incorporare un coefficiente di sicurezza γ_{Ff} nella procedura della valutazione della resistenza a fatica.
- (2) Il coefficiente parziale di sicurezza γ_{Ff} tiene conto delle incertezze nello stimare:
 - i livelli di carico applicati;
 - la conversione di questi carichi in tensioni e variazioni di tensioni;
 - l'ampiezza del ciclo di tensione equivalente dedotta dallo spettro di progetto;
 - la vita di progetto della struttura e l'evoluzione del carico di fatica durante detta vita.
- (3) Il carico di fatica dato nell'Eurocodice per le azioni (EC 1) prevede già un valore appropriato del coefficiente parziale di sicurezza γ_{Ff} .
- (4) Salvo dove diversamente indicato nelle parti successive di questo Eurocodice, o nella relativa norma sui carichi, al carico di fatica può essere applicato un valore di $\gamma_{Ff} = \boxed{1,0}$

9.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a fatica

- (1) Nella procedura per la valutazione della resistenza a fatica, al fine di tenere in considerazione le incertezze nella resistenza a fatica, il valore di progetto della resistenza a fatica dovrà essere ottenuto dividendo per un coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} .
- (2) Il coefficiente γ_{Mf} tiene conto delle incertezze degli effetti dovuti a:
 - le dimensioni dell'elemento;
 - le dimensioni, forma e vicinanza delle discontinuità;

- le concentrazioni locali di sforzi dovute alle irregolarità delle saldature;
- la variabilità dei processi di saldatura e degli effetti metallurgici.

9.3.4. Valori raccomandati di γ_{Mf}

- (1) I valori raccomandati forniti in questo punto presuppongono che siano applicate procedure di controllo qualità per assicurare che la fabbricazione dei dettagli costruttivi corrisponda ai relativi requisiti di qualità per le strutture soggette a fatica come definito nella norma di riferimento n. 9: vedere l'appendice B.
- (2) In relazione alle conseguenze del cedimento, possono presentarsi due possibili situazioni, come di seguito indicato:
 - componenti strutturali non critici ("fail-safe"), con ridotti effetti di collasso, tali che il cedimento locale di un componente non produce il collasso della struttura;
 - componenti strutturali critici ("non fail-safe"), dove il cedimento locale di un componente porta rapidamente al collasso della struttura.
- (3) I valori raccomandati del coefficiente parziale di sicurezza γ_{Mf} sono indicati nel prospetto 9.3.1. Questi valori devono essere applicati alla resistenza a fatica.
- (4) Qualora valori di γ_{Ff} diversi da 1,0 siano applicati ai carichi di fatica, i valori di γ_{Mf} possono essere opportunamente variati.

Prospetto 9.3.1 - Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a fatica γ_{Mf}

Ispezioni ed accessibilità	Componenti non critici ("fail-safe")	Componenti critici ("non fail-safe")
Ispezioni periodiche e manutenzione *).	1,00	1,25
Buona accessibilità		
Ispezioni periodiche e manutenzione *).	1,15	1,35
Scarsa accessibilità		

*) Vedere 9.3.1(2) riguardante l'ispezione.

9.4. Spettri delle tensioni di fatica

9.4.1. Calcolo delle tensioni

- (1) Le tensioni dovranno essere determinate attraverso un'analisi elastica della struttura sottoposta ai carichi di fatica. La risposta dinamica della struttura o l'effetto d'urto, qualora presenti, dovranno essere considerati.

9.4.2. Campo di variazione delle tensioni nel metallo base

- (1) In funzione della valutazione della resistenza a fatica svolta, dovranno essere determinati o i campi di variazione delle tensioni nominali oppure i campi di variazione delle tensioni geometriche.
- (2) Quando si determina la tensione presente in un elemento, dovranno essere tenute in considerazione le tensioni derivanti dall'eccentricità del giunto e dalle deformazioni imposte, le tensioni secondarie dovute alla rigidezza del giunto, la ridistribuzione delle tensioni causata dall'instabilità e dalla diffusione per taglio del carico ("shear lag") e le forze per effetto leva (vedere il punto 6).

9.4.3. Campo di variazione delle tensioni nei giunti saldati

- (1) Nei giunti saldati a parziale penetrazione o a cordoni d'angolo soggetti a carico, dalle forze trasmesse dalla saldatura per unità di lunghezza si dovranno ottenere le componenti trasversali e parallele all'asse longitudinale della saldatura.
- (2) Le sollecitazioni di fatica nella saldatura da prendere in considerazione sono:
 - ◊ una tensione normale σ_w perpendicolare all'asse della saldatura;
 - ◊ una tensione tangenziale τ_w parallela all'asse della saldatura.
- (3) Le tensioni σ_w e τ_w possono essere determinate dividendo la relativa componente della forza trasmessa per unità di lunghezza per l'altezza di gola a .
- (4) In alternativa σ_w e τ_w possono essere ottenute usando il metodo indicato nell'appendice M e prendendo:

$$\sigma_w = [\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2]^{0,5} \quad \text{e} \quad \tau_w = \tau_{//} \quad [9.4]$$

9.4.4. Spettro di progetto del campo di variazione delle tensioni

- (1) La variazione nel tempo della tensione dovuta alla applicazione dei carichi dovrà essere ridotta ad uno spettro di campi di variazione delle tensioni impiegando un metodo di comprovata validità per il conteggio dei cicli.
- (2) Per un particolare dettaglio, l'insieme di tutti gli spettri di $\Delta\sigma$ causati da tutte le condizioni di carico dovrà essere composto per produrre lo spettro dei $\Delta\sigma$ di progetto da usarsi per la valutazione della resistenza a fatica.
- (3) Lo spettro di progetto di un tipico dettaglio o elemento strutturale può essere dedotto dall'andamento temporale delle tensioni ottenuto da prove appropriate o da valutazioni numeriche basate sulla teoria dell'elasticità.
- (4) Per molte applicazioni i metodi di conteggio dei cicli detti del flusso ("Rainflow") o del serbatoio ("Reservoir") sono idonei per essere impiegati congiuntamente alla sommatoria di Palmgren-Miner.
- (5) Componenti diversi di una struttura possono avere diversi spettri di campi di variazioni delle tensioni.

9.5. Procedure per la valutazione della resistenza a fatica

9.5.1. Generalità

- (1) La verifica di sicurezza dovrà essere svolta:

- in termini di danneggiamento cumulativo confrontando il danno verificatosi con il danno limite; oppure:

- in termini di $\Delta\sigma_E$ comparandola con la resistenza a fatica per un numero assegnato di cicli di tensione.
- (2) Per una determinata categoria di dettagli costruttivi le tensioni da considerare possono essere normali o tangenziali od entrambe.
 - (3) Quando un dettaglio costruttivo è definito nei prospetti di classificazione dei dettagli (prospetti da 9.8.1 a 9.8.7), si dovrà usare il campo di variazione delle tensioni nominali: vedere 9.5.2.
 - (4) Gli effetti delle discontinuità geometriche che non sono parte del dettaglio costruttivo vero e proprio, quali forature, smussi ed angoli rientranti, dovranno essere valutati separatamente, o mediante un'analisi opportuna oppure mediante appropriati coefficienti di concentrazione delle tensioni, per determinare il campo di variazione delle tensioni nominali modificato
 - (5) Qualora un dettaglio costruttivo differisca da un dettaglio definito nei prospetti di classificazione dei dettagli per la presenza nello stesso dettaglio di una discontinuità geometrica, dovrà essere usato il campo di variazione delle tensioni geometriche (vedere 9.5.3).
 - (6) Per i dettagli costruttivi non inclusi nei prospetti di classificazione dei dettagli, si dovrà usare il campo di variazione delle tensioni geometriche (vedere 9.5.3).

9.5.2. Valutazione della resistenza a fatica basata sul campo di variazione delle tensioni nominali

9.5.2.1. Carichi ad ampiezza costante

- (1) Per i carichi ad ampiezza costante il criterio per la valutazione della resistenza a fatica è il seguente:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf} \quad [9.5]$$

dove: $\Delta\sigma$ è il campo di variazione delle tensioni nominali;

$\Delta\sigma_R$ è la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi (vedere 9.8) per il numero totale di cicli di sollecitazione N durante la vita di progetto richiesta.

9.5.2.2. Carichi ad ampiezza variabile

- (1) Per carichi ad ampiezza variabile definiti da uno spettro di progetto, la valutazione della resistenza a fatica dovrà essere basata sulla regola di Palmgren-Miner del danno cumulativo.
- (2) Qualora la massima escursione delle tensioni dovuta ai carichi ad ampiezza variabile sia più alta del limite di fatica ad ampiezza costante, allora dovrà essere adottato uno dei seguenti tipi di valutazione della resistenza a fatica:
 - a) danneggiamento cumulativo: vedere (3);
 - b) ampiezza costante equivalente: vedere (7).
- (3) Una valutazione del danneggiamento cumulativo può essere svolta usando:

$$D_d \leq 1 \quad \text{dove: } D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad [9.6]$$

dove: n_i è il numero dei cicli di ampiezza $\Delta\sigma_i$ durante la vita di progetto richiesta;

N_i è il numero dei cicli di ampiezza $\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$ che causa il collasso per la relativa categoria dei dettagli costruttivi (vedere 9.8).

- (4) I calcoli del danneggiamento cumulativo dovranno essere basati su curve di resistenza a fatica, rappresentate con andamento rettilineo in scala bilogaritmica, dei seguenti tipi:
- una retta con coefficiente angolare $m = 3$;
 - una spezzata con due tratti con coefficienti angolari ($m = 3$ e $m = 5$) ed avente il punto angoloso in corrispondenza del limite di fatica ad ampiezza costante;
 - una spezzata con due tratti con coefficienti angolari $m = 3$ e $m = 5$ ed un tratto orizzontale (limite per i calcoli a fatica "cut-off") in corrispondenza di $N = 100$ milioni di cicli;
 - nel caso descritto in 9.6.2.2(2), una retta con coefficiente angolare $m = 5$ ed un limite per i calcoli a fatica in corrispondenza di $N = 100$ milioni di cicli.
- (5) Il caso (c) è il più generale. Campi di variazione delle tensioni al di sotto del limite per i calcoli a fatica possono essere trascurati.
- (6) Quando si adotta il caso (c) con un limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$ a 5 milioni di cicli, N_i può essere calcolato come segue:

- se $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$:

$$N_i = 5 \times 10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right]^3 \quad [9.7]$$

- se $\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} > \gamma_{Ff} \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$:

$$N_i = 5 \times 10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right]^5 \quad [9.8]$$

- se $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$:

$$N_i = \infty \quad [9.9]$$

- (7) Una valutazione della resistenza a fatica equivalente ad ampiezza costante può essere svolta verificando il criterio:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf} \quad [9.10]$$

dove: $\Delta\sigma_E$ è il campo di variazione delle tensioni equivalenti, ad ampiezza costante, che, per un assegnato numero di cicli, porta allo stesso danneggiamento cumulativo dello spettro di progetto;

$\Delta\sigma_R$ è la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi (vedere 9.8), per lo stesso numero di cicli usato per determinare $\Delta\sigma_E$.

- (8) Può essere adottata una ipotesi conservativa nella valutazione di $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\sigma_R$ usando una curva di resistenza a fatica di pendenza $m = 3$.
- (9) Più in generale $\Delta\sigma_E$ può essere calcolata tenendo in considerazione la curva di resistenza a fatica a doppia pendenza ed il limite per i calcoli a fatica indicati nella fig. 9.1.2.
- (10) In alternativa, una valutazione della resistenza a fatica equivalente ad ampiezza costante può essere svolta verificando lo specifico criterio:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$$

[9.11]

dove: $\Delta\sigma_{E,2}$ è il campo di variazione delle tensioni equivalenti ad ampiezza costante per 2 milioni di cicli;

$\Delta\sigma_C$ è il valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli per la pertinente categoria dei dettagli costruttivi (vedere 9.8).

9.5.2.3. Campo di variazione delle tensioni tangenziali

- (1) Il campo di variazione delle tensioni tangenziali nominali, $\Delta\tau$, dovrà essere trattato in modo simile al campo di variazione delle tensioni normali nominali, ma usando una singola costante di pendenza $m = 5$.
- (2) Per tensioni tangenziali N_i può essere calcolato come segue:

- se $\gamma_{Ff} \Delta\tau_i \geq \Delta\tau_L / \gamma_{Mf}$:

$$N_i = 2 \times 10^6 \left[\frac{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Mf} \Delta\tau_i} \right]^5 \quad [9.12]$$

- se $\gamma_{Ff} \Delta\tau_i < \Delta\tau_L / \gamma_{Mf}$:

$$N_i = \infty \quad [9.13]$$

9.5.2.4. Combinazione di campi di variazioni di tensioni normali e tangenziali

- (1) Nel caso di una combinazione di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti combinati.
- (2) Se $\Delta\tau_E$ è minore del 15% di $\Delta\sigma_E$, gli effetti di $\Delta\tau_E$ possono essere trascurati.
- (3) In posizioni diverse dalle sezioni di gola delle saldature, se le tensioni normali e tangenziali indotte dallo stesso evento di carico variano simultaneamente, o se il piano della massima tensione principale non cambia significativamente nel corso dell'evento di carico, allora può essere usata la massima variazione della tensione principale.
- (4) Se, nella stessa posizione, le tensioni normali e tangenziali variano indipendentemente, le componenti di danneggiamento per le tensioni normali e tangenziali dovranno essere determinate separatamente impiegando la regola di Palmgren-Miner, e successivamente combinate usando il seguente criterio:

$$D_{d,\sigma} + D_{d,\tau} \leq 1 \quad [9.14]$$

nel quale:

$$D_{d,\sigma} = \sum (n_i / N_i) \quad \text{per i campi di variazione delle tensioni normali } \Delta\sigma_i;$$

$$D_{d,\tau} = \sum (n_i / N_i) \quad \text{per i campi di variazione delle tensioni tangenziali } \Delta\tau_i.$$

- (5) Quando si usano i campi di variazione delle tensioni equivalenti ad ampiezza costante, questo criterio generalmente diventa:

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_R / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad [9.15]$$

(segue)

- (6) In alternativa, una valutazione della resistenza può essere svolta usando $\Delta\sigma_E$ e $\Delta\tau_E$, ad ampiezza costante:

$$\left[\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1 \quad [9.16]$$

- (7) I campi di variazione delle tensioni nelle saldature dovranno essere determinate come specificato in 9.4.3. Le componenti di danno per le sollecitazioni normali e tangenziali dovranno essere determinate separatamente impiegando la regola di Palmgren-Miner, e successivamente combinate usando il seguente criterio:

$$D_{d,\sigma} + D_{d,\tau} \leq 1 \quad [9.17]$$

nel quale:

$$D_{d,\sigma} = \sum (n_i/N_i) \quad \text{per i } \Delta \text{ di tensione normale } \sigma_w \text{ definita in 9.4.3;}$$

$$D_{d,\tau} = \sum (n_i/N_i) \quad \text{per i } \Delta \text{ di tensione tangenziale } \tau_w \text{ definita in 9.4.3.}$$

9.5.3. Valutazioni della resistenza a fatica basate sui campi di variazione delle tensioni geometriche

- (1) La tensione geometrica è la massima tensione principale nel metallo base adiacente all'attacco del cordone di saldatura prendendo in considerazione solo la geometria complessiva della giunzione, escludendo gli effetti delle concentrazioni locali di sforzi dovute alla geometria della saldatura ed alle discontinuità all'attacco del cordone di saldatura.
- (2) Si dovrà trovare il massimo valore di Δ delle tensioni geometriche considerando varie posizioni all'attacco del cordone di saldatura intorno al giunto saldato o alla zona di concentrazione degli sforzi.
- (3) Le tensioni geometriche possono essere determinate usando coefficienti di concentrazione degli sforzi ottenuti da formule parametriche all'interno del loro dominio di validità, da una analisi ad elementi finiti o da un modello sperimentale.
- (4) Una valutazione della resistenza a fatica basata sui Δ delle tensioni geometriche dovrà essere trattata in modo simile alle valutazioni indicate in 9.5.2, ma sostituendo al Δ delle tensioni nominali con il Δ delle tensioni geometriche.
- (5) La resistenza a fatica da usare nelle valutazioni basate su i Δ delle tensioni geometriche dovrà essere determinata facendo riferimento a quanto indicato in 9.6.3.

9.6. Resistenza a fatica

9.6.1. Generalità

- (1) La resistenza a fatica per le tensioni normali è definita da una serie di curve logaritmiche $\log \Delta\sigma_R - \log N$, ciascuna delle quali si applica ad una tipica categoria di dettagli costruttivi. Ogni categoria di dettagli costruttivi è identificata da un numero che rappresenta, in N/mm^2 , il valore di riferimento $\Delta\sigma_C$ della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli (vedere fig. 9.6.1). I valori usati sono valori arrotondati, corrispondenti alle categorie dei dettagli costruttivi riportate nel prospetto 9.6.1.
- (2) Le curve di resistenza a fatica per le tensioni normali nominali sono definite da:

$$\log N = \log a - m \log \Delta\sigma_R \quad [9.18]$$

dove: $\Delta\sigma_R$ è la resistenza a fatica;

N è il numero di cicli di tensione;

m è il coefficiente angolare delle curve di resistenza a fatica, avente valore 3 e/o 5;

$\log a$ è una costante che dipende dalla curva a cui ci si riferisce (vedere 9.6.2.1).

- (3) Curve di resistenza a fatica simili sono usate per le tensioni tangenziali: vedere fig. 9.6.2 e prospetto 9.6.2.
- (4) Le curve sono basate su indagini sperimentali rappresentative ed includono quindi gli effetti di:
 - concentrazioni locali di tensione dovute alla geometria della saldatura;
 - dimensione e forma delle discontinuità accettabili;
 - direzione delle tensioni;
 - tensioni residue;
 - condizioni metallurgiche;
 - in alcuni casi, i processi di saldatura ed i trattamenti migliorativi successivi alla saldatura.
- (5) Quando dati sperimentali sono usati per stabilire la categoria di classificazione di un particolare dettaglio costruttivo, il valore $\Delta\sigma_R$ corrispondente al valore di N pari a 2 milioni di cicli, dovrà essere calcolato per una probabilità di sopravvivenza (per $\log N$) pari al 95% con un intervallo di confidenza pari al 75%, considerando la deviazione standard e la dimensione del campione. Il numero dei punti ricavati dai dati di prova (non minore a 10) dovrà essere considerato nella analisi statistica.
- (6) Dovrà essere opportunamente tenuto in considerazione il fatto che le tensioni residue sono di ridotta entità nei campioni in scala ridotta. Le curve di resistenza a fatica risultanti dovranno essere corrette per tenere in debito conto il maggior effetto delle tensioni residue nelle strutture a grandezza reale.
- (7) I livelli di discontinuità accettabili sono definiti nella norma di riferimento n. 9: vedere l'appendice B.
- (8) Si forniscono definizioni separate delle curve di resistenza a fatica per:
 - i dettagli classificati, per i quali si applica il campo di variazione delle tensioni nominali (vedere 9.6.2);
 - i dettagli non classificati, per i quali si applica il campo di variazione delle tensioni geometriche (vedere 9.6.3).

9.6.2. Curve di resistenza a fatica per i dettagli classificati

9.6.2.1. Curve di resistenza a fatica per le sezioni aperte

- (1) Le categorie dei dettagli costruttivi da usare, per le sezioni aperte, sono fornite in 5 prospetti come segue:
 - prospetto 9.8.1: dettagli non saldati;
 - prospetto 9.8.2: sezioni composte e saldate;
 - prospetto 9.8.3: saldature di testa trasversali;
 - prospetto 9.8.4: particolari saldati non caricati direttamente;
 - prospetto 9.8.5: giunti saldati con carichi applicati.
- (2) Nel successivo prospetto 9.8.1 le frecce negli schizzi indicano la posizione e la direzione delle tensioni alle quali si applicano le relative verifiche a fatica.

- (3) La categoria dei dettagli costruttivi usata per designare una particolare curva di resistenza a fatica corrisponde al valore di riferimento (in N/mm²) della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli, $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$ secondo il caso.
- (4) Le curve di resistenza a fatica per i campi di variazione delle tensioni normali nominali per un certo numero di dettagli costruttivi sono fornite nella fig. 9.6.1. Il limite di fatica ad ampiezza costante corrisponde alla resistenza a fatica per 5 milioni di cicli ed il limite per i calcoli a fatica corrisponde alla resistenza a fatica per 100 milioni di cicli.
- (5) I valori corrispondenti per il calcolo della resistenza a fatica sono dati nel prospetto 9.6.1.

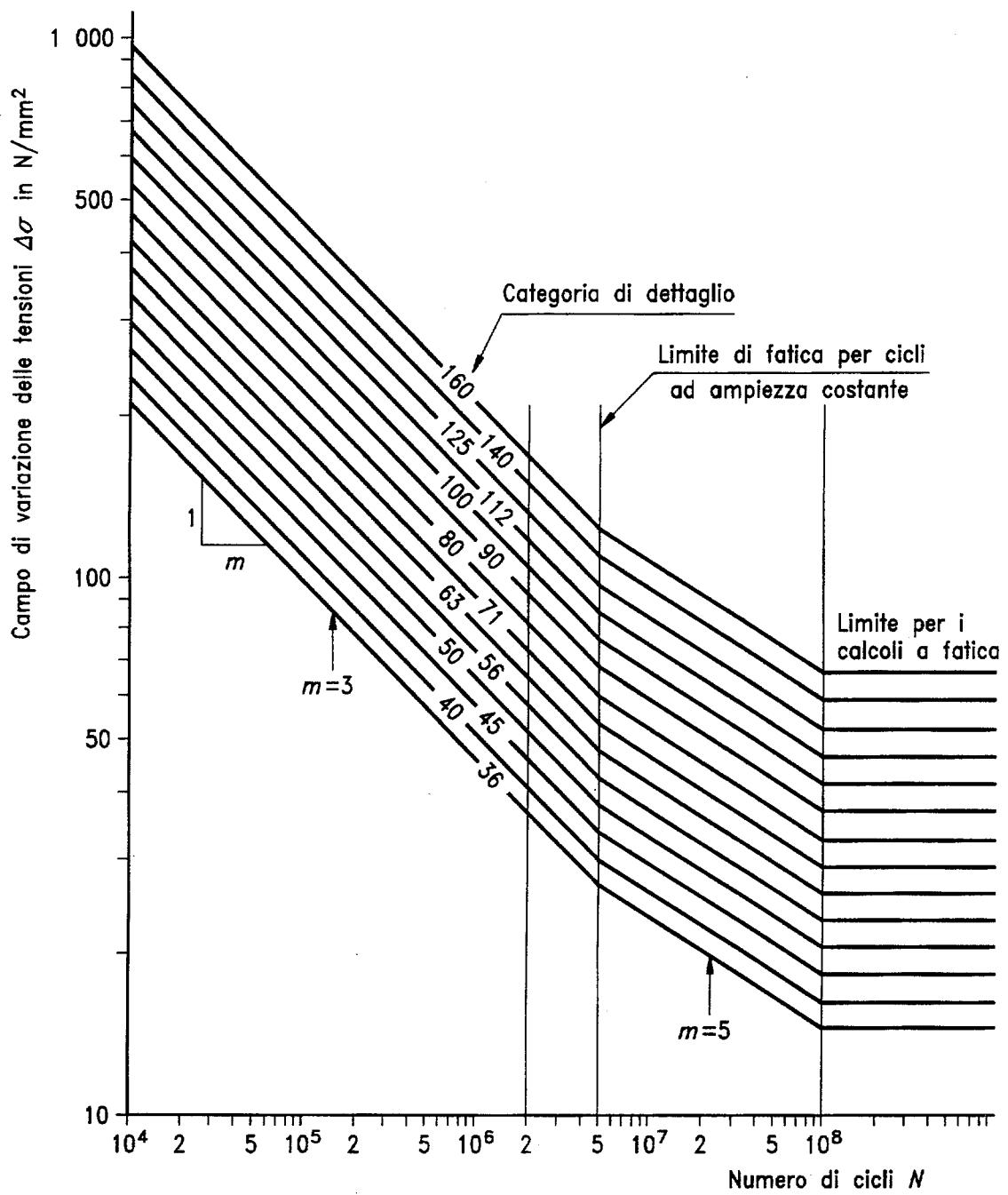


Fig. 9.6.1 - Curve della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali

(segue)

Prospetto 9.6.1 - Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali

Categoria dei dettagli	<i>log a</i> per $N < 10^8$		Campo di variazione delle tensioni al limite di fatica ad ampiezza costante $(N = 5 \times 10^6)$	Campo di variazione delle tensioni al limite per i calcoli a fatica $(N = 10^8)$
	$N \leq 5 \times 10^6$	$N \geq 5 \times 10^6$		
$\Delta\sigma_C$ (N/mm ²)	($m=3$)	($m=5$)	$\Delta\sigma_D$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_L$ (N/mm ²)
160	12,901	17,036	117	64
140	12,751	16,786	104	57
125	12,601	16,536	93	51
112	12,451	16,286	83	45
100	12,301	16,036	74	40
90	12,151	15,786	66	36
80	12,001	15,536	59	32
71	11,851	15,286	52	29
63	11,701	15,036	46	26
56	11,551	14,786	41	23
50	11,401	14,536	37	20
45	11,251	14,286	33	18
40	11,101	14,036	29	16
36	10,951	13,786	26	14

- (6) Le curve di resistenza a fatica per le escursioni delle tensioni tangenziali nominali sono mostrate nella fig. 9.6.2. Esse hanno coefficiente angolare $m = 5$. Per queste curve non vi è limite di fatica ad ampiezza costante, ma il limite per i calcoli a fatica a 100 milioni di cicli si applica come per le escursioni delle tensioni normali nominali.
- (7) I valori corrispondenti per il calcolo della resistenza a fatica sono dati nel prospetto 9.6.2.
- (8) La categoria dei dettagli 100 si riferisce al metallo base, a saldature di testa a completa penetrazione ed ai bulloni in accoppiamento di precisione che lavorano a taglio.
- (9) La categoria dei dettagli 80 si riferisce a saldature a cordoni d'angolo ed a saldature di testa a parziale penetrazione che lavorano a taglio.

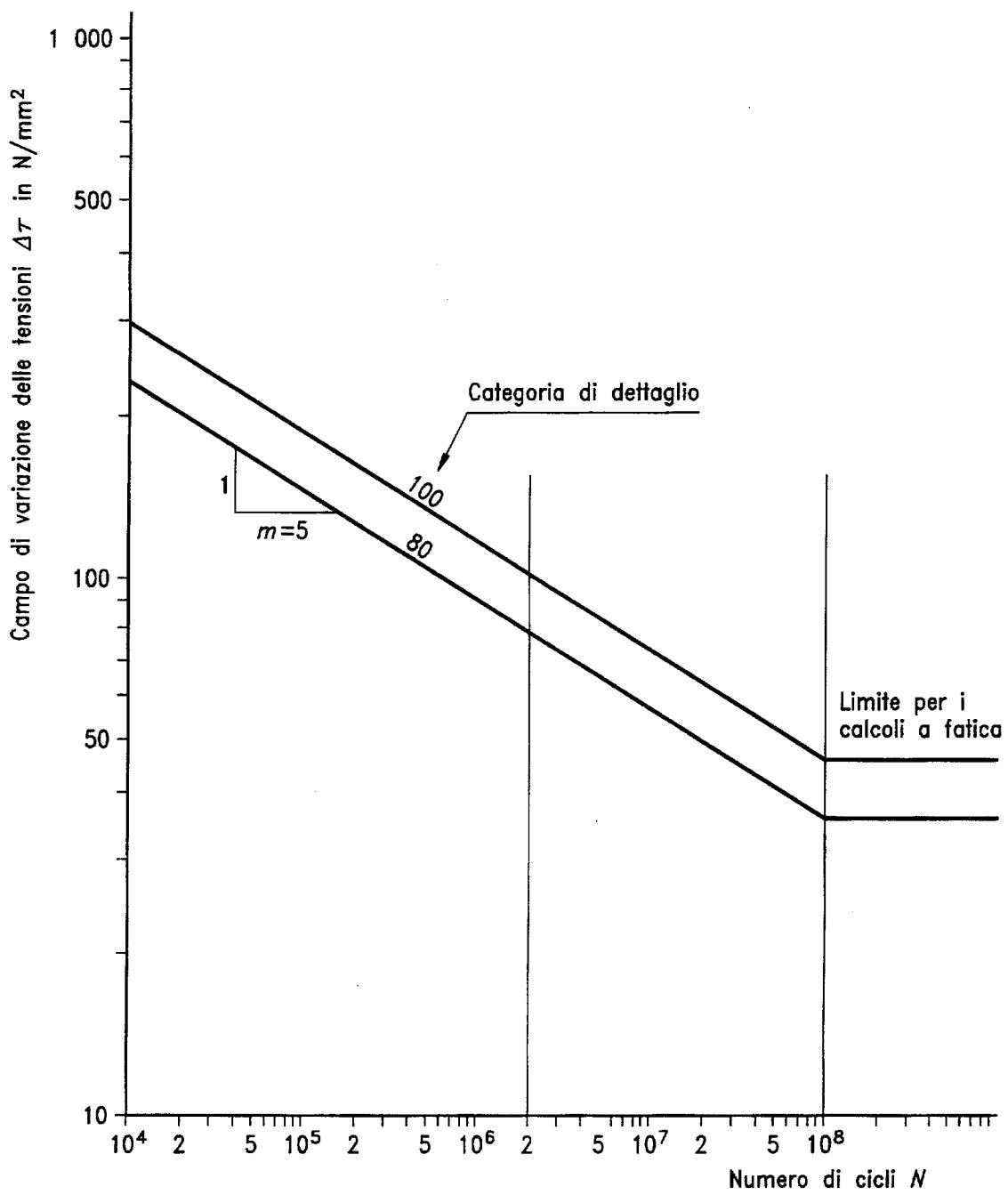


Fig. 9.6.2 - Curve della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni tangenziali

Prospetto 9.6.2 - Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni tangenziali

Categoria dei dettagli $\Delta\tau_C$ (N/mm^2)	$\log a$ per $N < 10^8$ ($m = 5$)	Campo di variazione delle tensioni al limite per i calcoli a fatica ($N = 10^8$) $\Delta\tau_L$ (N/mm^2)
100	16,301	46
80	15,801	36

(segue)

9.6.2.2. Curve di resistenza a fatica per le sezioni cave

- (1) Le curve di resistenza a fatica da usare in presenza dei dettagli costruttivi di sezioni cave mostrati nel prospetto 9.8.6 sono quelle fornite nella fig. 9.6.1. Esse hanno due tratti a diversa pendenza con coefficienti angolari $m = 3$ e $m = 5$.
- (2) Le curve di resistenza a fatica da usare in presenza dei dettagli di giunzioni di travi reticolari in profilati cavi mostrati nel prospetto 9.8.7 sono fornite nella fig. 9.6.3. Esse sono rette con coefficiente angolare $m = 5$.
- (3) I valori corrispondenti per i calcoli numerici della resistenza a fatica sono dati nel prospetto 9.6.3.
- (4) L'altezza di gola di una saldatura con cordoni d'angolo non dovrà essere inferiore allo spessore dell'elemento cavo che essa collega.

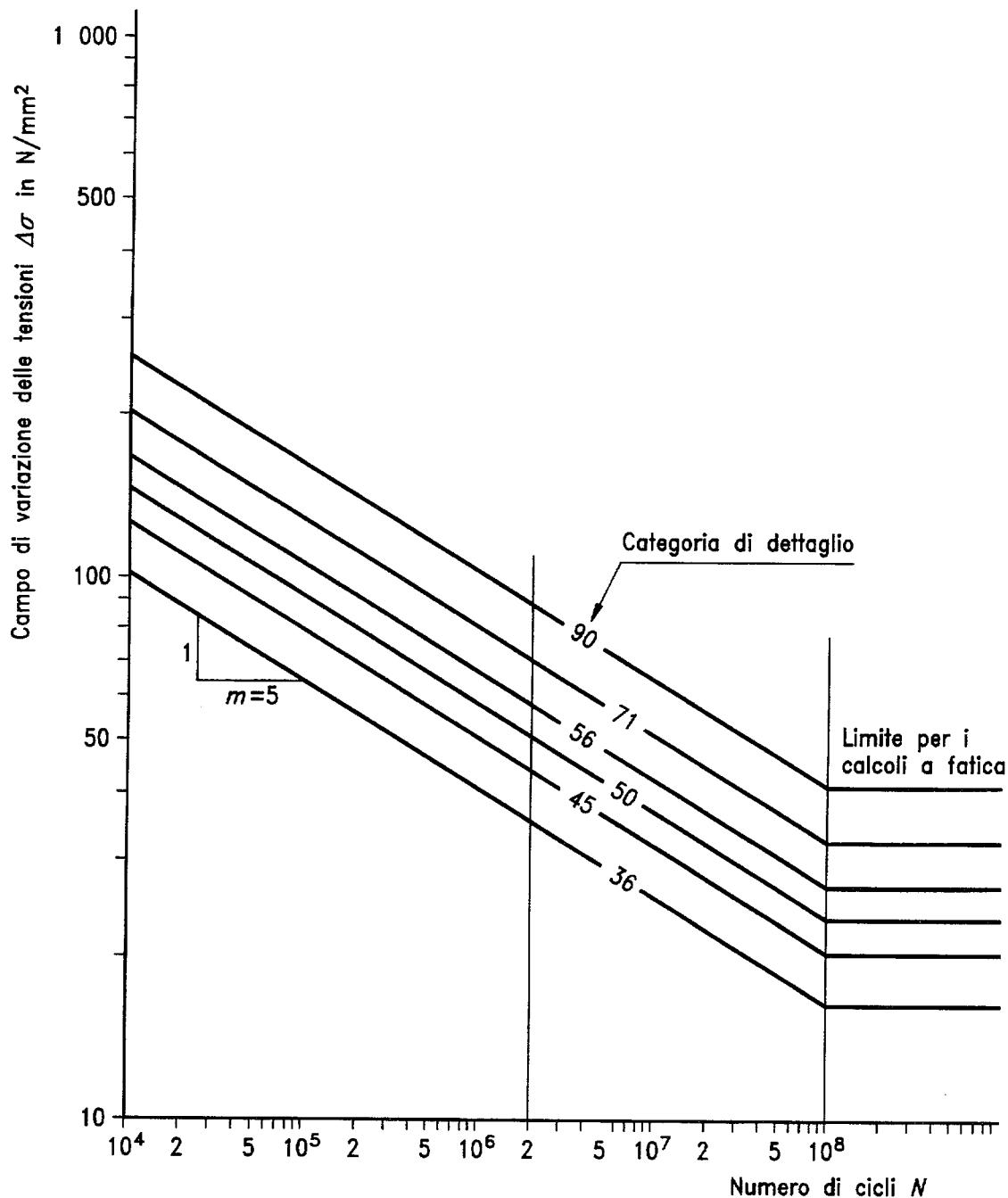


Fig. 9.6.3 - Curve della resistenza a fatica per giunzioni di travi reticolari tubolari

(segue)

Prospetto 9.6.3 - Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per elementi cavi

Categoria dei dettagli $\Delta\sigma_C$ (N/mm ²)	$\log a$ per $N < 10^8$ ($m = 5$)	Campo di variazione delle tensioni al limite per i calcoli a fatica ($N = 10^8$) $\Delta\sigma_L$ (N/mm ²)
90	16,051	41
71	15,551	32
56	15,051	26
50	14,801	23
45	14,551	20
36	14,051	16

- (5) Le azioni nelle membrature possono essere determinate trascurando l'effetto delle eccentricità e della rigidezza della giunzione, assumendo collegamenti incernierati, purché vengano considerati gli effetti dei momenti flettenti secondari per valutare i Δ delle tensioni.
- (6) In assenza di una rigorosa modellazione della giunzione e verifica degli sforzi, gli effetti dei momenti flettenti secondari possono essere presi in considerazione moltiplicando i Δ delle tensioni dovute alle azioni assiali negli elementi per appropriati coefficienti come segue:
- ◊ per giunzioni in travi reticolari composte da profilati cavi a sezione circolare: vedere prospetto 9.6.4;
 - ◊ per giunzioni in travi reticolari composte da profilati cavi a sezione rettangolare: vedere prospetto 9.6.5.
- (7) Per chiarimenti inerenti la terminologia usata nei prospetti 9.6.4 e 9.6.5: vedere prospetto 9.8.7.

Prospetto 9.6.4 - Coefficienti per tenere in conto i momenti flettenti secondari nelle giunzioni di travi reticolari composte da profilati cavi a sezione circolare

Tipo di giunzione		Correnti	Elementi verticali	Diagonali
Giunzione con distacco	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N	1,5	1,8	1,4
Giunzione con sovraposizione	Tipo K	1,5	1,0	1,2
	Tipo N	1,5	1,65	1,25

Prospetto 9.6.5 - Coefficienti per tenere in conto i momenti flettenti secondari nelle giunzioni di travi reticolari composte da profilati cavi a sezione rettangolare

Tipo di giunzione		Correnti	Elementi verticali	Diagonali
Giunzione con distacco	Tipo K	1,5	1,0	1,5
	Tipo N	1,5	2,2	1,6
Giunzione con sovrapposizione	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N	1,5	2,0	1,4

9.6.3. Curve di resistenza a fatica per dettagli non classificati

- (1) La valutazione della resistenza a fatica di tutti i dettagli costruttivi non inclusi nei prospetti da 9.8.1 a 9.8.7 e di tutti gli elementi cavi e i giunti tubolari aventi spessore maggiore di 12,5 mm dovrà essere svolta usando la procedura basata sui campi di variazione delle tensioni geometriche indicata in 9.5.3.
- (2) Le curve di resistenza a fatica da impiegarsi per la valutazione della resistenza a fatica basata sui Δ delle tensioni geometriche dovranno essere le seguenti:
 - a) Per saldature di testa a completa penetrazione:
 - categoria 90, nella fig. 9.6.1, quando sono soddisfatti i criteri di accettabilità relativi sia al profilo dei giunti sia ai difetti di saldatura;
 - categoria 71, nella fig. 9.6.1, quando sono soddisfatti solo i criteri di accettabilità dei difetti di saldatura.
 - b) Per saldature di testa a parziale penetrazione o con cordoni d'angolo caricati direttamente:
 - categoria 36, nella fig. 9.6.1, oppure in alternativa una curva di resistenza a fatica ottenuta da risultati di prove a fatica adeguate.
- (3) Per i campi di variazione delle tensioni nelle saldature, vedere 9.4.3.

9.7. Fattori che influenzano la resistenza a fatica

9.7.1. Campi di variazione delle tensioni in dettagli costruttivi non saldati o sottoposti a trattamento termico di distensione

- (1) Nei dettagli costruttivi non saldati o nei dettagli costruttivi saldati sottoposti a trattamento termico di distensione, il Δ efficace delle tensioni da usare nella valutazione della resistenza a fatica dovrà essere determinato sommando la componente di trazione del Δ di tensione ed il 60% della componente di compressione del Δ di tensione.

9.7.2. Influenza dello spessore

- (1) La resistenza a fatica dipende dallo spessore del metallo base nel quale può comparire e propagarsi una potenziale cricca.
- (2) La variazione della resistenza a fatica con lo spessore dovrà essere considerata quando lo spessore del materiale è maggiore di 25 mm riducendo la resistenza a fatica per mezzo dell'equazione:

$$\Delta\sigma_{R,t} = \Delta\sigma_R (25/t)^{0,25}$$

[9.19]

con $t > 25$ mm.

- (3) Quando lo spessore del materiale del dettaglio costruttivo è minore di 25 mm, la resistenza a fatica dovrà essere presa pari a quella per lo spessore di 25 mm.
- (4) Questa riduzione in funzione dello spessore dovrà essere applicata soltanto ai dettagli costruttivi aventi saldature trasversali rispetto alla direzione delle tensioni normali.
- (5) Qualora la categoria del dettaglio costruttivo nei prospetti di classificazione sia già variabile con lo spessore, le correzioni per lo spessore precedentemente descritte non dovranno essere applicate.

9.7.3. Curve modificate della resistenza a fatica

- (1) I dati sperimentali relativi a certi dettagli costruttivi possono non corrispondere ad alcuna delle curve di resistenza a fatica. per evitare condizioni non conservative, per tali dettagli costruttivi si adotta la categoria di resistenza a fatica immediatamente inferiore rispetto a quella che sarebbe risultata dalla resistenza sperimentale a 2×10^6 cicli.
- (2) Questi dettagli costruttivi sono identificati con un asterisco nei prospetti dal 9.8.1 al 9.8.5. La classificazione di questi dettagli può essere aumentata nel prospetto 9.6.1 di una categoria, purché venga adottata una curva di resistenza a fatica nella quale il limite di fatica ad ampiezza costante sia posto pari alla resistenza a fatica a 10^7 cicli per $m = 3$: vedere fig. 9.7.1.
- (3) I valori numerici necessari per calcolare un valore modificato della resistenza a fatica sono dati nel prospetto 9.7.1.

Prospetto 9.7.1 - Valori numerici per le curve modificate della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali

Categoria dei dettagli (nominale)	$\log a$ per $N < 10^8$		Campo di variazione delle tensioni al limite di fatica ad ampiezza costante ($N = 10^7$)	Campo di variazione delle tensioni al limite per i calcoli a fatica ($N = 10^8$)
	$N \leq 10^7$	$N \geq 10^7$		
	$(m=3)$	$(m=5)$		
50*	11,551	14,585	33	21
45*	11,401	14,335	29	18
36*	11,101	13,835	23	15

9.8. Prospetti di classificazione dei dettagli costruttivi

- (1) La classificazione dei dettagli costruttivi elencati nei prospetti da 9.8.1 a 9.8.7 è stata stabilita sulla base delle tensioni lungo la direzione indicata dalla freccia, ipotizzando la presenza potenziale di cricche sulla superficie del metallo base; nel caso di cricche nella sezione di gola della saldatura, si fa riferimento alla tensione calcolata nella sezione di gola.
- (2) Le sollecitazioni dovranno essere calcolate usando la sezione linda o netta, a seconda dei casi dell'elemento caricato.

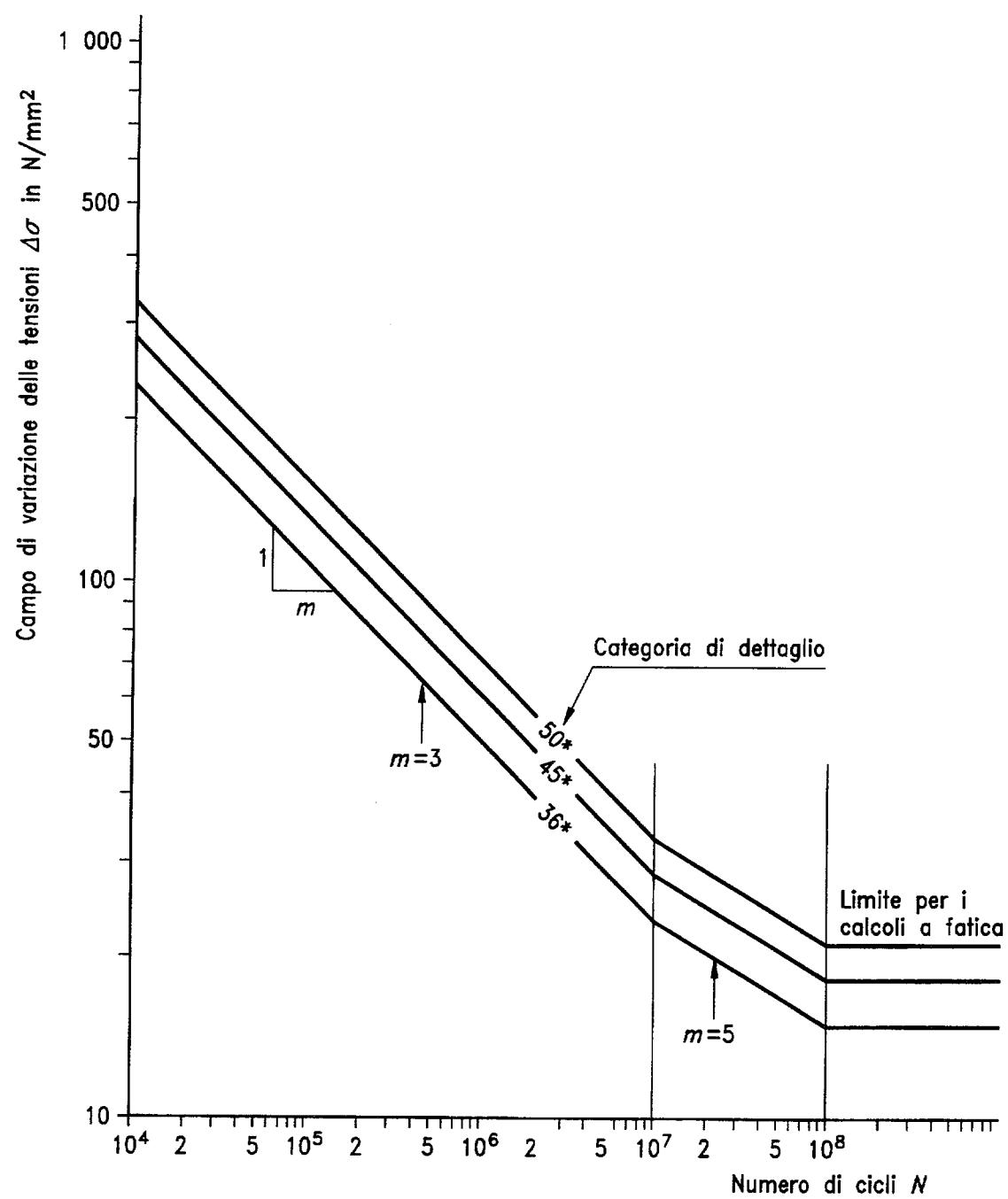
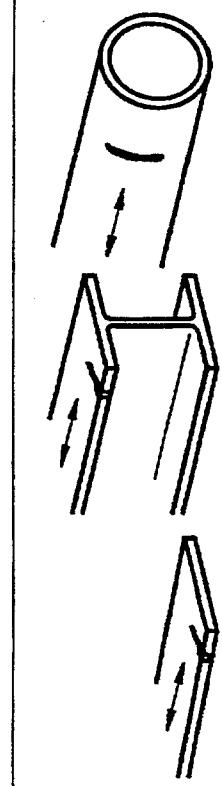
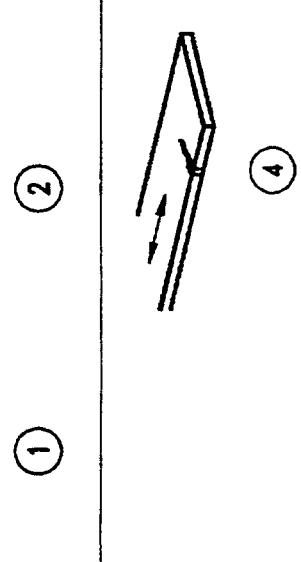


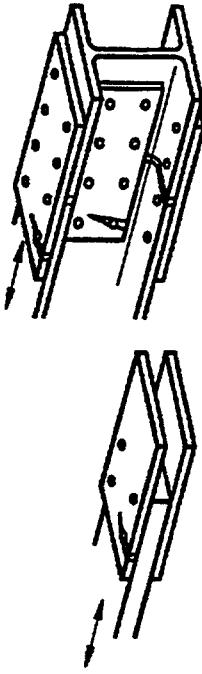
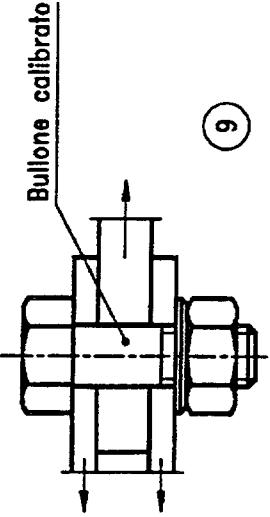
Fig. 9.7.1 - Curva modificata della resistenza a fatica

Prospetto 9.8.1 - Particolari non saldati - Foglio 1 di 2

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
160	 <p>1 - Lamiere 2 - Profili laminati 3 - Profili cavi senza saldatura (vedere prospetti 9.8.6 e 9.8.7)</p>	<p>Prodotti laminati ed estrusi</p> <p>Da 1 a 3: - Spigoli vivi, difetti superficiali e di laminazione da eliminare mediante molatura</p>	
140	 <p>4 - Lamiere tagliate meccanicamente o all'osso taglio 5 - Materiale tagliato all'osso taglio automatico o meccanicamente senza tracce del taglio</p>	<p>4 - Tutti i segni visibili di intaglio nei bordi devono essere rimossi</p> <p>5 - Successiva rifinitura per rimuovere tutte le discontinuità dei bordi</p>	<p>4 e 5: - Assenza di riparazioni mediante saldatura - Gli angoli rientranti (pendenza < 1:4) o le aperture devono essere rifinite mediante molatura per eliminare eventuali difetti visibili - In corrispondenza delle aperture, l'area di profilo sollecitata deve essere presa pari all'area della sezione trasversale netta</p>
125			

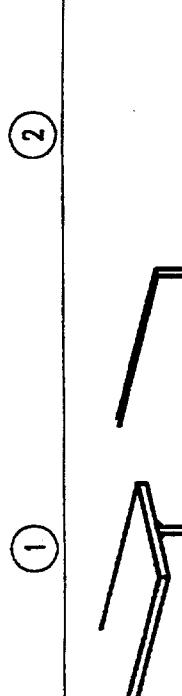
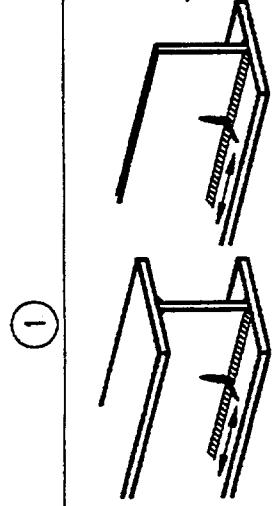
(segue)

Prospetto 9.8.1 - Particolari non saldati - Foglio 2 di 2

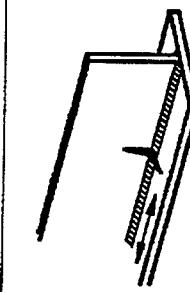
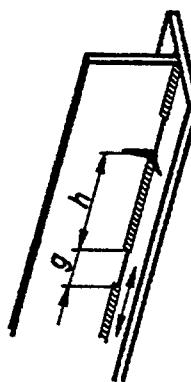
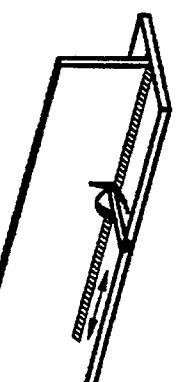
Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
112	 <p>Collegamenti bullonati</p> <p>6 - I collegamenti senza doppio coprigiunto devono essere avvitati o altrimenti devono essere presi in considerazione gli effetti delle eccentricità nel calcolo delle tensioni</p> <p>7 - Giunzioni di travi o piastre di coprigiunto bullonate</p>	<p>6 e 7:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tensioni da calcolarsi nella sezione linda per i collegamenti ad attrito o nella sezione netta per tutti gli altri collegamenti 	<p>8 - Tensioni di trazione da calcolarsi usando l'area resistente a trazione del bullone</p>
36 "	 <p>Bulloni ed aste filettate a trazione. Per i bulloni precaricati, l'ampiezza delle tensioni nel bullone dipende dal livello del precarico e dalla geometria del collegamento</p>	<p>8 - Bulloni ed aste filettate a trazione. Per i bulloni precaricati, l'ampiezza delle tensioni nel bullone dipende dal livello del precarico e dalla geometria del collegamento</p>	<p>9 - Bulloni sollecitati a taglio (con sezione di taglio singola o doppia)</p>
100 $m = 5$	 <p>Bullone calibrato</p>	<p>9 - Bulloni calibrati lavoranti a taglio realizzati con acciaio ad alta resistenza come indicato al punto 3 (bulloni di classe 8.8 e 10.9)</p>	<p>9 - Tensione di taglio di progetto valutata usando l'area del gambo del bullone</p> <ul style="list-style-type: none"> - Solo i bulloni calibrati sollecitati a taglio rientrano in questa categoria di particolari

") vedere 9.7.3.

Prospetto 9.8.2 - Travi composite saldate - Foglio 1 di 2

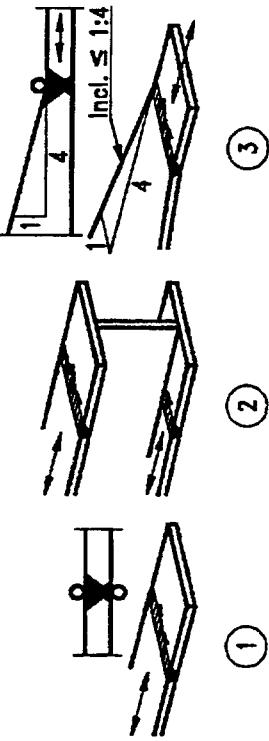
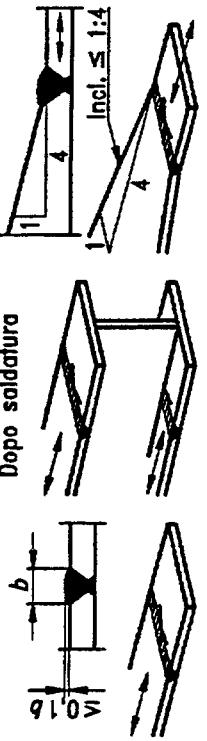
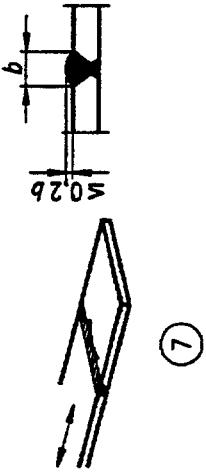
Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
125	 	<p>1 - Saldature automatiche di testa eseguite da entrambi i lati. Se un opportuno controllo evidenzia che le saldature longitudinali sono esenti da difetti significativi, può essere usata la categoria 140</p> <p>2 - Saldature automatiche a cordoni d'angolo. Le estremità delle piastre coprigiunto dovranno essere verificate usando il particolare 5 nel prospetto 9.8.5</p> <p>3 - Saldature automatiche a cordoni d'angolo o di testa eseguite da entrambi i lati, ma contenenti interruzioni/punti di ripresa</p>	<p>1 e 2:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Non sono permesse interruzioni/riprese ad eccezione del caso in cui la riparazione è eseguita da un tecnico qualificato e sia effettuato un controllo per verificare la corretta esecuzione della riparazione <p>4 - Quando questo particolare contiene interruzioni/punti di ripresa, usare la categoria 100</p>
112		<p>4 - Saldature automatiche di testa eseguite da un solo lato, con piatto di sostegno, ma senza interruzioni/punti di ripresa</p>	<p>4 - Quando questo particolare contiene interruzioni/punti di ripresa, usare la categoria 100</p>
100	  	<p>5 - Saldature manuali a cordoni d'angolo o di testa</p> <p>6 - Saldature manuali o automatiche di testa eseguite da un solo lato, in particolare per le travi scatolate</p>	<p>6 - È essenziale un buon contatto fra anima e piatte banda. Preparare il bordo dell'anima in modo da renderlo idoneo per una regolare penetrazione alla radice senza rottura</p>

Prospetto 9.8.2 - Travi composte saldate - Foglio 2 di 2

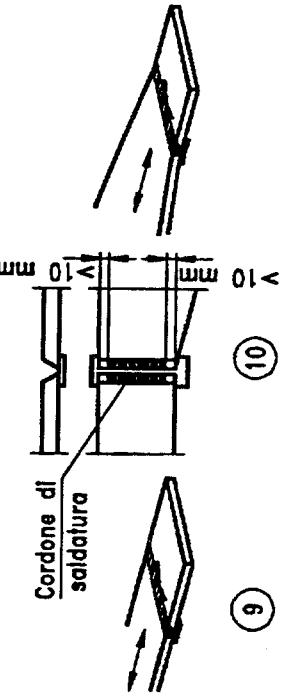
Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
100		7 - Riparazioni di saldature automatiche o manuali a cordoni d'angolo o di testa	7 - Metodi migliorativi adeguatamente verificati possono ripristinare la categoria originaria
80		Saldature longitudinali a tratti 8 - Saldature di imbastitura o punti di saldatura non ricoperti successivamente da una saldatura continua	8 - Saldatura a cordoni d'angolo a tratti con un rapporto fra tratti liberi e saldati $g/h \leq 2,5$
71		9 - Estremità di fori di scarico in corrispondenza di fori di scarico	9 - Lunette di scarico da non riempire con metallo di saldatura

(segue)

Prospetto 9.8.3 - Saldature di testa trasversali - Foglio 1 di 2

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
112	 <p>Senza piatto di sostegno</p> <p>1 - Giunti trasversali in lamiera e profilati laminati</p> <p>2 - Giunti di piattabande in travi composte prima dell'assemblaggio</p> <p>3 - Giunti trasversali in piastre o piatti rastremati nella larghezza o nello spessore quando la pendenza non è maggiore di 1:4</p>		<p>1 e 2:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ai particolari 1 e 2 può essere attribuita la categoria 125 quando si ottiene una saldatura di alta qualità e si verifichi il soddisfacimento delle tolleranze della norma di riferimento n. 9 - Livello di qualità 3 <p>1, 2 e 3:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tutti i sovrametallo di saldatura rasati fino alla superficie della piastra in direzione parallela alla freccia
90	 <p>Dopo saldatura</p> <p>4 - Giunti trasversali in lamiera</p> <p>5 - Giunti trasversali in profilati laminati o travi composte saldate</p> <p>6 - Giunti trasversali in piastre o piatti rastremati nella larghezza o nello spessore quando la pendenza non è maggiore di 1:4</p>		<p>4, 5 e 6:</p> <ul style="list-style-type: none"> - L'altezza del sovrametallo non deve essere maggiore del 10% della larghezza della saldatura, con transizione graduale alla superficie della piastra - Saldature eseguite in piano <p>7 - Giunti trasversali in lamiera profilati laminati o travi composte</p>
80	 <p>7 - Giunti trasversali in lamiera profilati laminati o travi composte</p>		<p>Da 1 a 7:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Usare talloni di estremità e rimuoverli successivamente, asportare il sovrametallo di saldatura dal bordo delle lamiere nella direzione della tensione - Saldature eseguite da due lati

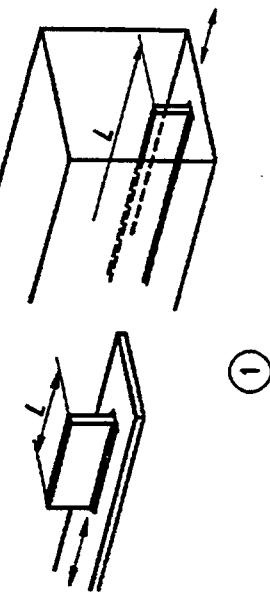
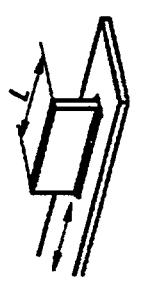
Prospetto 9.8.3 - Saldature di testa trasversali - Foglio 2 di 2

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
36')		8 - Saldature di testa eseguite da un solo lato	8 - Senza piatto di sostegno
71		Con piatto di sostegno 9 - Giunto trasversale 10 - Saldatura trasversale di testa, rastremata nella larghezza o nello spessore, quando la pendenza non è maggiore di 1:4	9 e 10: - Il cordone di saldatura che fissa il piatto di sostegno deve terminare ad una distanza maggiore di 10 mm dai bordi della piastra, o quando non può essere assicurato un buon accoppiamento
50		11 - Saldatura trasversale di testa su un piatto di sostegno permanente	11 - Qualora i cordoni di saldatura del piatto di sostegno finiscono ad una distanza minore di 10 mm dal bordo della piastra, o quando non può essere assicurato un buon accoppiamento

*) vedere 9.7.3.

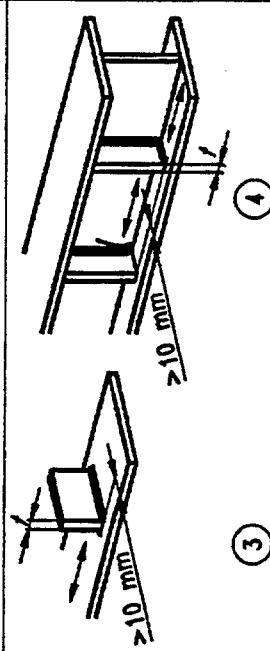
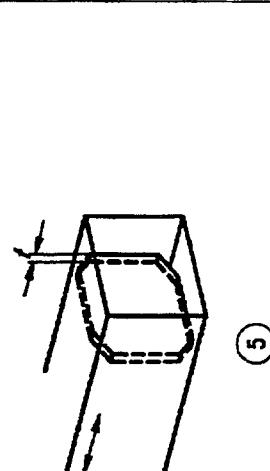
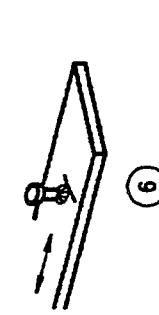
(segue)

Prospetto 9.8.4 - Collegamenti saldati con saldature non soggette a carichi - Foglio 1 di 2

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi		Descrizione	Requisiti
	Categoria longitudinale	Collegamenti longitudinali		
80	$L \leq 50 \text{ mm}$		1 - La categoria del particolare elemento varia in funzione della lunghezza del collegamento L	
71	$50 < L \leq 100 \text{ mm}$			
50')	$L > 100 \text{ mm}$			
90			2 - Fazzoletto saldato al bordo di una lamiera o della piastra bandiera di una trave	
			o	
71	$\frac{1}{3} \leq \frac{r}{w} < \frac{1}{6}$		$\frac{1}{3} \leq \frac{r}{w} < \frac{1}{6}$	
45')	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$		$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$	

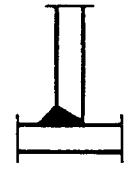
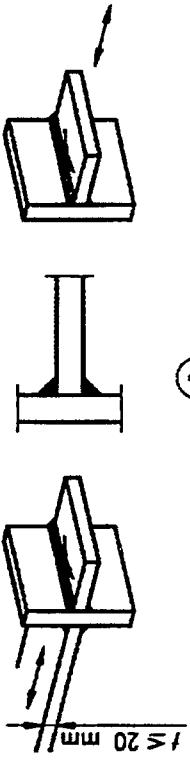
*) vedere 9.7.3.

Prospetto 9.8.4 - Collegamenti saldati con saldature non soggette a carichi - Foglio 2 di 2

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
80 $t \leq 12 \text{ mm}$		<p>3 - Saldature che terminano a più di 10 mm dal bordo della lamiera</p> <p>4 - Irgidimenti verticali saldati ad una trave o ad una trave composta</p>	<p>4 - L'ampiezza del ciclo di tensioni deve essere calcolato usando le tensioni principali se l'irrigidimento termina nell'anima</p>
71 $t > 12 \text{ mm}$		5 - Diaframmi di travi scatolate saldati alla piastra banda o all'anima	
80		6 - L'effetto di pioli saldati sul materiale base	

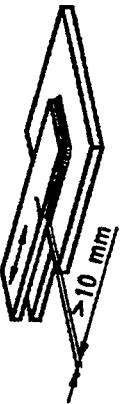
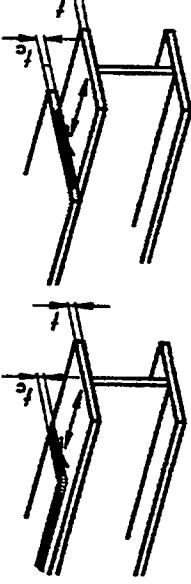
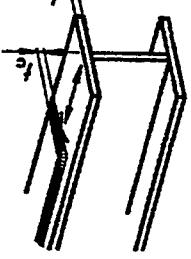
(segue)

Prospetto 9.8.5 - Collegamenti saldati con saldature soggette a carichi - Foglio 1 di 3

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
71	  	Giunto a croce 1 - Saldatura di testa a completa penetrazione 2 - Giunto con cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione come definito in fig. 6.6.9(a)	<p>1 - Ispezionata e trovata esente da discontinuità al di fuori delle tolleranze della norma di riferimento n. 9 - Livello di qualità 3</p> <p>2 - Sono richieste due valutazioni della resistenza a fatica. La prima, per le cricche alla radice, è valutata con quanto riportato in 9.4.3 considerando la categoria 36° per c_w e la categoria 80 per τ_w. La seconda, per le cricche all'attacco del cordone, è valutata determinando l'ampiezza delle tensioni nelle lamiere che reggono i carichi, categoria 71</p> <p>1 e 2: - Il disallineamento delle piastre che reggono i carichi non deve eccedere il 15% dello spessore della lamiera intermedia</p>
36°		Giunto a sovrapposizione saldati 3 - Giunti a sovrapposizione con saldatura a cordoni d'angolo	<p>3 - La sollecitazione nell'elemento principale deve essere calcolata sulla base dell'area mostrata nello schizzo</p>
63			<p>* vedere 9.7.3.</p>

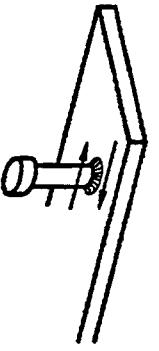
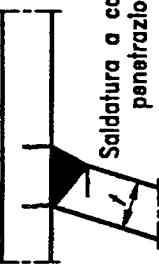
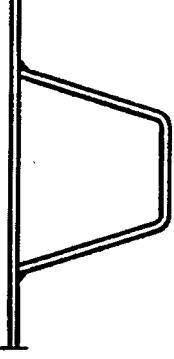
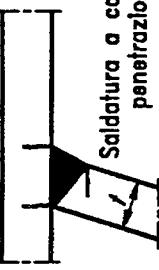
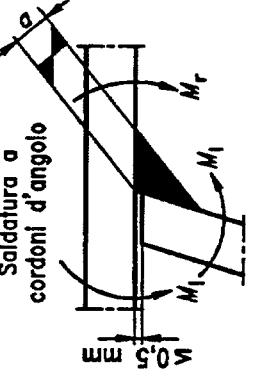
(segue)

Prospetto 9.8.5 - Collegamenti saldati con saldature soggette a carichi - Foglio 2 di 3

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
45 °		Giunti a sovrapposizione saldati	4 - Le tensioni devono essere calcolate negli elementi esterni 3 e 4: - Estremità della saldatura a più di 10 mm dal bordo della piastra - La resistenza a rottura a taglio deve essere determinata usando il particolare 7
50 °)	 	Piastre copri giunto in travi e travi composte	5 - Estremità di piastre copri giunto con saldatura singola o multipla, con o senza saldatura nel tratto frontale
36 °)		Saldature soggette a taglio	6 - Saldature continue a cordoni d'angolo che trasmettono una forza di taglio continua, quali le saldature fra anima e piastrabanda di trav composte. Per saldature di testa continue a completa penetrazione soggette a taglio usare la categoria 100 7 - Giuntioni a sovrapposizione saldate a cordoni d'angolo
80 m = 5			6 - L'ampiezza delle tensioni deve essere calcolata in base all'area della sezione di gola della saldatura 7 - L'ampiezza delle tensioni deve essere calcolata in base all'area della sezione di gola della saldatura considerando la lunghezza totale della saldatura - Estremità della saldatura a più di 10 mm dal bordo della piastra

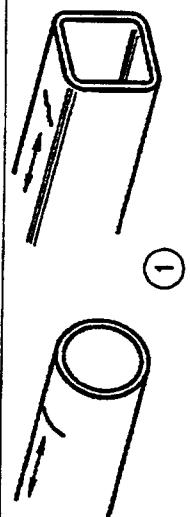
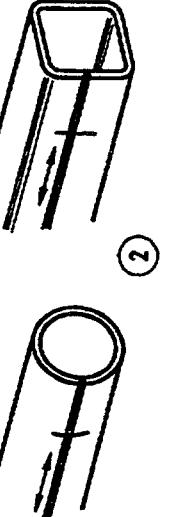
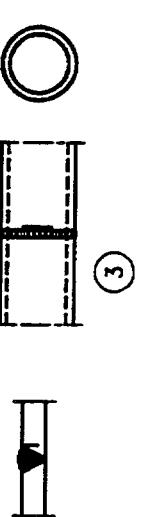
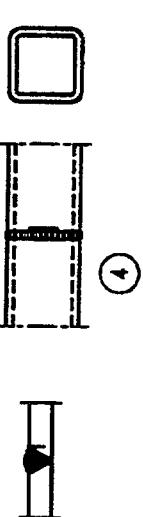
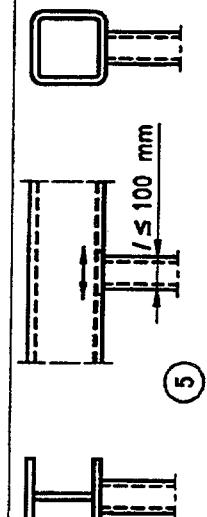
*) vedere 9.7.3.
(segue)

Prospetto 9.8.5 - Collegamenti saldati con saldature soggette a carichi - Foglio 3 di 3

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
80 $m = 5$	 <p>8 - Pioli (collasso in zona fusa o in zona termicamente alterata)</p>	 <p>Saldature soggette a taglio</p>	<p>8 - Le tensioni tangenziali devono essere calcolate sulla sezione trasversale nominale del piolo</p>
71	 <p>Saldata a completa penetrazione</p>	 <p>Intidimenti trapezoidali saldati alla lamiera di impalcato</p>	<p>9 - Saldata a cordoni d'angolo oppure saldatura di testa a completa o parziale penetrazione</p>
50	 <p>Saldata a cordoni d'angolo</p>	 <p>M_r, M_1, M_{1r}</p> <p>$\Delta 0,5$</p>	<p>- Per una saldatura a cordoni d'angolo o una saldatura di testa a parziale penetrazione, l'ampiezza delle tensioni di flessione dovrà essere calcolata in base allo spessore dell'irrigiditore</p> <p>- Per una saldatura a cordoni d'angolo o una saldatura di testa a parziale penetrazione, l'ampiezza delle tensioni di flessione dovrà essere calcolata in base allo spessore della sezione di gola della saldatura, o allo spessore dell'irrigiditore, se inferiore</p>

(segue)

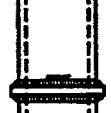
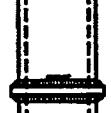
Prospetto 9.8.6 - Profilati cavi - Foglio 1 di 2 (*)

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
160		Prodotti laminati ed estrusi 1 - Elementi non saldati	1 - Spigoli vivi e difetti superficiali da eliminare mediante molatura
140		Saldature longitudinali continue 2 - Saldature longitudinali automatiche di composizione (per tutti gli altri casi vedere il prospetto 9.8.2)	2 - Senza interruzioni/punti di ripresa ed esente da difetti al di fuori delle tolleranze della norma di riferimento n.9 - Livello di qualità 3
71		Saldature di testa trasversali 3 - Saldatura testa a testa di profilati cavi a sezione circolare	3 e 4: - Altezza del sovrametallo minore del 10% della larghezza della saldatura, con transizione graduale alla superficie della piastra
56		4 - Saldatura testa a testa di profilati cavi a sezione rettangolare - Elementi con spessore di parete maggiore di 8 mm possono essere classificate di due categorie superiori	- Saldature eseguite in piano, ispezionate e trovate esenti da difetti al di fuori delle tolleranze della norma di riferimento n. 9 - Livello di qualità 3 - Elementi con spessore di parete maggiore di 8 mm possono essere classificate di due categorie superiori
71		Collegamenti saldati 5 - Profilati cavi a sezione circolare o rettangolare saldati con cordoni d'angolo ad altri profilati	5 - Saldature non soggette carichi - Larghezza della sezione parallelamente alla direzione della tensione ≤ 100 mm - Per tutti gli altri casi vedere prospetto 9.8.4

*) ($i \leq 12,5$ mm).

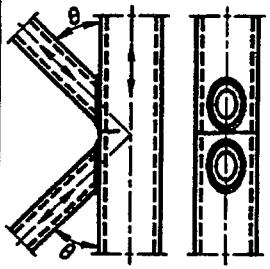
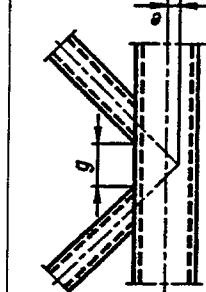
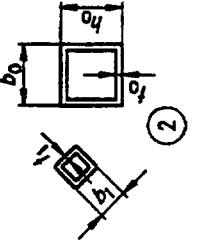
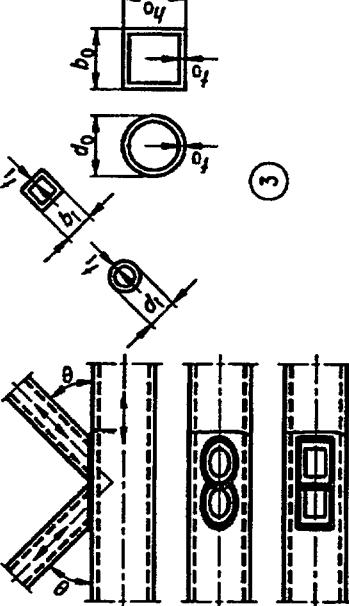
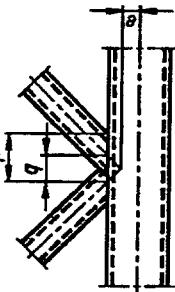
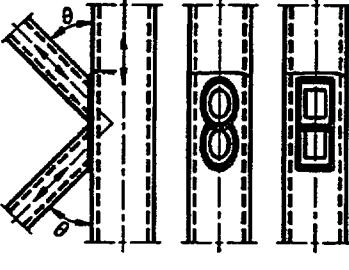
(segue)

Prospetto 9.8.6 - Profiliati cavi - Foglio 2 di 2 (*)

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
50	 	Giunti saldati 6 - Saldatura di testa di profiliati cavi a sezione circolare su flangia intermedia di collegamento	6 e 7: - Saldature ispezionate e trovate esenti da difetti al di fuori delle tolleranze della norma di riferimento n. 9 - Livello di qualità 3 - Elementi con spessore di parete maggiore di 8 mm possono essere classificati in una categoria superiore
45	 	7 - Saldatura di testa di profiliati cavi a sezione rettangolare su flangia intermedia di collegamento	8 e 9: - Saldature soggette a carichi - Spessore di parete minore di 8 mm
40	 	8 - Saldatura a cordoni d'angolo di profiliati cavi a sezione circolare testa a testa su flangia intermedia di collegamento	9 - Saldatura a cordoni d'angolo di profiliati cavi a sezione rettangolare con flangia intermedia di collegamento
36	 		

*) ($t \leq 12,5$ mm).

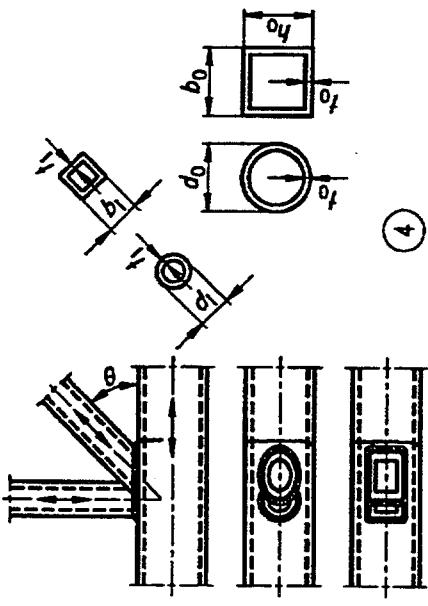
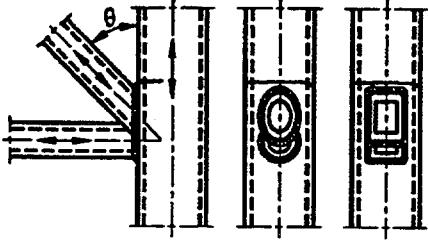
Prospetto 9.8.7 - Giunzioni di travi reticolari - Foglio 1 di 2 ($m = 5$)

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
90		Giunti con elementi diagonali distanziati all'estremità (*) 1 - Profilati cavi a sezione circolare, giunzioni a K ed a N	
45		2 - Profilati cavi a sezione rettangolare, giunzioni a K ed a N	2: - $0,5(b_0 - b) \leq g \leq 1,1(b_0 - b)$ - $g \geq 2 t_0$ - g : distacco - e : eccentricità positiva
71			
36			
71		Giunti con elementi diagonali parzialmente sovrapposti (*) 3 - Collegamenti a K	3 e 4: - Sovrapposizione compresa fra il 30% ed il 100% 
56			$q/p \cdot 100$: sovrapposizione; e : eccentricità negativa.

*') Per valori intermedi di t_0 / t_1 usare l'interpolazione lineare, fra le categorie di elementi più vicini.
 - Notare che i controventi ed i correnti richiedono una valutazione a parte della resistenza a fatica.

(segue)

Prospetto 9.8.7 - Giunzioni di travi reticolari - Foglio 2 di 2 ($m = 5$)

Categoria dei particolari	Particolari costruttivi	Descrizione	Requisiti
71	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$	 <p>Giunti con elementi diagonali parzialmente sovrapposti (*)</p> <p>4 - Collegamenti ad N</p>	<p>Da 1 a 4:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $t_0, t_i \leq 12,5 \text{ mm}$ - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_0 / t_0 \leq 25$ - $d_0 / t_0 \leq 25$ - $0,4 \leq b_i / b_0 \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_i / d_0 \leq 1,0$ - $b_0 \leq 200 \text{ mm}$ - $d_0 \leq 300 \text{ mm}$ - $0,5 h_0 \leq e \leq 0,25 h_0$ - $0,5 d_0 \leq e \leq 0,25 d_0$ - Eccentricità fuori piano: $\leq 0,02 b_0$ oppure $\leq 0,02 d_0$ - Saldature a cordoni d'angolo sono consentite nei controventi con pareti di spessore $\leq 8 \text{ mm}$ - Per pareti di spessore maggiore di 12,5 mm vedere 9.6.3
50	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$		

*) Per valori intermedi di t_0 / t_i , usare l'interpolazione lineare fra le categorie di elementi più vicini.
 - Notare che i controventi ed i correnti richiedono una valutazione a parte della resistenza a fatica.

A P P E N D I C E B
(normativa)

Norme di riferimento

B 1. Campo di applicazione

- (1) Questa parte 1.1 dell'Eurocodice 3 cita 10 norme di riferimento. Esse definiscono le norme di prodotto e di esecuzione relative alle strutture in acciaio, progettate in accordo con l'Eurocodice 3: parte 1.1.

B 2. Definizioni

B 2.1. Norma di riferimento 1: "Acciaio strutturale saldabile"

- (1) Norma europea EN 10025 "Prodotti laminati a caldo di acciai strutturali non legati - Condizioni tecniche per la fornitura". Solamente le qualità Fe 360, Fe 430 ed Fe 510.
- (2) Norma europea prEN 10113 "Prodotti laminati a caldo in acciai strutturali saldabili a grana fine". Solamente le qualità Fe E 275 e Fe E 355.
- (3) Per le qualità prEN 10113, Fe E 420 e Fe E 460 si faccia riferimento all'appendice D.^{*)}
- (4) Norma europea prEN 10210-1 "Profili tubolari in acciaio finiti a caldo - Richieste tecniche di fornitura".^{*)}
- (5) Norma europea prEN 10219-1 "Profili tubolari in acciaio piegati a freddo - Acciai non legati e a grana fine".^{*)}
- (6) Ci si dovrà garantire che la saldabilità del materiale sia sufficiente per gli scopi per i quali è richiesta.
- (7) Per membrature in parete sottile e per lamiere piegate a freddo si faccia riferimento all'Eurocodice 3 prENV 1993-1-3: parte 1.3.^{*)}

B 2.2. Norma di riferimento 2: "Dimensioni dei profili e delle piastre"

B 2.2.1. Profili lavorati a caldo, diversi dai tubolari strutturali

- (1) Le norme europee per i profili elencati nella EN 10025, sono state modificate nel modo seguente:
- escludendo le tolleranze;
 - includendo le "norme nazionali corrispondenti" per i profili laminati a caldo elencati nell'appendice B della EN 10025 (ma escludendo le tolleranze).
- (2) Norma europea EN "Profilati a C laminati a caldo ad ali rastremate e ad ali parallele - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (3) Norma europea EN "Profilati a T laminati a caldo - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (4) Norma europea EN "Profilati a bulbo laminati a caldo - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (5) Norma europea EN "Profilati laminati a caldo con sezioni ad I e ad H - Dimensioni". (Quando disponibile)
- (6) Norma europea EN "Profilati a T ricavati da profili ad I laminati a caldo - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)

^{*)} In preparazione.

- (7) Norma europea EN "Angolari laminati a caldo a lati uguali ed a lati diversi - Dimensioni". (Quando disponibile)
- (8) ISO 657 "Profili di acciaio laminati a caldo":
 - parte 1: Angolari a lati uguali
 - parte 2: Angolari a lati diversi
- (9) Norma europea EN "Barre di acciaio laminate a caldo, piatte, quadre e tonde - Dimensioni". (Quando disponibile)
- (10) Norma europea EN "Barre di acciaio quadre laminate a caldo - Dimensioni". (Quando disponibile)
- (11) Norma europea EN "Barre di acciaio tonde laminate a caldo - Dimensioni". (Quando disponibile)

B 2.2.2. Profili strutturali laminati a caldo

- (1) Norma europea prEN 10210-2 "Profili di acciaio finiti a caldo - Dimensioni e tolleranze" (In preparazione)
- (2) ISO 657 "Profili di acciaio laminati a caldo":
 - parte 14: Profili strutturali finiti a caldo, proprietà dimensionali e di sezione", come segue:
 - fatta eccezione del fatto che l'acciaio deve essere EN 10025.

B 2.2.3. Profili strutturali finiti a freddo

- (1) Norma europea prEN 10219-2 "Profili strutturali di acciaio piegati a freddo - Dimensioni e tolleranze". (In preparazione)
- (2) ISO 4019 "Profili strutturali di acciaio finiti a freddo - Dimensioni e proprietà delle sezioni".

B 2.2.4. Profilati piegati a freddo, diversi dai tubolari strutturali

- (1) Per membrature a parete sottile e per lamiere piegate a freddo, si faccia riferimento all'Eurocodice 3, prENV 1993-1-3, parte 1.3. (In preparazione)

B 2.3. Tolleranze

B 2.3.1. Profilati laminati a caldo, diversi dai tubolari strutturali

- (1) Norma europea prEN 10034 "Profilati strutturali di acciaio ad I e ad H - Tolleranze sulla forma e sulle dimensioni". (In preparazione)
- (2) Norma europea prEN 10056 "Angolari strutturali di acciaio a lati uguali ed a lati diversi - Tolleranze sulla forma e sulle dimensioni". (In preparazione)
- (3) Norma europea EN ... "Profilati a C laminati a caldo ad ali rastremate e ad ali parallele - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (4) Norma europea EN ... "Profilati a T laminati a caldo - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (5) Norma europea EN ... "Profili a bulbo laminati a caldo - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (6) Norma europea EN ... "Profili a T ricavati da profili ad I laminati a caldo - Dimensioni e tolleranze". (Quando disponibile)
- (7) Norma europea EN ... "Barre quadrate di acciaio laminate a caldo - Tolleranze". (Quando disponibile)

- (8) Norma europea EN ... "Barre tonde di acciaio laminate a caldo - Tolleranze". (Quando disponibile)

B 2.3.2. Profili strutturali

- (1) Norma europea prEN 10210-2 "Profili di acciaio finiti a caldo - Dimensioni e tolleranze". (In preparazione)
- (2) Norma europea prEN 10219-2 "Profili strutturali in acciaio piegati a freddo - Dimensioni e tolleranze". (In preparazione)

B 2.3.3. Profili formati a freddo, diversi dai tubolari strutturali

- (1) Per membrature a parete sottile e per lamiere piegate a freddo si faccia riferimento all'Eurocodice 3, prENV 1993-1-3. (In preparazione)

B 2.3.4. Piastre e barre piatte

- (1) Norma europea EN 10029 "Tolleranze sulle dimensioni, forma e massa per piastre di acciaio laminate a caldo, dello spessore di 3 mm o più", come segue: Tolleranze per la classe A.
- (2) Norma europea EN ... "Requisiti di tolleranza per barre piatte ampie". (Quando disponibile)
- (3) Norma europea EN ... "Requisiti di tolleranza per barre piatte". (Quando disponibile)

B 2.4. Norma di riferimento 3: "Bulloni, dadi e rosette"

B 2.4.1. Bulloni non pre-caricati

- (1) Bulloni delle EN 24014, EN 24016, EN 24017 oppure EN 24018, dadi delle EN 24032, EN 24034 oppure della ISO 7413, rosette delle ISO 7089, ISO 7090 oppure ISO 7091.
- (2) Bulloni della ISO 7411, dadi della ISO 4775, rosette della ISO 7415 oppure ISO 7416.
- (3) Bulloni della ISO 7412, dadi della ISO 7414, rosette della ISO 7415 oppure ISO 7416.

B 2.4.2. Bulloni pre-caricati

- (1) Bulloni della ISO 7411, dadi della ISO 4775, rosette della ISO 7415 oppure ISO 7416.

B 2.5. Norma di riferimento 4: "Elettrodi"

- (1) Norma europea EN ... "Elettrodi". (Quando disponibile)

B 2.6. Norma di riferimento 5: "Chiodi "

- (1) Norma europea EN ... "Chiodi strutturali in acciaio". (Quando disponibile)

B 2.7. Norme di riferimento da 6 a 9: "Norme per l'esecuzione"

- (1) Norma europea EN .../1 "Esecuzione di strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici". (In preparazione)

B 2.8. Norma di riferimento 10: "Protezione dalla corrosione"

- (1) Norma europea EN ... "Protezione dalla corrosione". (Quando disponibile)

APPENDICE C (informativa)

Progettazione contro la rottura fragile

C 1. Resistenza alla rottura fragile

- (1) La rottura fragile è caratterizzata dal collasso di un elemento strutturale senza deformazione plastica. Le modalità di collasso dipendono essenzialmente da quanto segue:
 - classe di resistenza dell'acciaio;
 - spessore del materiale;
 - velocità di applicazione del carico;
 - minima temperatura di esercizio;
 - tenacità del materiale;
 - tipo dell'elemento strutturale.
- (2) Considerando i fattori elencati qui sopra, si può determinare il grado richiesto per l'acciaio. La scelta dipende dalla tenacità del materiale e dalle esigenze in termini di meccanica di frattura.
Il criterio viene espresso in funzione della temperatura di prova alla quale è garantito un valore minimo di energia di 27 J in una prova Charpy con intaglio a V.
- (3) Il metodo che segue determina la temperatura minima di esercizio, per qualità e spessore dell'acciaio, dati in funzione delle condizioni di esercizio, della velocità di carico e delle conseguenze del collasso.
- (4) In questo metodo, le qualità dell'acciaio fanno riferimento a materiale conforme alla EN 10025 oppure al prEN 10113.
- (5) *Il metodo presentato in questa appendice non deve essere applicato per temperature di servizio minori di - 40 °C.*

C 2. Metodi di calcolo

C 2.1. Condizioni di esercizio

- (1) Vengono definiti tre livelli di severità, in cui i relativi livelli di tensione sono calcolati usando i valori caratteristici delle azioni ed un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_F = 1,0$ nel modo seguente:
 - S1:
 - nessuna saldatura; oppure
 - allo stato come saldato, con tensioni locali di trazione che non superino 0,2 volte la tensione di snervamento; oppure
 - trattamento termico di distensione delle tensioni residue, dopo la saldatura, con tensioni locali di trazione (incluso un qualsiasi effetto di concentrazione geometrica delle tensioni) che non superino 0,67 volte la resistenza allo snervamento.
 - S2: Saldature:
 - o allo stato come saldato, con tensioni locali di trazione nel campo da 0,2 a 0,67 volte la resistenza allo snervamento; oppure
 - con trattamento termico di distensione e con tensioni locali fino al doppio della resistenza allo snervamento per effetto di concentrazioni di sforzo.
 - S3: Zone di concentrazione delle tensioni per geometria complessa:

(segue)

- o allo stato come saldato, con sforzi locali di tensione nel campo da 0,67 a 2 volte la resistenza allo snervamento; oppure
- trattate termicamente dopo la saldatura, con tensioni locali nel campo da 2 a 3 volte la resistenza allo snervamento.

ma in tutti i casi al di sotto del collasso plastico.

- (2) Il prospetto 3.2 è relativo ai livelli di tensione S1 ed S2.

C 2.2. Velocità di carico

- (1) Vengono definite due velocità di carico nel modo seguente:

- R1: Carico statico normale o variabile lentamente, applicabile a strutture soggette a peso proprio, ai carichi di impalcato, al carico dovuto a veicoli, al carico di vento e di onde e carichi di sollevamento.
- R2: Carichi di impatto, applicabili ad alte velocità di deformazione, condizioni di esplosione o di urto.

- (2) Il prospetto 3.2 si basa sulla velocità di carico R1.

C 2.3. Conseguenze del collasso

- (1) Vengono definite nel modo seguente due condizioni:

- C1: Elementi o giunti non critici, dove il collasso sarebbe limitato ad effetti locali senza conseguenze serie (per esempio: elementi ridondanti).
- C2: Frattura di elementi o giunti critici, dove il collasso locale causerebbe il collasso dell'intera struttura con serie conseguenze per la vita oppure costi molto elevati.

- (2) Il prospetto 3.2 si basa sulla condizione C2.

C 2.4. Resistenza nominale allo snervamento

- (1) Il valore nominale f_y/ℓ della resistenza inferiore allo snervamento diminuisce con lo spessore e può essere ottenuto dalla seguente equazione:

$$f_y/\ell = f_{yo} - 0,25(t/t_1) (f_{yo}/235) \quad [C1]$$

dove: f_{yo} è il valore base di f_y/ℓ (in N/mm²);

t è lo spessore (in mm);

$t_1 = 1$ mm.

- (2) Si può determinare il valore base f_{yo} della resistenza media inferiore allo snervamento (da usarsi solo nell'appendice C) usando il prospetto C 1.

Prospetto C 1 - Valore base della resistenza allo snervamento media inferiore

Classe dell'acciaio	Fe 360	Fe 430	Fe 510
f_{yo} (in N/mm ²)	235	275	355

C 2.5. Parametri

- (1) Si potranno ottenere dal prospetto C 2 i valori delle costanti che devono essere adottati per le categorie S, R e C.

Prospetto C 2 - Valori delle costanti

Categoria dello sforzo	S1	S2	S3
k_a	0,18	0,18	0,10
k_b	0,40	0,15	0,07
k_c	0,03	0,03	0,04
Velocità di carico	R1	R2	
Valore di k_d	10^{-3}	1,0	
Conseguenze del collasso	C1	C2	
Valore di γ_c	1,0	1,5	

- (2) Nel prospetto C 3 sono dati i valori della temperatura T_{cv} della prova di resilienza Charpy V per acciai di qualità standard secondo EN 10025.
- (3) Nel prospetto C 3 sono pure dati i valori della temperatura T_{cv} per acciaio secondo prEN 10113.

Prospetto C 3 - Temperatura T_{cv} della prova di resilienza Charpy V

Grado di tenacità	Valori specificati			Valore nominale di T_{cv} (°C) alla quale si può supporre di ottenere 27 J allo spessore t (mm)	
	Temperatura di prova (°C)	Energia minima (J) per lo spessore t (mm)		≤ 150 ¹⁾	≤ 250 ¹⁾
		> 10	> 150		
EN 10025:					
B	+ 20	27	23	+ 20	+ 25
C	0	27	23	+ 0	+ 5
D	- 20	27	23	- 20	- 15
DD	- 20	40	33	- 30 ²⁾	- 25 ²⁾
prEN 10113:					
KG	- 20	40	33	- 30 ²⁾	- 25 ²⁾
KT	- 50	27	23	- 50	- 45

Note:

1 - Il valore deve essere concordato con il produttore dell'acciaio per prodotti laminati in accordo alla EN 10025 per uno spessore nominale maggiore di 100 mm; per prodotti di acciaio nella condizione di fornitura N di spessore maggiore di 150 mm secondo prEN 10113-2; per prodotti di acciaio nelle condizioni di fornitura TM di spessore > 150 mm per i profilati e maggiore di 63 mm per le lamiere.

2 - Si suppone che questi valori siano equivalenti ad un'energia assorbita in prova di resilienza Charpy con intaglio a V, di 40 J a -20 °C, o di 33 J a -20 °C per acciaio con spessore maggiore di 150 mm, fino a 250 mm.

C 2.6. Calcoli

- (1) Il fattore critico di intensificazione delle tensioni K_{1C} , convenzionale, da richiedere è data dalla equazione:

$$K_{1C} = (\gamma_C \alpha)^{0.55} f_y \ell t^{0.5} / 1,226 \quad [\text{C } 2]$$

nella quale:

$$\alpha = 1/[k_a + k_b \ln(t/t_1) + k_c (t/t_1)^{0.5}]$$

- (2) Si otterrà la minima temperatura di servizio T_{\min} dalla equazione:

$$T_{\min} = 1,4 T_{cv} + 25 + \beta + (83 - 0,08 f_y \ell) [k_d]^{0.17} \quad [\text{C } 3]$$

nella quale:

$$\beta = 100 (\ln K_{1C} - 8,06)$$

APPENDICE (informativa)

Lunghezza di libera inflessione per una membratura compressa

E 1. Principi

- (1) La lunghezza di libera inflessione ℓ di una membratura compressa è la lunghezza di una membratura, per il resto ad essa eguale, con "estremi incernierati" (gli estremi sono vincolati contro i movimenti laterali ma liberi di ruotare nel piano di libera inflessione) che ha la stessa resistenza al carico di punta.
- (2) In assenza di più accurate valutazioni, la lunghezza teorica di libera inflessione per instabilità critica elastica può venire adottata conservativamente.
- (3) Si può usare una lunghezza di libera inflessione equivalente per riferire la resistenza alla instabilità di una membratura, soggetta ad un carico non uniforme, a quella di una membratura, per il resto analoga, soggetta a carico uniforme.
- (4) Si può usare una lunghezza di libera inflessione equivalente per riferire la resistenza alla instabilità di una membratura non uniforme a quella di una membratura uniforme sotto condizioni analoghe di carico e di vincolo.

E 2. Colonne di telai di edifici

- (1) Dalla fig. E 2.1 si può ottenere la lunghezza di libera inflessione ℓ di una colonna nel modo a nodi fissi.
- (2) Dalla fig. E 2.2 si può ottenere la lunghezza di libera inflessione ℓ di una colonna nel modo a nodi spostabili.
- (3) I coefficienti di distribuzione η_1 e η_2 per i modelli teorici mostrati nella fig. E 2.3 vengono ottenuti da:

$$\eta_1 = K_c / (K_c + K_{11} + K_{12}) \quad [E\ 1]$$

$$\eta_2 = K_c / (K_c + K_{21} + K_{22}) \quad [E\ 2]$$

dove: K_c è il coefficiente I / L di rigidezza della colonna;

e K_{ij} è il coefficiente di rigidezza efficace della trave.

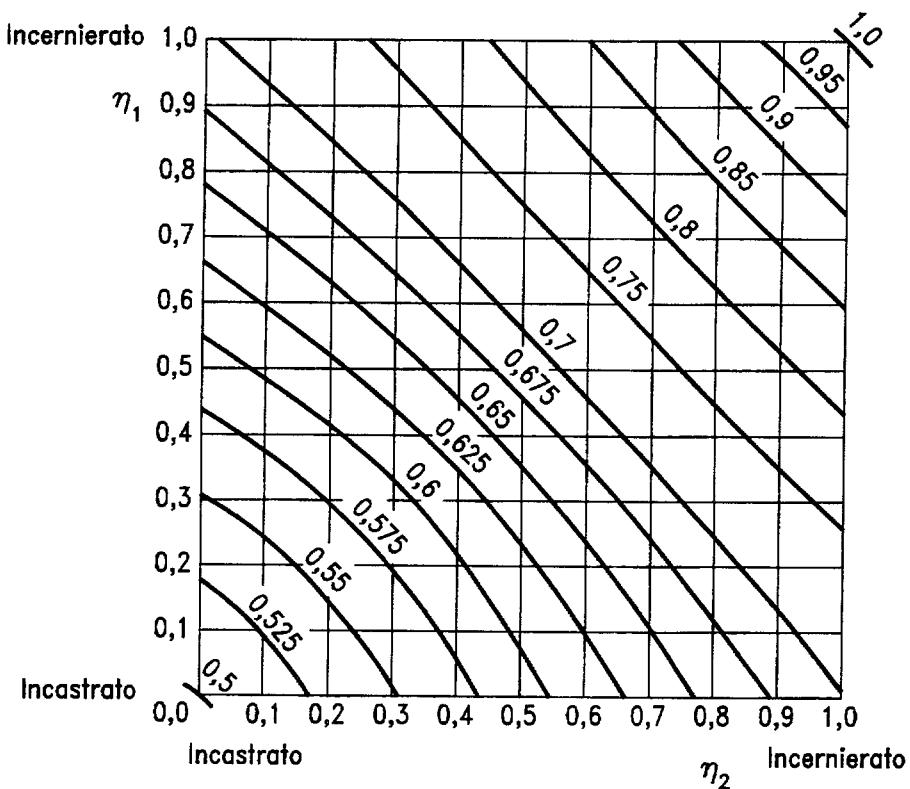


Fig. E 2.1 - Rapporto di lunghezza di libera inflessione ℓ/L per una colonna nel modo a nodi fissi

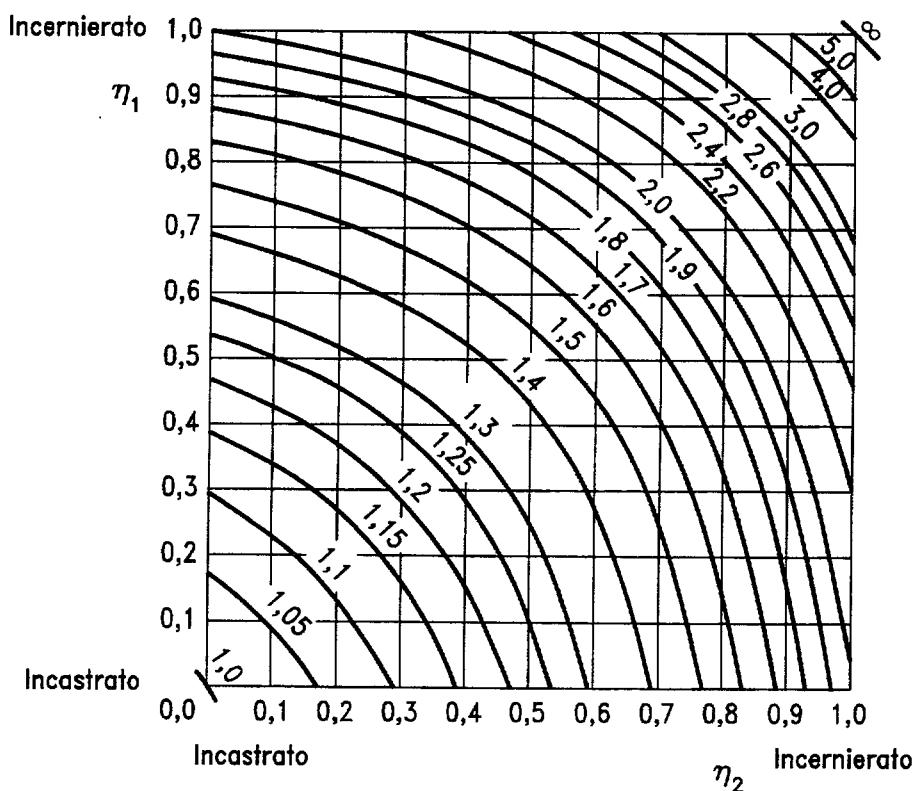
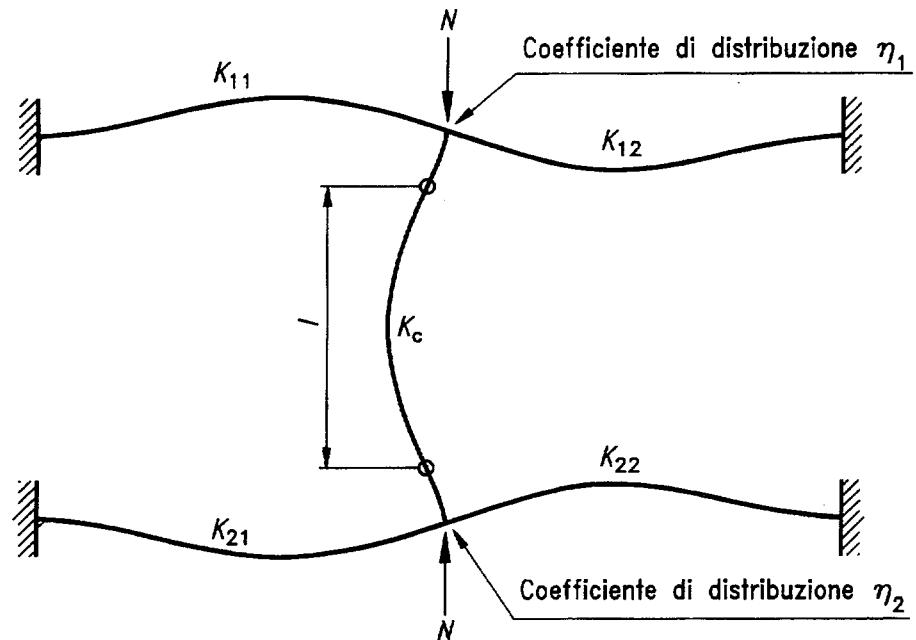
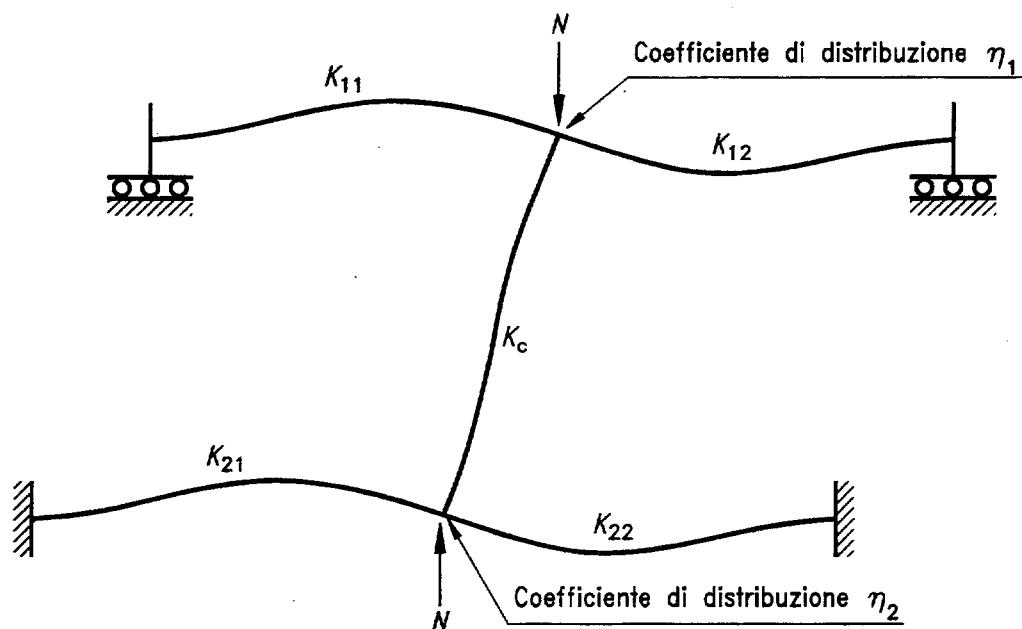


Fig. E 2.2 - Rapporto di lunghezza di libera inflessione ℓ/L per una colonna nel modo a nodi spostabili

(segue)



(a) Modo a nodi fissi



(b) Modo a nodi spostabili

Fig. E 2.3 - Coefficienti di distribuzione per colonne

- (4) Questi modelli possono venire adattati alla progettazione di colonne continue, quando si supponga che ciascun interpiano di colonna sia caricato con il medesimo valore del rapporto (N/N_{cr}) . Nel caso generale nel quale (N/N_{cr}) varia, questo fatto porta ad un valore conservativo di ℓ/L per la lunghezza di colonna più critica.

(segue)

- (5) Per ciascun interpiano di una colonna continua, si può introdurre l'ipotesi fatta in (4), usando il modello mostrato nella fig. E 2.4 ed ottenendo i coefficienti di distribuzione η_1 e η_2 dalle equazioni:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad [E 3]$$

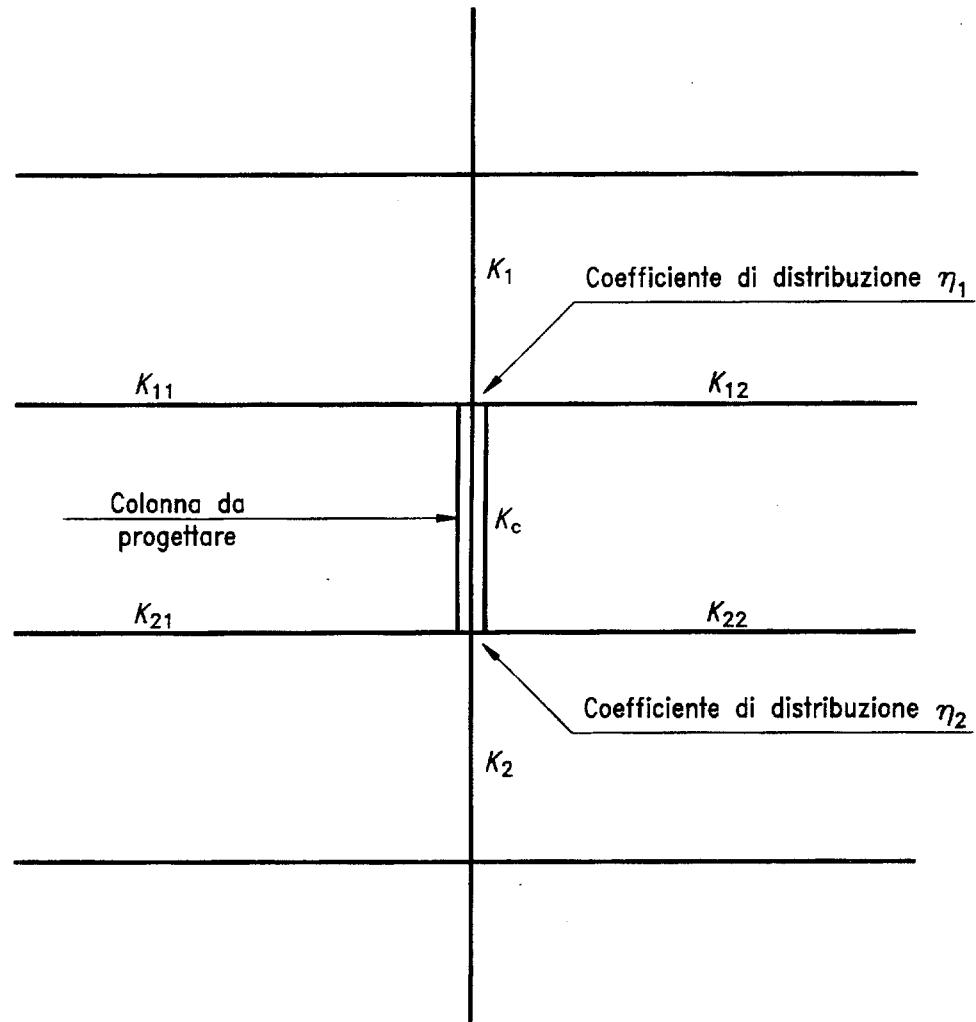
$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad [E 4]$$

dove: K_1 e K_2 sono i coefficienti di rigidezza per gli interpiani adiacenti alla colonna.

- (6) Quando le travi non sono soggette a forze assiali, si possono determinare i loro coefficienti di rigidezza efficace facendo riferimento al prospetto E 1, purché esse rimangano elastiche sotto i momenti di progetto.

Prospetto E 1 - Coefficiente di rigidezza efficace per una trave

Condizioni di vincolo rotazionale all'estremo lontano della trave	Coefficiente di rigidezza efficace K della trave (a condizione che la trave resti elastica)
Incastrato all'estremo lontano	1,0 I / L
Incornierato all'estremo lontano	0,75 I / L
Rotazione uguale all'estremo vicino (doppia curvatura)	1,5 I / L
Rotazione uguale ed opposta a quella dell'estremo vicino (curvatura singola)	0,5 I / L
Caso generale: Rotazione θ_a all'estremo vicino e θ_b all'estremo lontano	$(1 + 0,5 \theta_b/\theta_a) I / L$



$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Fig. E 2.4 - Coefficienti di distribuzione per colonne continue

- (7) Per telai di edifici con solai in calcestruzzo, purché il telaio abbia schema regolare ed il carico sia uniforme, di solito è abbastanza accurato supporre che i coefficienti di rigidezza efficace della trave siano quelli che figurano nel prospetto E 2.

Prospetto E 2 - Coefficiente di rigidezza efficace K per una trave in un telaio di edificio con solai di calcestruzzo

Condizioni di carico per la trave	Modo a nodi fissi	Modo a nodi spostabili
Travi che sostengono direttamente i solai di calcestruzzo	1,01/L	1,01/L
Altre travi con carichi diretti	0,751/L	1,01/L
Travi aventi solo momenti d'estremità	0,51/L	1,51/L

- (8) Qualora, per lo stesso caso di carico, il momento di progetto in una qualsiasi delle travi supera W_{eff}/γ_M , si raccomanda che la trave sia considerata incernierata in quel punto o in quei punti.
- (9) Qualora una trave ha collegamenti nominalmente incernierati, si raccomanda che essa sia considerata incernierata in quel punto o in quei punti.
- (10) Qualora una trave ha collegamenti semirigidi, si raccomanda di ridurre di conseguenza il coefficiente di rigidezza efficace.
- (11) Qualora le travi sono soggette a forze assiali, si raccomanda di adeguare di conseguenza i loro coefficienti di rigidezza efficace. Si possono usare funzioni di stabilità. Come semplice alternativa, si può trascurare l'aumento del coefficiente di rigidezza, causato dalla trazione assiale, e si possono considerare gli effetti della compressione assiale, usando le approssimazioni conservative date nel prospetto E 3.

Prospetto E 3 - Formule approssimate per i coefficienti di rigidezza ridotta di una trave per compressione assiale

Condizioni di vincolo rotazionale all'estremo lontano della trave	Coefficiente K di rigidezza efficace della trave (purché la trave rimanga elastica)
Incastrata	1,01/L (1 - 0,4 N/N _E)
Incornierata	0,751/L (1 - 1,0N/N _E)
Rotazione uguale all'estremo vicino (doppia curvatura)	1,51/L (1 - 0,2N/N _E)
Rotazione uguale ed opposta a quella dell'estremo vicino (curvatura singola)	0,51/L (1 - 1,0 N/N _E)
In questo prospetto $N_E = \pi^2 EI / L^2$	

- (12) Invece di leggere i valori nelle fig. E 2.1 ed E 2.2 si possono usare come approssimazioni conservative le equazioni empiriche che seguono:

(a) modo a nodi fissi (fig. E 2.1)

$$\ell/L = 0,5 + 0,14 (\eta_1 + \eta_2) + 0,055 (\eta_1 + \eta_2)^2 \quad [E\ 5]$$

oppure, in alternativa:

$$\ell/L = \left[\frac{1+0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2-0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad [E\ 6]$$

(b) modo a nodi spostabili (fig. E 2.2)

$$\ell/L = \left[\frac{1-0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1-0,8(\eta_1 + \eta_2) + 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad [E\ 7]$$

APPENDICE F (informativa)

Instabilità flesso-torsionale

F 1. Momento elastico critico

F 1.1. Principi

- (1) Il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale di una trave, avente sezione trasversale simmetrica uniforme con ali uguali, sotto condizioni normali di vincolo a ciascun estremo, caricata attraverso il suo centro di taglio e soggetta ad un momento uniforme, è dato dalla seguente equazione:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad [F 1]$$

dove: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

I_t è la costante di torsione;

I_w è la costante di ingombramento;

I_z è il momento di inerzia attorno all'asse minore;

L è la lunghezza della trave fra i punti che hanno vincolo laterale.

- (2) Le condizioni normali di vincolo a ciascun estremo sono:

- vincolo al movimento laterale;
- vincolo alla rotazione intorno all'asse longitudinale;
- libero di ruotare nel piano.

F 1.2. Formula generale per sezioni trasversali simmetriche rispetto all'asse minore

- (1) Nel caso di una trave avente sezione trasversale uniforme simmetrica rispetto all'asse minore, per flessione rispetto all'asse maggiore, il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale è dato dalla equazione generale:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad [F 2]$$

dove: C_1, C_2 e C_3 sono i coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico e di vincolo all'estremo;

k e k_w sono i coefficienti di lunghezza efficace;

$z_g = z_a - z_s$;

$$z_j = z_s - 0,5 \int_A (y^2 + z^2) z dA / I_y$$

z_a è la coordinata del punto dove viene applicato il carico;

z_s è la coordinata del centro di taglio.

Nota - Vedere F 1.2(7) e (8) per le convenzioni sui segni e F 1.4(2) per le approssimazioni di z_j .

- (2) I coefficienti di lunghezza efficace k e k_W variano da 0,5 per incastro completo a 1,0 quando non vi è incastro, con 0,7 quando vi è un estremo incastrato ed un estremo libero.
- (3) Il coefficiente k si riferisce alla rotazione di un estremo nel piano. Esso è analogo al rapporto ℓ/L di una membratura compressa.
- (4) Il coefficiente k_W si riferisce all'ingombramento di un estremo. Se non si è posto un vincolo apposito per l'ingombramento, si raccomanda di prendere k_W uguale a 1,0.
- (5) Nei prospetti F 1.1 ed F 1.2 sono dati i valori di C_1 , C_2 e C_3 per vari casi di carico, quali vengono indicati dalla forma del diagramma del momento flettente sulla lunghezza L fra i vincoli laterali. I valori sono dati in corrispondenza ai differenti valori di k .
- (6) Per i casi con $k = 1,0$, il valore di C_1 per un qualsiasi rapporto di momento agli estremi, come indicato nel prospetto F 1.1, è dato approssimativamente dall'equazione:

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \psi + 0,52 \psi^2 \quad \text{con } C_1 \leq 2,70$$

[F 3]

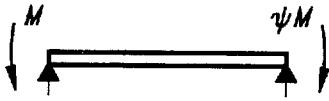
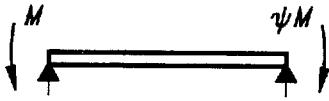
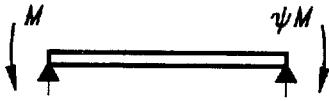
- (7) La convenzione sui segni per determinare z_j , vedere fig. F 1.1, è la seguente:

- z è positivo per l'ala in compressione;
- z_j è positivo quando l'ala con il valore maggiore di I_z è in compressione al punto di momento massimo.

- (8) La convenzione sui segni per determinare z_g è la seguente:

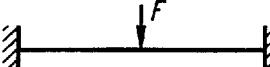
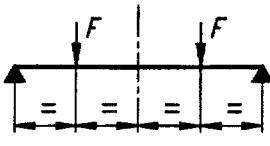
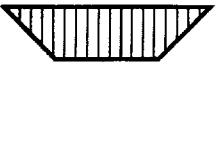
- per carichi di gravità, z_g è positivo per carichi applicati al di sopra del centro di taglio;
- nel caso generale, z_g è positivo per carichi che agiscono dal loro punto di applicazione verso il centro di taglio.

Prospetto F 1.1 - Valori dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente k : momento all'estremità

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0	1,000	-	1,000
		0,7	1,000	-	1,113
		0,5	1,000	-	1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0	1,141	-	0,998
		0,7	1,270	-	1,565
		0,5	1,305	-	2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0	1,323	-	0,992
		0,7	1,473	-	1,556
		0,5	1,514	-	2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0	1,563	-	0,977
		0,7	1,739	-	1,531
		0,5	1,788	-	2,235
	$\psi = 0$ 	1,0	1,879	-	0,939
		0,7	2,092	-	1,473
		0,5	2,150	-	2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0	2,281	-	0,855
		0,7	2,538	-	1,340
	$\psi = -1/2$ 	1,0	2,704	-	0,676
		0,7	3,009	-	1,059
		0,5	3,093	-	1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0	2,927	-	0,366
		0,7	3,009	-	0,575
		0,5	3,093	-	0,837
	$\psi = -1$ 	1,0	2,752	-	0,000
		0,7	3,063	-	0,000
		0,5	3,149	-	0,000

(segue)

Prospetto F 1.2 - Valori dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente k : casi di carico trasversale

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	k	Valori dei coefficienti		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

F 1.3. Travi con sezioni trasversali uniformi doppiamente simmetriche

(1) Per sezioni trasversali doppiamente simmetriche è $z_j = 0$, cosicché:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0,5} - C_2 z_g \right\} \quad [F 4]$$

(2) Per la condizione di carico di momento agli estremi è $C_2 = 0$ e per carichi trasversali applicati nel centro di taglio è $z_g = 0$. Per questi casi:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \quad [F 5]$$

(3) Quando è $k = k_w = 1,0$ (nessun incastro agli estremi):

(segue)

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

[F 6]

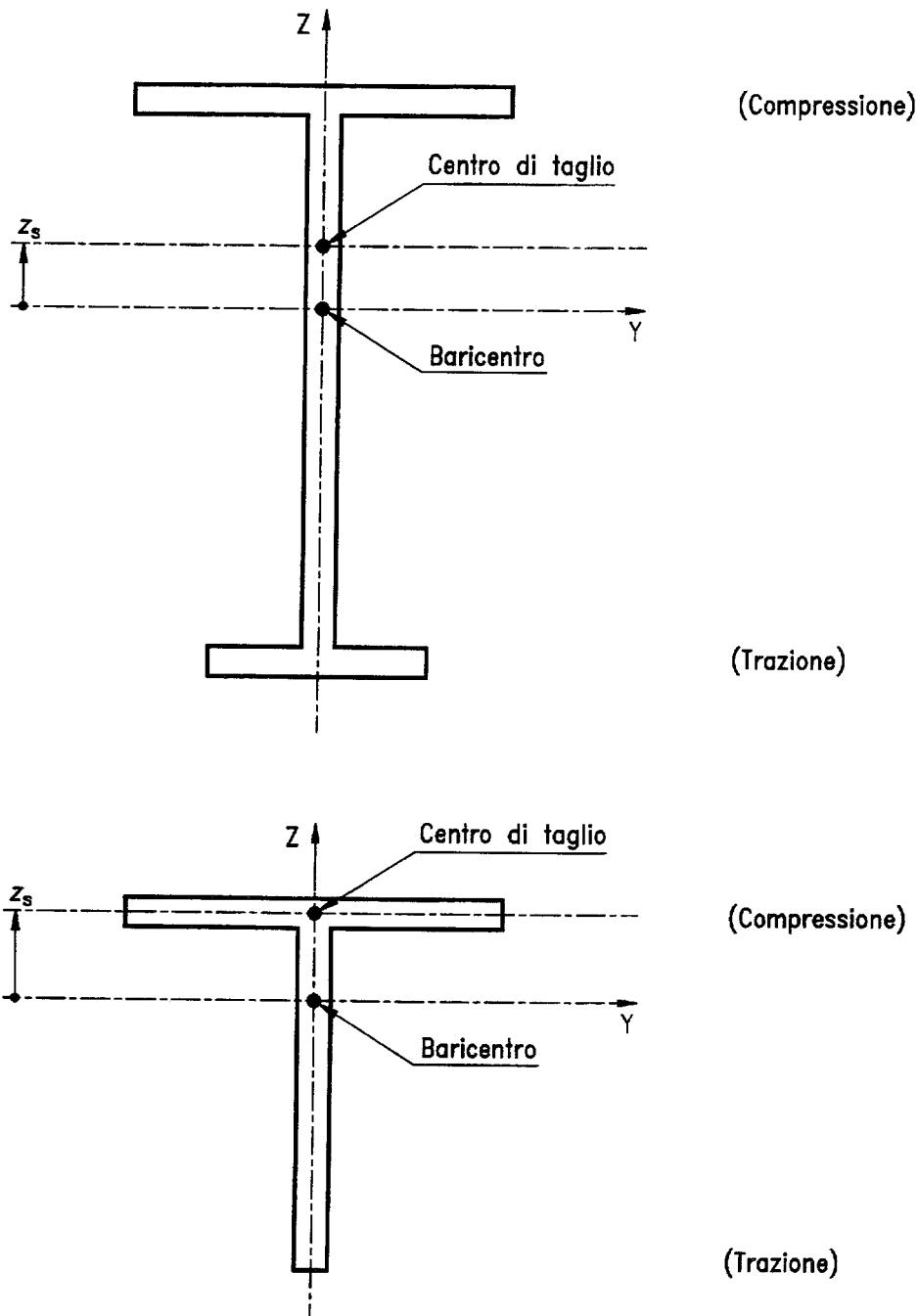


Fig. F 1.1 - Convenzione sui segni per determinare z_e

F 1.4. Travi con sezioni trasversali uniformi con un solo asse di simmetria ed ali diverse

- (1) Per una sezione ad I con ali diverse:

(segue)

$$I_w = \beta_f (1 - \beta_f) I_z h_s^2$$

[F 7]

$$\text{dove: } \beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

I_{fc} è il momento di inerzia dell'ala in compressione rispetto all'asse minore della sezione;

I_{ft} è il momento di inerzia dell'ala in trazione rispetto all'asse minore della sezione;

h_s è la distanza fra i centri di taglio delle ali.

(2) Per z_j si possono usare le seguenti equazioni approssimate:

quando $\beta_f > 0,5$:

$$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) h_s / 2$$

[F 8]

quando $\beta_f < 0,5$:

$$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) h_s / 2$$

[F 9]

per sezioni con l'ala compressa con bordi irrigiditi:

$$z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) (1 + h_L/h) h_s / 2 \quad \text{quando } \beta_f > 0,5$$

[F 10]

$$z_j = 1,0 (2\beta_f - 1) (1 + h_L/h) h_s / 2 \quad \text{quando } \beta_f < 0,5$$

[F 11]

dove: h_L è l'altezza dell'irrigidimento.

F 2. Snellezza

F 2.1. Generalità

(1) Il rapporto di snellezza $\bar{\lambda}_{LT}$ per instabilità flesso-torsionale è dato da:

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) (\beta_w)^{0,5}$$

[F 12]

dove: $\lambda_1 = \pi (E/f_y)^{0,5} = 93,9 \varepsilon$

$$\varepsilon = (235/f_y)^{0,5} \quad (f_y \text{ in N/mm}^2)$$

$\beta_w = 1$ per sezioni trasversali di classe 1 o classe 2;

$\beta_w = W_{el,y}/W_{pl,y}$ per sezioni trasversali di classe 3;

$\beta_w = W_{eff,y}/W_{pl,y}$ per sezioni trasversali di classe 4.

(2) Il rapporto di snellezza geometrica λ_{LT} per l'instabilità flesso-torsionale è per tutte le classi di sezioni dato da:

$$\lambda_{LT} = [\pi^2 E W_{pl,y} / M_{cr}]^{0,5}$$

[F 13]

(segue)

F 2.2. Travi con sezioni trasversali uniformi doppiamente simmetriche

- (1) Per i casi con $z_g = 0$ (carico di momento agli estremi o carichi trasversali applicati al centro di taglio) e $k = k_w = 1,0$ (nessun incastro agli estremi), si può ricavare il valore di λ_{LT} dalle equazioni:

$$\lambda_{LT} = \frac{L \left[\frac{W_{p\ell,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}} \quad [F 14]$$

che può essere scritta anche:

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}} \quad [F 15]$$

dove: $a_{LT} = (I_w / I_t)^{0,5}$

- (2) Per un profilo semplice ad I oppure ad H (senza irrigidimenti di bordo):

$$I_w = I_z h_s^2 / 4 \quad [F 16]$$

dove: $h_s = h - t_f$

- (3) Per una sezione trasversale doppiamente simmetrica, il valore di i_{LT} è dato dall'equazione:

$$i_{LT} = (I_z I_w / W_{p\ell,y}^2)^{0,25} \quad [F 17]$$

oppure, con una leggera approssimazione, da:

$$i_{LT} = [I_z / (A - 0,5 t_w h_s)]^{0,5} \quad [F 18]$$

- (4) Per profili laminati a I oppure ad H, che si conformano alla "Norma di riferimento" 2, si possono usare le approssimazioni conservative che seguono:

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_{LT}}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad [F 19]$$

oppure:

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 L / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad [F 20]$$

(5) Per qualsiasi profilo con sezione aperta ad I oppure ad H con ali uguali, la equazione approssimata che segue è conservativa:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad [F\ 21]$$

(6) Si possono includere i casi con $k < 1,0$ e/o $k_w < 1,0$ usando le equazioni:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[\frac{W_p f_y^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}} \quad [F\ 22]$$

oppure:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL/a_{LT})^2}{25,66} \right]^{0,25}} \quad [F\ 23]$$

oppure per profili laminati standard ad I oppure ad H :

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_{LT}}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_{LT}}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad [F\ 24]$$

oppure:

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 kL/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad [F\ 25]$$

oppure per un qualsiasi profilo con sezione aperta ad I oppure ad H con ali uguali:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad [F\ 26]$$

(7) Tranne quando si è previsto un apposito vincolo all'ingobbamento, si raccomanda di prendere k_w uguale a 1,0.

(segue)

- (8) Si possono includere i casi con carico trasversale applicato al di sopra del centro di taglio ($z_g > 0$) o sotto il centro di taglio ($z_g < 0$), usando l'equazione:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} + (C_2 Z_g)^2 \frac{I_z}{I_w} \right]^{0.5} - C_2 Z_g \left[\frac{I_z}{I_w} \right]^{0.5} \right\}^{0.5}} \quad [F 27]$$

oppure, in alternativa, l'equazione:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{(kL / i_{LT})^2}{25,66} + \left[\frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \quad [F 28]$$

oppure per profili standard laminati con sezioni ad I oppure ad H, l'equazione:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_{LT}}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL / i_{LT}}{h / t_f} \right]^2 + \left[\frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \quad [F 29]$$

oppure, in alternativa, l'equazione:

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 kL / i_z}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL / i_z}{h / t_f} \right]^2 + \left[\frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \quad [F 30]$$

oppure, per un qualsiasi profilo con sezione aperta ad I oppure ad H con ali uguali, l'equazione:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL / i_z}{(C_1)^{0.5} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kL / i_z}{h / t_f} \right]^2 + \left[\frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right]^2 \right]^{0.5} - \frac{2 C_2 z_g}{h_s} \right\}^{0.5}} \quad [F 31]$$

APPENDICE J

(normativa)

Collegamenti trave-colonna

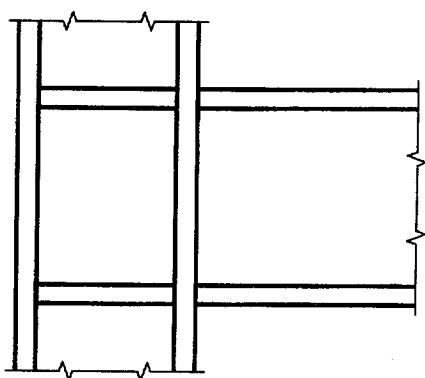
J 1. Campo di applicazione

J 1.1. Tipi di collegamento

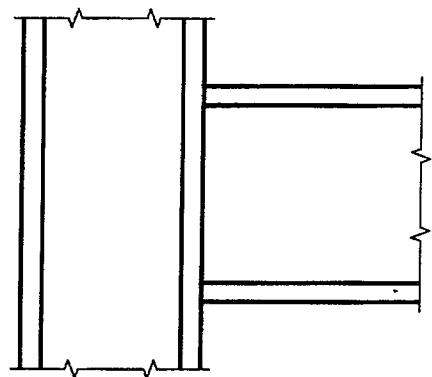
- (1) Questa appendice fornisce le regole applicative per la progettazione di collegamenti trave-colonna, seguendo i principi dati in 6.9.
- (2) Si suppone che sia la trave sia la colonna abbiano sezioni ad I oppure ad H.
- (3) Si suppone che la trave sia collegata all'ala della colonna.
- (4) I tipi di collegamento trattati sono mostrati nella fig. J 1.1, essi sono i seguenti:
 - collegamenti saldati;
 - collegamenti bullonati con flange di estremità estese oltre l'ala della trave;
 - collegamenti bullonati con flange di estremità a filo dell'ala della trave.
- (5) L'anima della colonna può avere:
 - irrigidimenti allineati con entrambe le ali della trave;
 - irrigidimenti allineati con un'ala della trave;
 - nessuno degli irrigidimenti allineati con le ali della trave.
- (6) Inoltre l'anima della colonna può essere rinforzata da:
 - irrigidimenti diagonali;
 - un piatto di rinforzo dell'anima.
- (7) Nei collegamenti bullonati, le ali della colonna possono essere rinforzate con l'uso di contropiastre.
- (8) Vengono forniti dei metodi per la determinazione delle seguenti caratteristiche di un collegamento trave-colonna:
 - momento resistente;
 - rigidezza rotazionale;
 - capacità di rotazione.

J 1.2. Altri tipi di collegamenti

- (1) I metodi dati in questa appendice possono venire applicati anche a collegamenti trave-trave.
- (2) Alcune parti dei metodi presentati possono venire applicate anche alle componenti corrispondenti di altri tipi di collegamento.
- (3) Queste regole applicative non riguardano collegamenti nei quali la trave deve essere collegata all'anima della colonna.
- (4) Queste regole di applicazione non devono essere utilizzate per membrature con sezioni diverse dalle sezioni ad I oppure ad H.

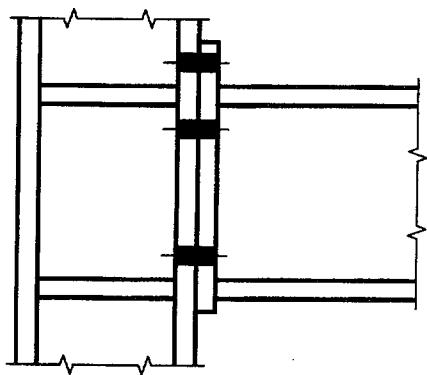


Irrigidito

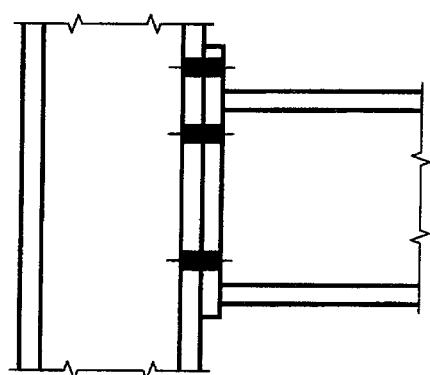


Non irrigidito

(a) Collegamenti saldati

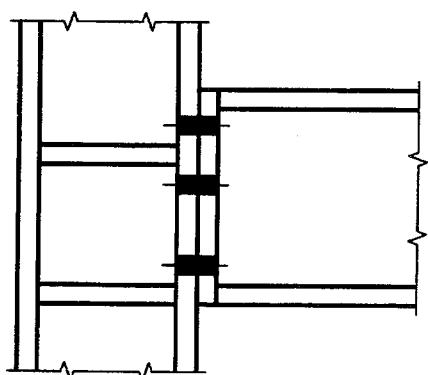


Irrigidito

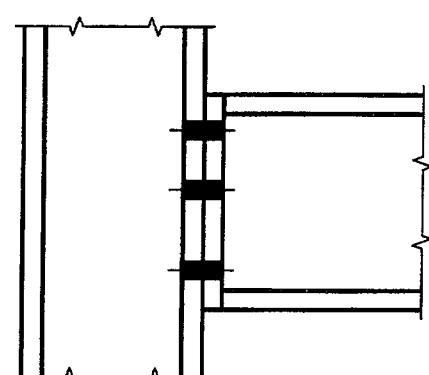


Non irrigidito

(b) Collegamenti bullonati con flange di estremità estese oltre l'ala della trave



Irrigidito



Non irrigidito

(c) Collegamenti bullonati con flange di estremità a filo dell'ala della trave

Fig. J 1.1 - Collegamenti trave-colonna

J 2. Collegamenti trave-colonna saldati

J 2.1. Momento resistente

(1) Il momento resistente di un collegamento trave-colonna saldato dipende da:

- la resistenza della zona tesa (vedere J 2.3);
- la resistenza della zona compressa (vedere J 2.4);
- la resistenza della zona soggetta a taglio (vedere J 2.5).

J 2.2. Piatti di rinforzo dell'anima

(1) Si può usare un piatto di rinforzo dell'anima (vedere fig. J 2.1) per aumentare la resistenza dell'anima di una colonna:

- in trazione (vedere J 2.3.2);
- in compressione (vedere J 2.4.1);
- a taglio (vedere J 2.5.1).

(2) La qualità dell'acciaio del piatto di rinforzo dell'anima deve essere simile a quella della colonna.

(3) La larghezza b_s deve essere tale che le saldature, che collegano il piatto di rinforzo dell'anima, si estendano fino all'estremità del raccordo (vedere fig. J 2.1).

(4) La lunghezza ℓ_s deve essere tale che il piatto di rinforzo dell'anima si estenda lungo tutta la larghezza efficace dell'anima in trazione ed in compressione (vedere fig. J 2.1).

(5) Lo spessore t_s non deve essere minore dello spessore t_{wc} dell'anima della colonna.

(6) Il piatto di rinforzo dell'anima deve essere saldato tutto all'intorno (vedere fig. J 2.1). Le saldature devono avere una sezione di gola a pari a uno dei seguenti valori:

- (a) quando si richiede che il piatto di rinforzo dell'anima aumenti la resistenza dell'anima a taglio oppure a compressione:

$$a \geq t_s / \sqrt{2} \quad [J 1]$$

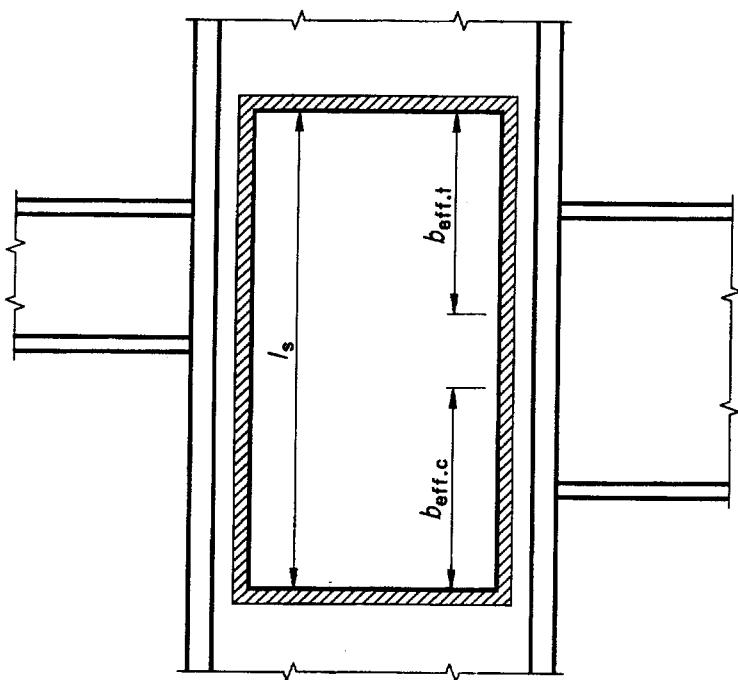
- (b) quando si richiede che il piatto di rinforzo dell'anima aumenti la resistenza dell'anima a trazione (vedere J 2.3.2(4)):

- saldature longitudinali di testa:

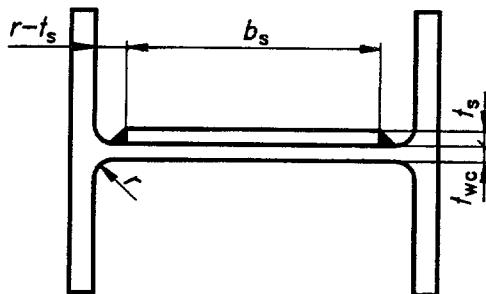
$$a \geq t_s \quad [J 2]$$

- saldature trasversali e saldature longitudinali a cordoni d'angolo:

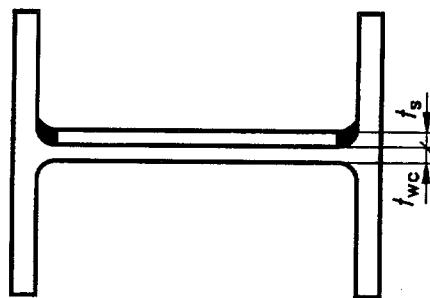
$$a \geq t_s / \sqrt{2} \quad [J 3]$$



(a) Vista laterale



(b) Sezione trasversale con saldature longitudinali a cordoni d'angolo



(c) Sezione trasversale con saldature longitudinali di testa

Fig. J 2.1 - Piatto di rinforzo dell'anima

(segue)

- (7) Quando la larghezza b_s di un piatto di rinforzo dell'anima è maggiore di $40\epsilon t_s$, si deve disporre una fila di saldature entro fori o di bulloni per garantire una collaborazione adeguata fra il piatto di rinforzo e l'anima della colonna (vedere fig. J 2.2). Devono essere soddisfatti i seguenti requisiti:

$$e_1 \leq 40\epsilon t_s$$

$$e_2 \leq 40\epsilon t_s$$

$$p \leq 40\epsilon t_s$$

$$d_o \geq t_s$$

dove: e_1 è la distanza dei fori dall'estremità;

e_2 è la distanza dei fori dal bordo;

p è il passo dei fori;

d_o è il diametro dei fori;

$$\epsilon = [235/f_y]^{0,5} \quad (f_y \text{ in N/mm}^2).$$

J 2.3. Resistenza della zona tesa

J 2.3.1. Ala di colonna non irrigidita

- (1) La resistenza di progetto di un'ala non irrigidita di una colonna assoggettata a forza di tensione trasversale (vedere fig. J 2.3) è data dalle seguenti formule:

- per una colonna laminata a sezione ad I oppure ad H:

$$F_{t,Rd} = [f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2 r_c) + 7 f_{yc} t_{fc}^2]/\gamma_{M0} \quad [\text{J 4}]$$

$$\text{ma: } F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2 r_c + 7 t_{fc}]/\gamma_{M0} \quad [\text{J 5}]$$

- per una colonna saldata a sezione ad I oppure ad H:

$$F_{t,Rd} = [f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2 \sqrt{2} a_c) + 7 f_{yc} t_{fc}^2]/\gamma_{M0} \quad [\text{J 6}]$$

$$\text{ma: } F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} [t_{wc} + 2 \sqrt{2} a_c + 7 t_{fc}]/\gamma_{M0} \quad [\text{J 7}]$$

- (2) Se la resistenza di progetto $F_{t,RD}$, ottenuta da (1) non soddisfa la condizione che segue, il giunto deve essere irrigidito:

$$F_{t,Rd} \geq 0,7 f_{yb} t_{fb} b_{fb}/\gamma_{M0} \quad [\text{J 8}]$$

dove: b_{fb} è la larghezza dell'ala della trave.

- (3) Le saldature che collegano l'ala della trave alla colonna devono venire progettate in modo che sviluppino l'intera resistenza di progetto dell'ala della trave $f_{yb} t_{fb} b_{fb}/\gamma_{M0}$.

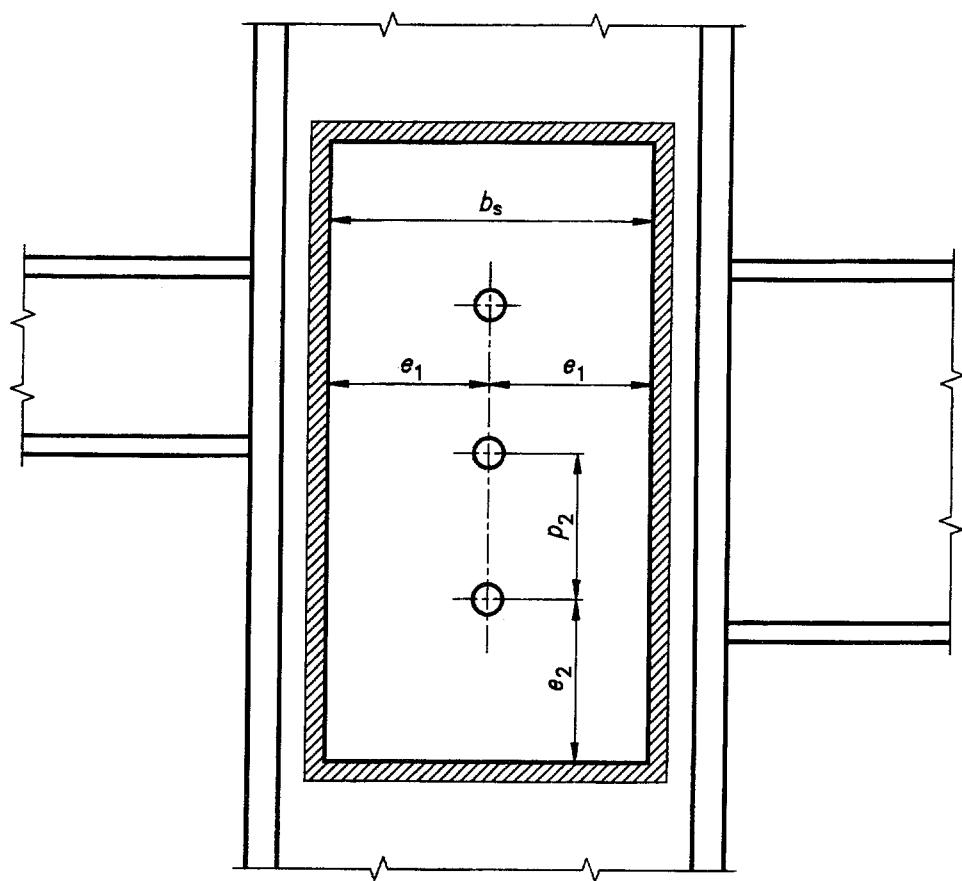
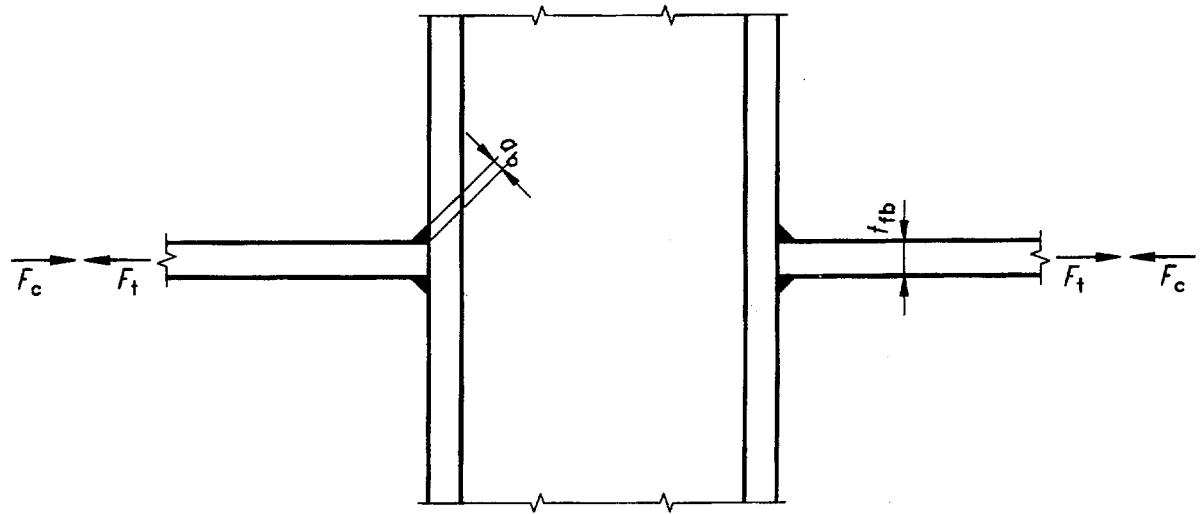
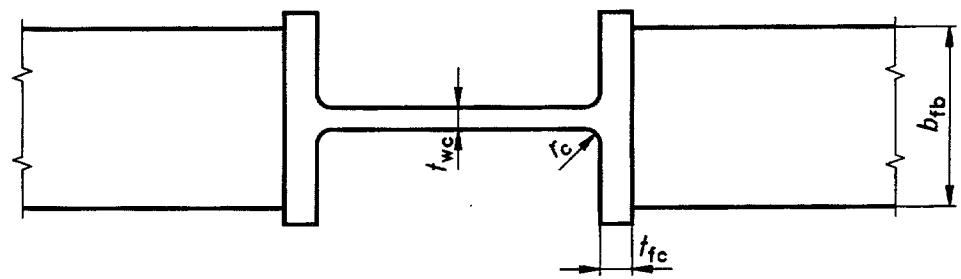


Fig. J 2.2 - Spaziatura delle saldature entro fori o dei bulloni per piatto di rinforzo dell'anima

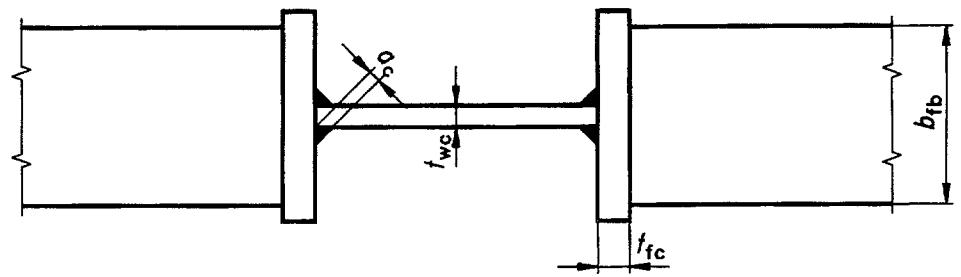
(segue)



(a) Vista laterale



(b) Profilo laminato



(c) Profilo saldato

Fig. J 2.3 - Forza trasversale su una colonna non irrigidita

(segue)

J 2.3.2. Anima di colonna non irrigidita

- (1) La resistenza di progetto dell'anima di una colonna non irrigidita, soggetta a forza di trazione trasversale, è data dalla equazione:

$$F_{t,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff}/\gamma_M \quad [J 9]$$

- (2) In un collegamento saldato, la larghezza efficace dell'anima della colonna (vedere fig. J 2.3) è data dalle seguenti espressioni:

- per una colonna in profilo laminato ad I oppure ad H:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + r_c) \quad [J 10]$$

- per una colonna in profilo saldato ad I oppure ad H:

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + \sqrt{2} a_c) \quad [J 11]$$

- (3) L'anima non irrigidita di una colonna può venire rinforzata aggiungendo un piatto di rinforzo dell'anima (vedere J 2.2).

- (4) La resistenza di progetto a trazione di un'anima di colonna con un piatto di rinforzo dell'anima, in conformità a J 2.2, dipende dall'ampiezza della sezione di gola delle saldature longitudinali che collegano il piatto di rinforzo dell'anima [vedere J 2.2(6) (b)]. Lo spessore efficace $t_{w,eff}$ dell'anima può essere valutato in uno dei modi che seguono:

- quando le saldature longitudinali sono saldature di testa con un'altezza della sezione di gola $a \geq t_s$:

- con un piatto di rinforzo dell'anima:

$$t_{w,eff} = 1,5 t_{wc} \quad [J 12]$$

- con piatti di rinforzo dell'anima da entrambi i lati:

$$t_{w,eff} = 2,0 t_{wc} \quad [J 13]$$

- quando le saldature longitudinali sono saldature a cordoni d'angolo con un'altezza della sezione di gola $a \geq t_s/\sqrt{2}$, allora sia per uno sia per due piatti di rinforzo dell'anima:

$$t_{w,eff} = 1,4 t_{wc} \quad [J 14]$$

J 2.3.3. Colonna irrigidita

- (1) La resistenza di progetto di una colonna irrigidita soggetta ad una forza trasversale di trazione è pari almeno alla resistenza di progetto dell'ala della trave, purché gli irrigidimenti soddisfino i seguenti requisiti:

- a) Lo spessore degli irrigidimenti non deve essere minore dello spessore dell'ala della trave.
- b) Se la qualità dell'acciaio degli irrigidimenti è inferiore a quella della trave, si deve ugualmente verificare l'adeguatezza degli irrigidimenti a resistere alle forze trasversali applicate dalle ali della trave.
- c) Le saldature fra gli irrigidimenti e le ali della colonna devono venire progettate in modo da resistere alle forze trasversali applicate dalle ali della trave.
- d) Le saldature fra gli irrigidimenti e l'anima della colonna devono venire progettate in modo da resistere alle forze che devono venire trasferite all'anima della colonna dalle ali della trave.

J 2.4. Resistenza della zona compressa

J 2.4.1. Anima di colonna non irrigidita

- (1) La resistenza di progetto allo schiacciamento di un'anima di colonna non irrigidita, soggetta ad una forza trasversale di compressione, è data dall'espressione:

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} [1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \sigma_{n,Ed}/f_{yc}] b_{eff}/\gamma_{M0} \quad [J 15]$$

$$\text{ma: } F_{c,Rd} \leq f_{yc} t_{wc} b_{eff}/\gamma_{M0} \quad [J 16]$$

dove: $\sigma_{n,Ed}$ è la tensione normale massima di compressione nell'anima della colonna, dovuta a forza assiale ed a flessione.

- (2) In un collegamento saldato, la larghezza efficace dell'anima della colonna (vedere fig. J 2.3) è data dall'espressione:

- per una colonna in profilo laminato ad I oppure ad H:

$$b_{eff} = t_{fc} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + r_c) \quad [J 10]$$

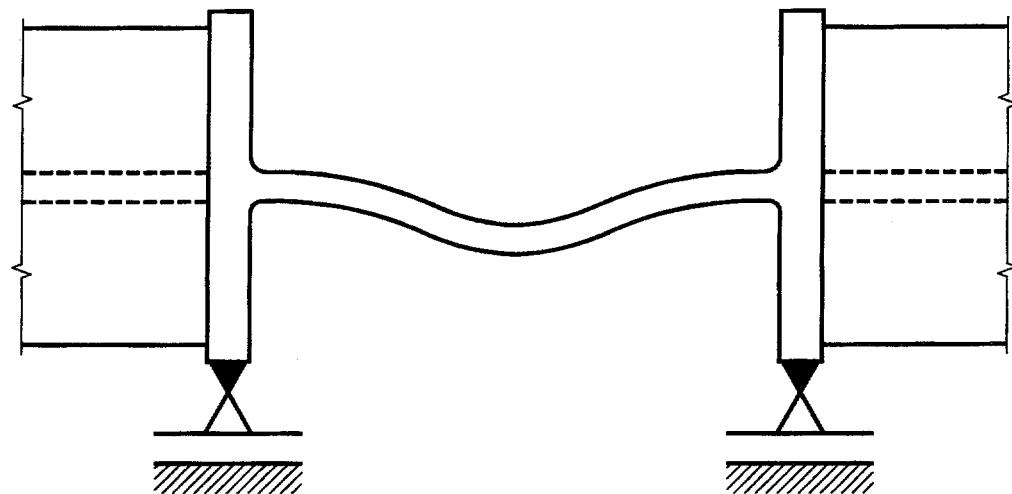
- per una colonna in profilo saldato ad I oppure ad H:

$$b_{eff} = t_{fc} + 2 \sqrt{2} a_b + 5 (t_{fc} + \sqrt{2} a_c) \quad [J 11]$$

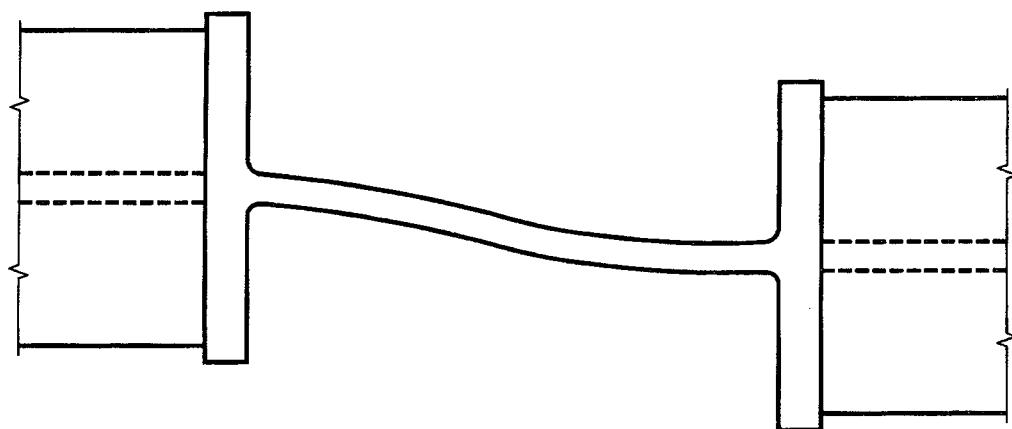
- (3) Inoltre si deve verificare, in accordo a quanto indicato in 5.7.5, la resistenza all'instabilità dell'anima di una colonna valutata come per una membratura compressa, secondo uno dei modi illustrati in fig. J 2.4.
- (4) Normalmente si deve prevenire il modo di instabilizzarsi "a nodi spostabili", indicato nella fig. J 2.4.(b), con opportuni elementi di ritegno.
- (5) Un'anima non irrigidita di colonna può venire rinforzata aggiungendo un piatto di rinforzo dell'anima, come indicato in J 2.2.
- (6) Nel calcolo della resistenza di progetto allo schiacciamento di un'anima di colonna con un piatto di rinforzo, si può prendere lo spessore efficace dell'anima uguale a $1,5 t_{wc}$ quando si aggiunga un piatto di rinforzo, oppure uguale a $2,0 t_{wc}$ quando vengono aggiunti piatti di rinforzo da entrambi i lati dell'anima.

J 2.4.2. Anima di colonna irrigidita

- (1) La resistenza di progetto di un'anima di colonna irrigidita, soggetta ad una forza trasversale di compressione, è pari almeno alla resistenza di progetto dell'ala della trave, purché gli irrigidimenti soddisfino i requisiti specificati in J 2.3.3(1).



(a) Modo a nodi fissi



(b) Modo a nodi spostabili

Fig. J 2.4 - Modi di instabilità "a colonna" di un'anima non irrigidito

J 2.5. Resistenza della zona soggetta a taglio

J 2.5.1. Pannello d'anima di colonna non irrigidito

(1) La resistenza plastica di progetto di un pannello d'anima di colonna non irrigidito, soggetto a forza di taglio, vedere fig. J 2.5, è data dalla espressione:

$$V_{p\ell,Rd} = [f_{yc} A_v / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} \quad [J 17]$$

dove: A_v è l'area di taglio della colonna, come definita in 5.4.6(2).

(segue)

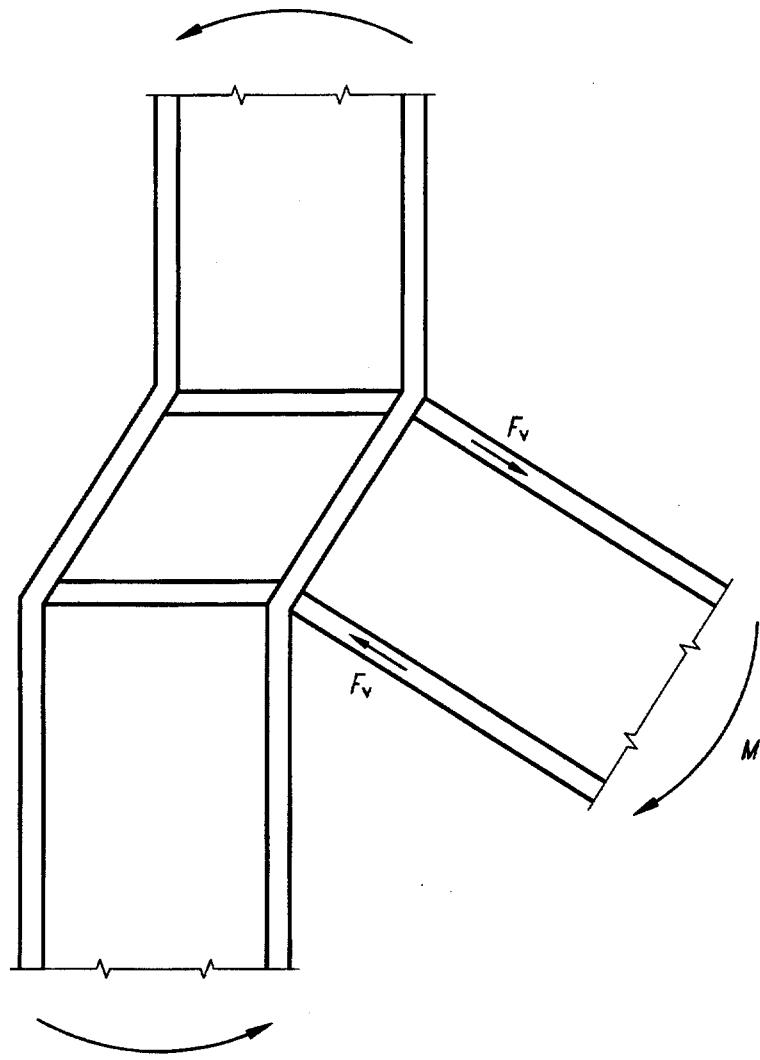


Fig. J 2.5 - Pannello d'anima di colonna non irrigidito soggetto a forza di taglio

- (2) Inoltre si deve controllare, se necessario, la resistenza all'instabilità per taglio [vedere 5.4.6(7)].
- (3) Un'anima di colonna non irrigidita può venire rinforzata mediante un piatto di rinforzo, come indicato in J 2.2.
- (4) Nel calcolo della resistenza di progetto a taglio di un pannello d'anima con un piatto di rinforzo, si può aumentare la sua area di taglio A_v di $b_s t_{wc}$. Non si devono fare ulteriori aumenti di A_v se vengono aggiunti piatti di rinforzo da entrambi i lati dell'anima.

J 2.5.2. Pannello d'anima di colonna irrigidito

- (1) Quando vengono usati irrigidimenti diagonali d'anima (vedere fig. J 2.6) per aumentare la resistenza a taglio di un'anima di colonna, questi devono essere progettati per resistere alle forze di trazione e compressione trasmesse alla colonna dalle ali delle travi.
- (2) Le saldature fra irrigidimenti e le ali della colonna devono essere progettate in modo da resistere alle forze negli irrigidimenti.

(3) Le saldature fra gli irrigidimenti e l'anima della colonna non devono essere dimensionate in base a specifici requisiti statici.

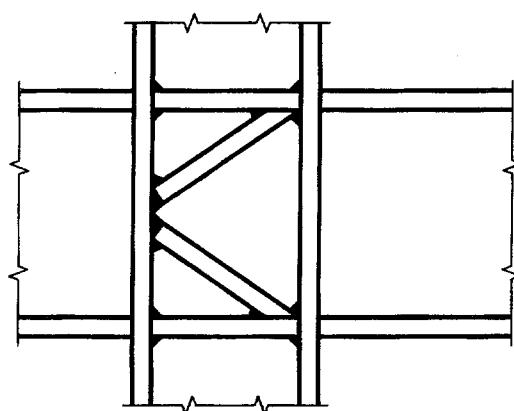
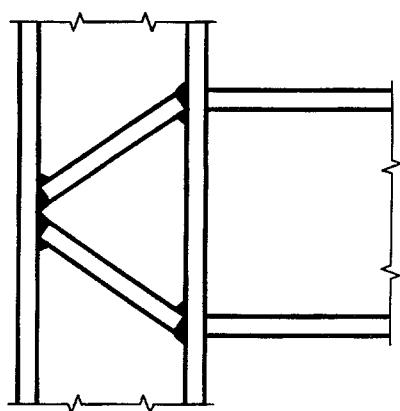
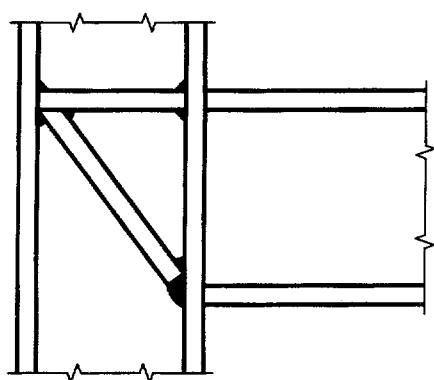
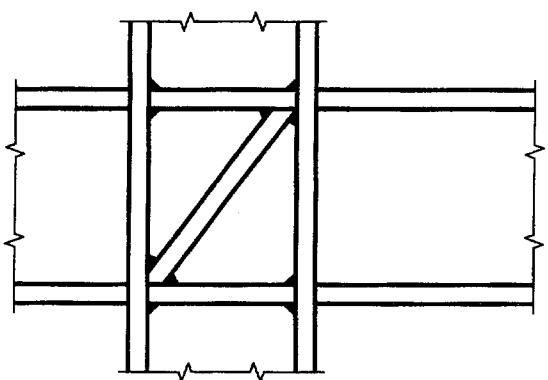
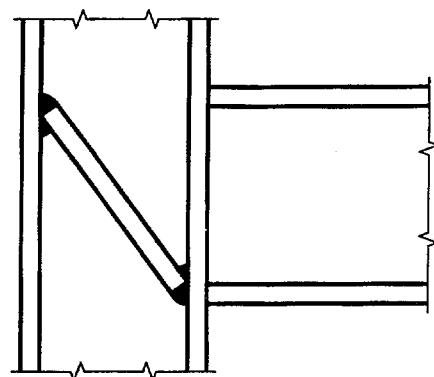
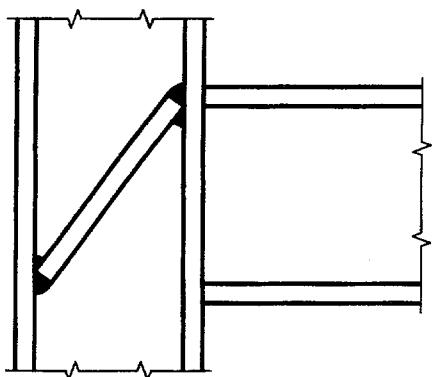


Fig. J 2.6 - Pannelli d'anima di colonna con irrigidimenti diagonali

J 2.6. Rigidezza rotazionale

- (1) La rigidezza rotazionale di un collegamento saldato trave-colonna può essere determinata mediante l'espressione:

$$S_j = \frac{E(h_b - t_{tb})^2 t_{wc}}{\sum k_i \left[\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2} \quad [J 18]$$

dove: S_j è la rigidezza secante con riferimento ad uno specifico valore del momento M nel collegamento ($M \leq M_{Rd}$);

k_i è il coefficiente di rigidezza per il componente i ;

F_i è la forza nel componente i del collegamento dovuta al momento M , ma non minore di $F_{i,Rd}/1,5$;

$F_{i,Rd}$ è la resistenza di progetto del componente i del collegamento.

- (2) In un collegamento non irrigidito saldato, si devono prendere i fattori di rigidezza k_i nel modo seguente:

- anima della colonna, zona soggetta a taglio	:	$k_1 = 0,24$
- anima della colonna, zona tesa	:	$k_2 = 0,8$
- anima della colonna, zona compressa	:	$k_3 = 0,8$

- (3) Per ogni componente irrigidito, il relativo coefficiente k_i di rigidezza deve essere assunto uguale all'infinito.
- (4) Si può assumere che un collegamento saldato, nel quale l'anima della colonna è irrigidita sia nella zona tesa sia nella zona compressa, sia un collegamento rigido (vedere 6.4.2.2).

J 2.7. Capacità di rotazione

- (1) Si può assumere che un collegamento trave-colonna saldato non irrigidito progettato in conformità con le regole applicative date in questa appendice, abbia una capacità di rotazione ϕ_{Cd} di 0,015 radianti.
- (2) Si può assumere che un collegamento trave-colonna saldato a completo ripristino abbia una adeguata capacità di rotazione per l'analisi plastica.
- (3) Si può assumere che un collegamento saldato trave-colonna, nel quale la resistenza al momento sia governata dalla resistenza della zona di taglio, abbia una capacità di rotazione adeguata per l'analisi plastica.
- (4) Si può assumere che un collegamento saldato trave-colonna, nel quale la colonna è irrigidita sia nella zona tesa sia nella zona compressa, abbia una capacità di rotazione adeguata per l'analisi plastica, anche se non è a completo ripristino.
- (5) Si può assumere che un collegamento saldato trave-colonna, nel quale la colonna è irrigidita nella zona tesa ma non lo è nella zona compressa, abbia una capacità di rotazione adeguata per l'analisi plastica.
- (6) In un collegamento saldato trave-colonna, nel quale la colonna è irrigidita nella zona compressa ma non nella zona tesa, quando la resistenza al momento non è governata dalla resistenza della zona soggetta a taglio, vedere (3), la capacità di rotazione ϕ_{Cd} può venire determinata dalla espressione:

$$\phi_{Cd} = 0,025 \frac{h_c}{h_b}$$

[J 19]

J 3. Collegamenti trave-colonna bullonati

J 3.1. Limitazioni

(1) Il punto J 3 considera i collegamenti che rispettino le seguenti condizioni:

- si suppone che tutti i collegamenti trave-colonna bullonati abbiano solo due bulloni per ciascuna riga di bulloni;
- si suppone che la parte esterna alla trave di una flangia di estremità estesa abbia una sola riga di bulloni;
- si suppone che la parte esterna alla trave di una flangia di estremità estesa non sia irrigidita.

(2) Alcune parti dei metodi dati in J 3 possono essere applicate anche alle parti corrispondenti di altri tipi di collegamento.

(3) La rigidezza rotazionale valutata per lo stato limite di esercizio è ragionevolmente accurata, ma, in alcuni casi, la rigidezza rotazionale, valutata per lo stato limite ultimo, è inferiore a quella effettiva.

J 3.2. Momento resistente

(1) Il momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna dipende da:

- la resistenza della zona in trazione (vedere J 3.4);
- la resistenza della zona in compressione (vedere J 3.5);
- la resistenza della zona soggetta a taglio (vedere J 3.6).

(2) Tranne quanto specificato in (3), si deve determinare la resistenza al momento di un collegamento bullonato trave-colonna usando il metodo di calcolo J 3.1.

(3) Si può determinare il momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna, per il quale si richieda il completo ripristino di resistenza, usando il metodo di calcolo J 3.1 oppure, in alternativa, usando il metodo di calcolo J 3.2.

(segue)

Metodo di calcolo J 3.1**Foglio 1****Momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna****Distribuzione plastica delle forze dei bulloni**

- (1) Si determini la resistenza dell'ala della colonna nella zona in trazione (vedere da J 3.4.1 a J 3.4.3).
- (2) Si determini la resistenza della flangia di estremità della trave nella zona in trazione (vedere J 3.4.4.)
- (3) Usando i valori ottenuti nei passi (1) e (2), si ottenga la resistenza efficace per ciascuna singola riga di bulloni nella zona in trazione (vedere J 3.4.5).
- (4) Tranne che nel caso di un collegamento a completo ripristino, se il valore di progetto della resistenza efficace per qualsiasi singola riga di bulloni supera $1,8B_{t,Rd}$ [$B_{t,Rd}$ è dato in J 3.3(3)], si cambi il progetto del collegamento (per esempio usando bulloni più resistenti), tranne nel caso in cui si possa mostrare che la resistenza efficace di quella riga di bulloni possa venire omessa (oppure ridotta a meno di $1,8B_{t,Rd}$) nel passo (10).
- (5) A partire dal passo (3), si determini la resistenza efficace totale di tutte le righe di bulloni nella zona in trazione.
- (6) Si determini la resistenza dell'anima della colonna nella zona in trazione (vedere da J 3.4.6 e J 3.4.7).
- (7) Si determini la resistenza dell'anima della colonna nella zona in compressione (vedere J 3.5).
- (8) Si determini la resistenza dell'anima della colonna nella zona soggetta a taglio (vedere J 3.6).
- (9) Si adotti come resistenza della zona più debole il più basso dei valori di progetto ottenuti nei passi da (5) ad (8).
- (10) Se la resistenza efficace totale delle righe di bulloni nella zona in trazione, ottenuta nel passo (5), è maggiore della resistenza della zona più debole ottenuta nel passo (9), la si riduca omettendo o riducendo in successione la resistenza efficace delle righe di bulloni, a partire dalla riga più prossima al centro di compressione, finché la resistenza efficace delle rimanenti righe di bulloni risulti uguale alla resistenza della zona più debole.
- (11) Si adotti una zona di trazione ridotta che contenga solamente quelle righe di bulloni che rimangono dopo aver completato il passo (10).
- (12) Si ricontroli la resistenza dell'anima della colonna nella zona tesa ridotta (vedere da J 3.4.6 a J 3.4.7).

Metodo di calcolo J 3.1	Foglio 2
(13) Se il valore ottenuto nel passo (12) è minore della resistenza totale efficace delle righe di bulloni nella zona di tensione ridotta, lo si adotti come nuovo valore della resistenza della zona più debole e si ritorni al passo (10).	
(14) Si controlli la resistenza della zona in trazione dell'anima della trave, adiacente alla flangia di estremità, nello stesso modo che per l'anima della colonna, passo (12).	
(15) Se il valore ottenuto nel passo (14) è minore della resistenza totale efficace delle righe di bulloni nella zona di tensione ridotta, lo si addotti come nuovo valore della resistenza della zona più debole e si ritorni al passo (10).	
(16) Si determini il valore di progetto M_{Rd} del momento resistente del collegamento basato sulle righe di bulloni nella zona tesa ridotta, mediante l'equazione:	
$M_{Rd} = \sum [F_{t,i,Rd} h_i] \quad [20]$	
<p>dove: $F_{t,i,Rd}$ è il valore di progetto della resistenza efficace di una singola riga di bulloni; h_i è la distanza da quella riga di bulloni al centro di resistenza della zona di compressione.</p>	
(17) Ci si assicuri che la resistenza delle saldature fra l'ala della trave e la flangia di estremità soddisfi quanto indicato in J 3.4.4(6).	

Metodo di calcolo J 3.2**Foglio 1****Momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna -****Distribuzione delle forze dei bulloni in proporzione alla distanza
dal centro di compressione**

- (1) Si adotti una distribuzione delle forze dei bulloni nella quale la resistenza di ciascuna singola riga di bulloni nella zona in trazione sia proporzionale alla sua distanza dal centro di resistenza della zona in compressione e la massima forza della riga dei bulloni sia $2,0B_{t,Rd}$, dove $B_{t,Rd}$ è dato in J 3.3(3).
- (2) Usando i valori ottenuti nel passo (1), si determini la resistenza totale efficace di tutte le righe di bulloni nella zona tesa.
- (3) Si determini la resistenza dell'anima della colonna nella zona in trazione; vedere da J 3.4.6 a J 3.4.7.
- (4) Si determini la resistenza dell'anima della colonna nella zona in compressione; vedere J 3.5.
- (5) Si determini la resistenza dell'anima della colonna nella zona soggetta a taglio; vedere J 3.6.
- (6) Come resistenza della zona più debole, si adotti il più basso dei valori di progetto ottenuti nei passi da (2) a (5).
- (7) Se la resistenza totale efficace di tutte le righe di bulloni nella zona tesa, ottenuta nel passo (2), è maggiore della resistenza della zona più debole, ottenuta nel passo (6), si riduca in proporzione la forza di ciascuna singola riga di bulloni in modo che la forza totale di tutte le righe di bulloni risulti uguale alla resistenza della zona più debole.
- (8) Per l'ala della colonna, ci si assicuri che la somma delle forze delle righe di bulloni, ottenute nel passo (7), per ciascun gruppo di righe di bulloni (oppure per tutte le righe di bulloni per un'ala non irrigidita) non ecceda $2M_{p\ell,Rd}/m$ per la pertinente lunghezza efficace dell'ala di colonna ottenuta da J 3.4.1 oppure da J 3.4.3, dove $M_{p\ell,Rd}$ ed m sono definiti in J 3.3(3).
- (9) Se è necessario per soddisfare la condizione al passo (8), si riduca in proporzione la forza in ciascuna riga di bulloni.
- (10) Per l'ala della colonna, ci si assicuri che la massima forza di una riga di bulloni, ottenuta dal passo (9), per ogni riga di bulloni non adiacente ad un irrigidimento della colonna, non superi $2M_{p\ell,Rd}/m$ per una lunghezza efficace dell'ala della colonna uguale al minore fra $4 m + 1,25e$ e $2 \pi m$, dove e è definito in J 3.3(3).
- (11) Se è necessario per soddisfare la condizione al passo (10), si riduca in proporzione la forza in ciascuna riga di bulloni.
- (12) Per la flangia di estremità della trave, ci si assicuri che la somma delle forze delle righe di bulloni, ottenuta dal passo (11) per ciascun gruppo di righe di bulloni, non ecceda $2M_{p\ell,Rd}/m$ per la lunghezza efficace della flangia, ottenuta da J 3.4.4, usando i valori pertinenti di $M_{p\ell,Rd}$ e di m per la flangia.
- (13) Se è necessario per soddisfare la condizione al passo (12), si riduca in proporzione la forza in ciascuna riga di bulloni.

Metodo di calcolo J 3.2**Foglio 2**

- (14) Per la flangia di estremità della trave, ci si assicuri che la massima forza di una riga di bulloni, ottenuta dal passo (13), in una riga qualsiasi di bulloni non adiacente ad un irrigidimento oppure ad una ala collegata alla flangia di estremità, non superi $2M_{p1,Rd}/m$ per una lunghezza efficace della flangia uguale al minore fra $4m + 1,25e$ e $2\pi m$.
- (15) Se è necessario per soddisfare la condizione al passo (14), si riduca in proporzione la forza in ciascuna riga di bulloni.
- (16) Per l'anima della colonna, ci si assicuri che la massima forza per riga di bulloni, ottenuta dal passo (15), in qualsiasi riga di bulloni che non sia adiacente ad un irrigidimento della colonna, non superi la resistenza dell'anima della colonna nella zona in trazione (vedere J 3.4.6) per una larghezza efficace dell'anima della colonna uguale alla lunghezza efficace dell'ala della colonna ottenuta al passo (10).
- (17) Se è necessario per soddisfare la condizione al passo (16), si riduca in proporzione la forza in ciascuna riga di bulloni.
- (18) Si controlli la resistenza della zona in trazione dell'anima della trave, adiacente alla flangia di estremità, nel medesimo modo usato per l'anima della colonna (vedere da J 3.4.6 a J 3.4.7) prendendo in considerazione sia la totalità di ciascun gruppo di righe di bulloni sia la singola riga critica di bulloni in base al passo (14).
- (19) Se è necessario per soddisfare la condizione al passo (18), si riduca in proporzione la forza in ciascuna riga di bulloni.
- (20) Si determini il valore di progetto del momento resistente del collegamento M_{Rd} mediante la formula:

$$M_{Rd} = F_{t1,Rd} \frac{\sum h_i^2}{h_1} \quad [J 21]$$

dove: $F_{t1,Rd}$ è il valore di progetto della resistenza efficace della riga di bulloni più lontana dal centro di resistenza della zona di compressione;
 h_1 è la distanza dalla riga di bulloni più lontana del centro di resistenza della zona di compressione;
 h_i è la distanza di una riga di bulloni qualsiasi dal centro di resistenza della zona di compressione.

J 3.3. Elementi a T equivalenti

- (1) La resistenza a trazione dell'ala della colonna e della flangia di estremità della trave sono date con riferimento ad elementi a T equivalenti; vedere la fig. J 3.1.
- (2) La resistenza di un elemento a T può venire determinata:
 - dalla resistenza dell'ala;
 - dalla resistenza dei bulloni;
 - dalla resistenza dell'anima;
 - dalla resistenza delle saldature anima-ala, nel caso di un elemento a T saldato.
- (3) La resistenza a trazione di progetto di un'ala di un elemento a T deve venire presa pari al più basso dei valori associati ai tre modi possibili di collasso mostrati nella fig. J 3.2, secondo le seguenti formule:

Modo 1: Meccanismo plastico completo dell'ala:

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{p\ell,Rd}}{m} \quad [J 22]$$

Modo 2: Rottura dei bulloni con snervamento dell'ala:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{p\ell,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m+n} \quad [J 23]$$

Modo 3: Rottura dei bulloni:

$$F_{t,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad [J 24]$$

dove: $M_{p\ell,Rd} = 0,25 \ell_t y^2 f_y / \gamma_M 0$ [J 25]

$B_{t,Rd}$ è la resistenza di progetto a trazione di un singolo complesso piastra-bullone, vedere 6.5.5(4);

$\sum B_{t,Rd}$ è il valore totale per tutti i bulloni nell'elemento a T;

$$n = e_{min} \quad ma \quad n \leq 1,25m;$$

ℓ , m ed e sono le grandezze indicate nella fig. J 3.1.

- (4) La relazione fra geometria del collegamento e modalità di collasso è indicata nella fig. J 3.3, dove:

$$\beta = \frac{4M_{p\ell,Rd}}{m \sum B_{t,Rd}}$$

$$e \quad \lambda = n/m$$

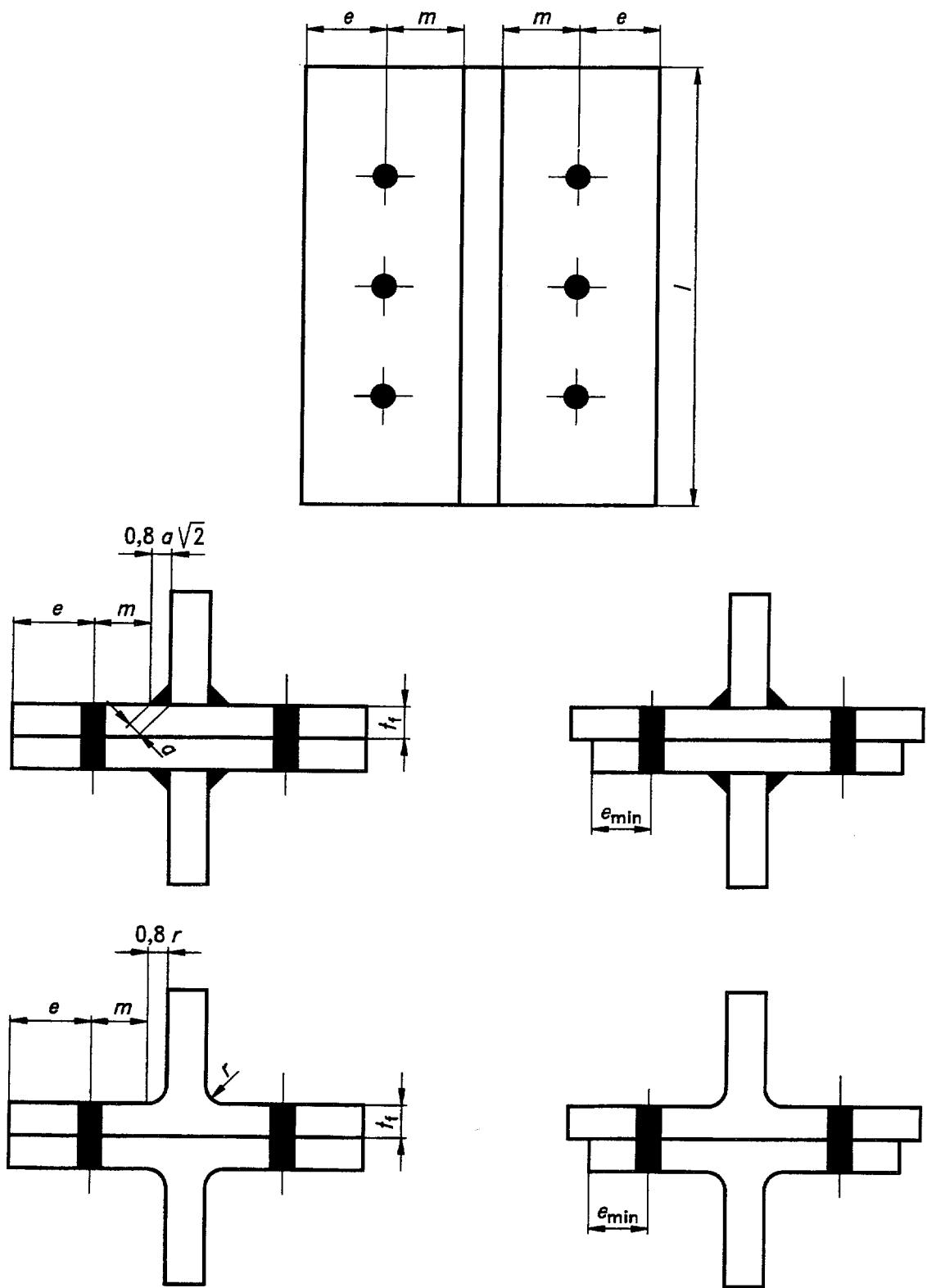


Fig. J 3.1 - Caratteristiche dimensionali di un elemento a T

(segue)

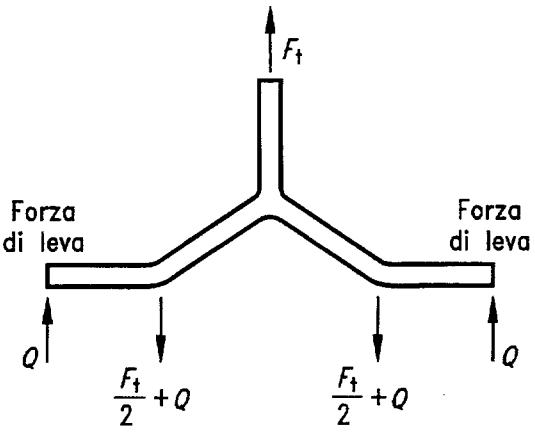
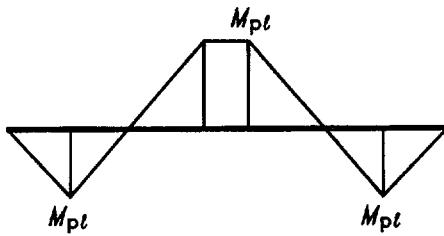
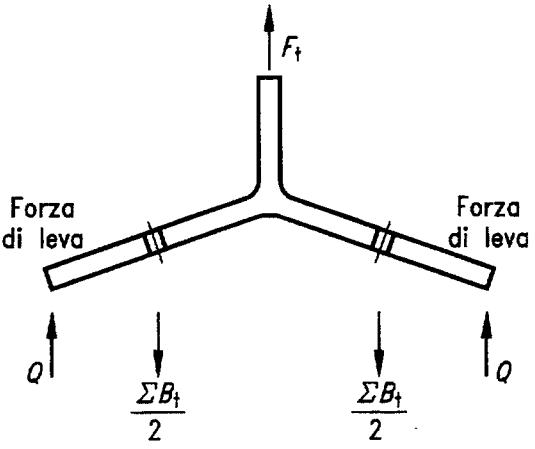
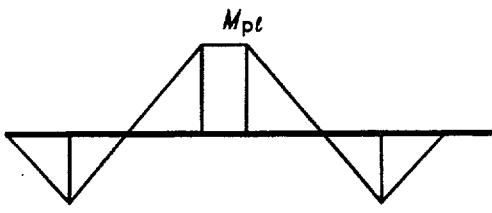
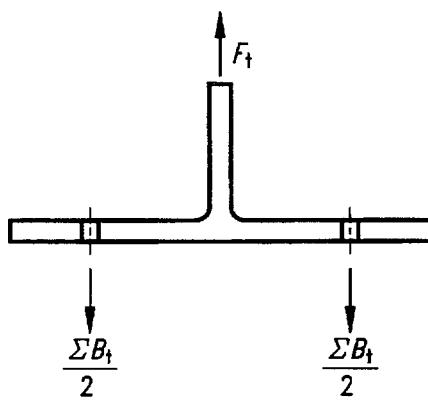
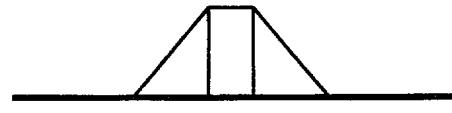
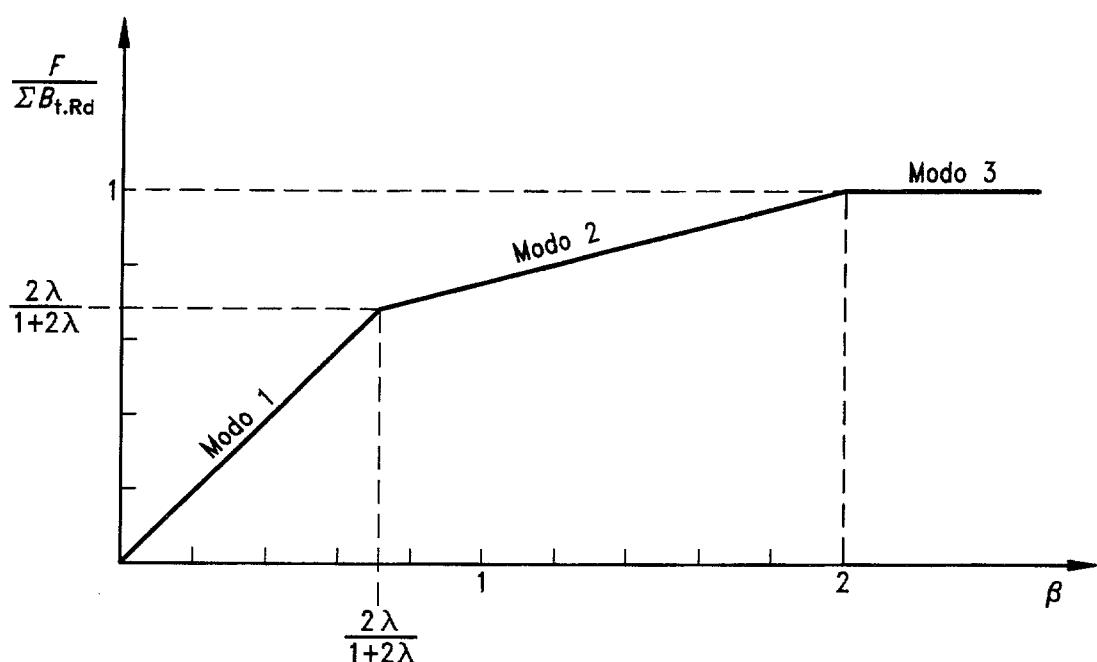
Modalità di collasso	Diagramma del momento
 <p>Modo 1: Meccanismo plastico completo dell'ala</p>	 $F_t = \frac{4M_{pl}}{m}$
 <p>Modo 2: Rottura dei bulloni con snervamento dell'ala</p>	 $F_t = \frac{2M_{pl} + n\Sigma B_t}{m+n}$
 <p>Modo 3: Rottura dei bulloni</p>	 $F_t = \Sigma B_t$

Fig. J 3.2 - Modalità di collasso di un elemento a T

(segue)



$$\lambda = n/m \quad \beta = \frac{4M_p l_{\text{eff},\text{Rd}}}{m \Sigma B_{t,\text{Rd}}} = \frac{\ell t_f^2 f_y / \gamma_M 0}{m \Sigma B_{t,\text{Rd}}}$$

Fig. J 3.3 - Effetti della geometria del collegamento sul modo di collasso di un elemento a T

J 3.4. Resistenza della zona di trazione

J 3.4.1. Ala di colonna non irrigidita

- (1) Si deve considerare che la zona di trazione di un'ala di una colonna non irrigidita si comporti come una serie di elementi a T equivalenti con una lunghezza totale uguale alla lunghezza totale efficace $\sum l_{\text{eff}}$ per il meccanismo di collasso nella zona di trazione del collegamento, secondo quanto indicato nella fig. J 3.4.
- (2) Si deve prendere come lunghezza efficace l_{eff} per ciascuna riga di bulloni il minore dei valori seguenti per i casi rispettivi.

(a) per bulloni intermedi:

$$l_{\text{eff,a}} = p \quad [\text{vedere fig. J 3.4(a)}] \quad [\text{J 26}]$$

$$l_{\text{eff,a}} = 4m + 1,25e \quad [\text{vedere fig. J 3.4(b)}] \quad [\text{J 27}]$$

$$l_{\text{eff,a}} = 2\pi m \quad [\text{vedere fig. J 3.4(c)}] \quad [\text{J 28}]$$

(b) per bulloni d'estremità:

$$l_{\text{eff,b}} = 0,5p + 2m + 0,625e \quad [\text{vedere fig. J 3.4(a)}] \quad [\text{J 29}]$$

$$l_{\text{eff,b}} = 4m + 1,25e \quad [\text{vedere fig. J 3.4(b)}] \quad [\text{J 30}]$$

(segue)

$$\ell_{\text{eff},b} = 2\pi m$$

[vedere fig. J 3.4(c)]

[J 31]

- (3) Quando la tensione normale di compressione $\sigma_{n,Ed}$ nell'ala della colonna, dovuta alla forza assiale ed al momento flettente nella colonna, supera 180 N/mm^2 in corrispondenza della zona di trazione, è consentito che l'eventuale riduzione della resistenza flessionale di progetto al momento dell'ala della colonna si ottenga moltiplicando il valore di $M_p \ell_{\text{Rd}}$ in J 3.3(3) per un coefficiente k_r di riduzione ottenuto nel modo seguente:

- quando è $\sigma_{n,Ed} \leq 180 \text{ N/mm}^2$: $k_r = 1$

- quando è $180 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{n,Ed} \leq f_y$:

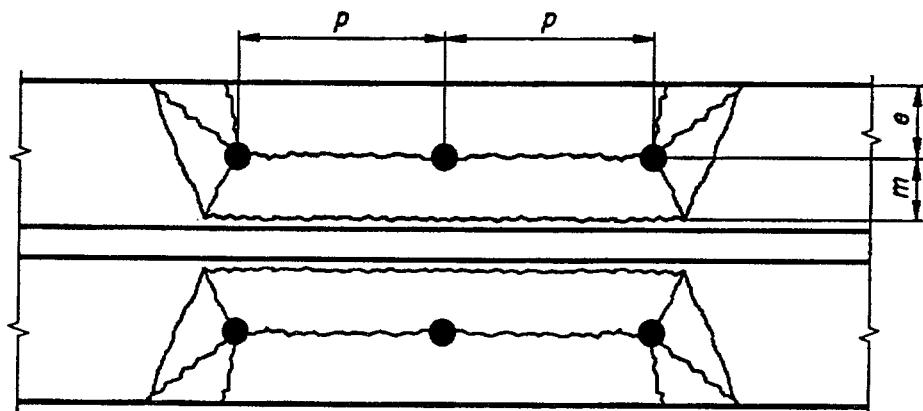
$$k_r = \frac{2f_y - 180 - \sigma_{n,Ed}}{2f_y - 360} \quad \text{ma } k_r \leq 1$$

[J 32]

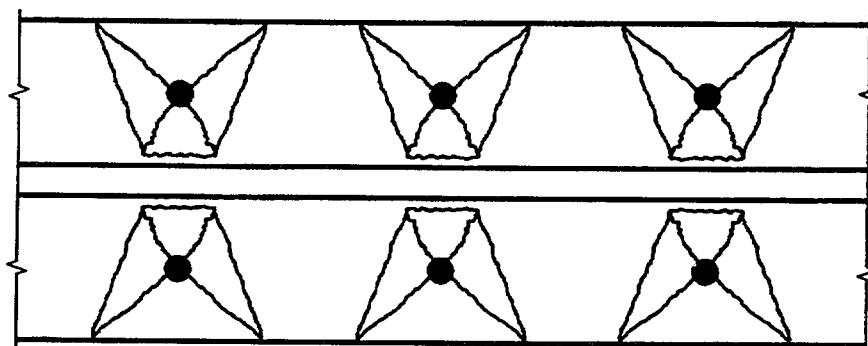
dove: $\sigma_{n,Ed}$ e f_y sono in N/mm^2 .

- (4) Il modo di collasso e la resistenza massima di progetto devono essere determinate considerando tutte le righe di bulloni nella zona di trazione come un unico gruppo che agisca tutto insieme in un singolo elemento a T equivalente.
- (5) A questo scopo, si deve supporre che l'elemento a T equivalente sia in equilibrio con un altro elemento a T simile. Si deve usare il valore più basso di e tra quelli relativi all'ala della colonna e alla flangia d'estremità della trave per determinare n ma si deve usare il valore effettivo di e per l'ala della colonna per determinare ℓ_{eff} .
- (6) Si deve determinare, come descritto in J 3.4.5, la resistenza efficace reale di progetto per ciascuna riga di bulloni, tenendo conto della compatibilità in termini di forze con la zona di trazione della flangia d'estremità della trave.

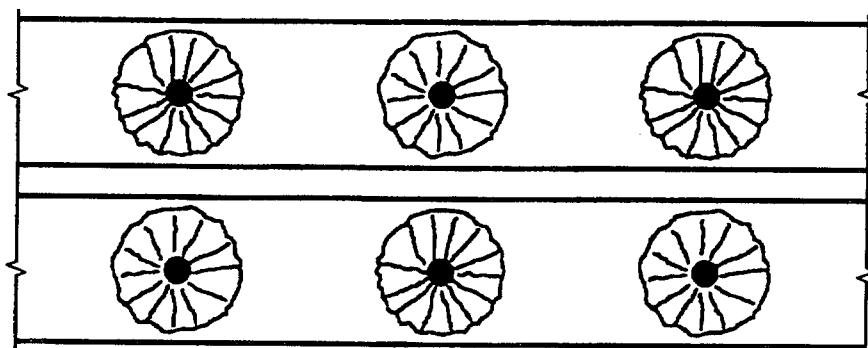
(segue)



(a) Meccanismo globale per il gruppo dei bulloni



(b) Meccanismi separati per ogni bullone



(c) Meccanismo per imbutimento

Fig. J 3.4 - Meccanismi di collasso plastico per un'ala non irrigidita

J 3.4.2. Ala di colonna con contropiastre

(1) Le ali di una colonna possono venire rinforzate aggiungendo contropiastre, come mostrato nella fig. J 3.5.

(segue)

- (2) La larghezza b_{bp} di una contropiastra non deve essere minore della distanza dall'orlo dell'ala all'estremo del raccordo con l'anima oppure alla saldatura a cordoni d'angolo.
- (3) La lunghezza di una contropiastra non deve essere minore della lunghezza totale efficace relativa al meccanismo di collasso della zona di trazione del collegamento e deve essere tale che si estenda a ciascun estremo non meno di $2d$ oltre l'ultimo bullone.
- (4) La resistenza a trazione di progetto di un'ala di colonna rinforzata con contropiastre deve essere presa uguale al minore dei valori associati alle tre modalità di collasso seguenti [vedere J 3.3(3)]:

Modo 1: Meccanismo plastico completo del complesso ala-contropiastra:

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{p\ell,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m} \quad [\text{J 33}]$$

Modo 2: Rottura dei bulloni con snervamento della sola ala:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{p\ell,Rd} + n\Sigma B_{t,Rd}}{m+n} \quad [\text{J 23}]$$

Modo 3: Rottura dei bulloni:

$$F_{t,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad [\text{J 24}]$$

dove: $M_{bp,Rd}$ è il momento resistente di progetto di una contropiastra calcolato con la formula:

$$M_{bp,Rd} = 0,25 \ell_{eff} t^2_{bp} f_y, bp / \gamma_M 0 \quad [\text{J 25}]$$

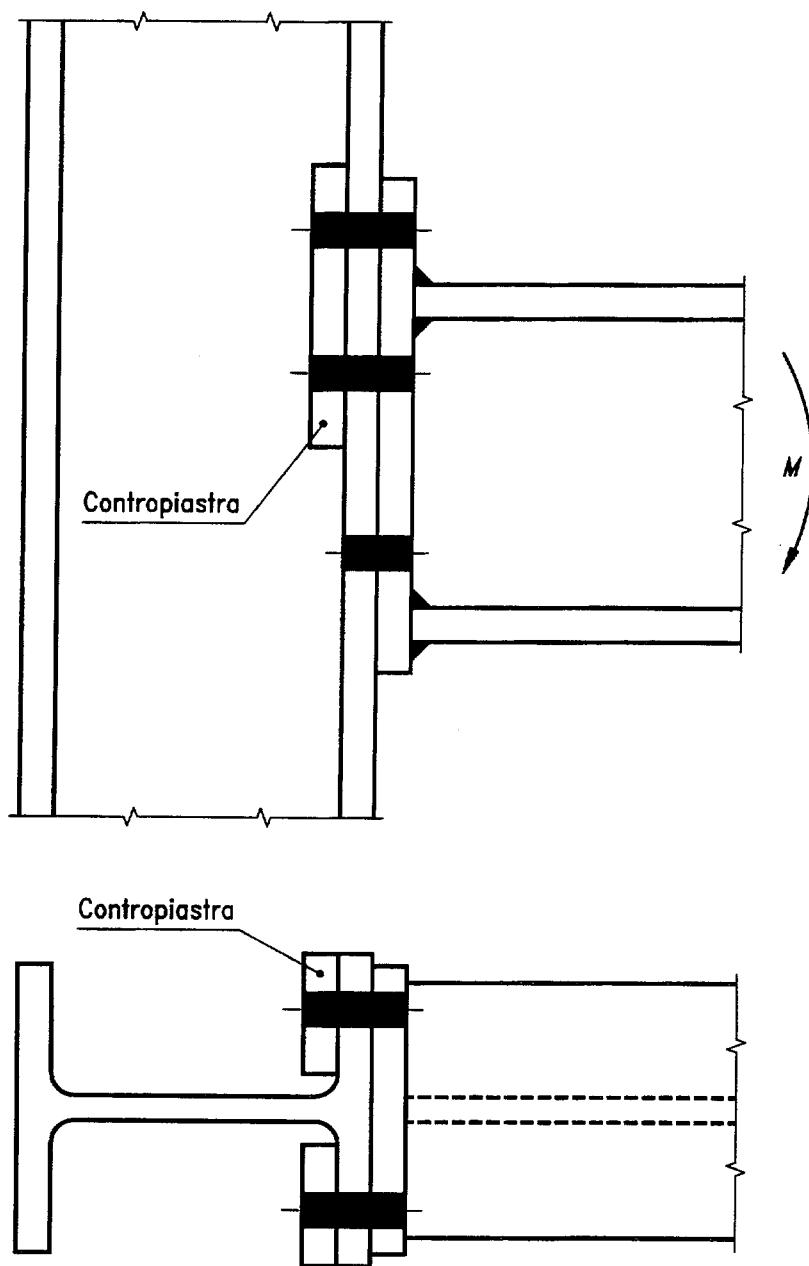


Fig. J 3.5 - Ala di colonna con contropiastre nella zona di trazione del collegamento

J 3.4.3. Ala di colonna irrigidita

- (1) Si deve ritenere che la zona tesa di un'ala di colonna irrigidita si comporti come una serie di elementi a T equivalenti con una lunghezza totale uguale alla lunghezza totale efficace relativa alla distribuzione dei bulloni nella zona in trazione, come indicato nella fig. J 3.6.
- (2) Si deve prendere, nei casi rispettivi, come lunghezza ℓ_{eff} per ciascuna riga di bulloni il minore dei valori che seguono:
 - (a) per bulloni adiacenti ad un irrigidimento:

$$\ell_{\text{eff.a}} = \alpha m$$

[J 35]

(segue)

$$\ell_{\text{eff.a}} = 2\pi m$$

[J 28]

(b) per gli altri bulloni, se intermedi:

$$\ell_{\text{eff.b}} = p$$

[J 36]

$$\ell_{\text{eff.b}} = 4m + 1,25e$$

[J 30]

$$\ell_{\text{eff.b}} = 2\pi m$$

[J 31]

(c) per gli altri bulloni, se di estremità:

$$\ell_{\text{eff.c}} = 0,5p + 2m + 0,625e$$

[J 37]

$$\ell_{\text{eff.c}} = 4m + 1,25e$$

[J 38]

$$\ell_{\text{eff.c}} = 2\pi m$$

[J 39]

dove il rapporto α viene ottenuto dalla fig. J 3.7.

- (3) Quando la tensione normale di compressione nell'ala della colonna $\sigma_{n,Ed}$, dovuta alla forza assiale ed al momento flettente nella colonna, supera 180 N/mm^2 in corrispondenza della zona di trazione, si deve applicare il coefficiente di riduzione k_t come in J 3.4.1(3).
- (4) Si devono trattare i gruppi di righe di bulloni, a ciascun lato di un irrigidimento, come elementi a T equivalenti separati che possono sovrapporsi. Il modo di collasso e la resistenza massima di progetto vanno determinate separatamente per ciascuno di questi gruppi di righe di bulloni.
- (5) A tale scopo si deve supporre che ciascun elemento a T equivalente sia in equilibrio con un altro elemento a T simile. Per determinare n si deve usare il minore tra i valori di e relativi all'ala della colonna e alla flangia di estremità della trave, ma per determinare ℓ_{eff} si deve usare il valore effettivo di e per l'ala della colonna.
- (6) Si deve determinare la resistenza efficace reale di progetto, come descritto in J 3.4.5, per ciascuna riga di bulloni, tenendo conto della compatibilità in termini di forze con la zona in trazione della flangia di estremità della trave.
- (7) Gli irrigidimenti devono soddisfare i requisiti specificati in J 2.3.3(1).

J 3.4.4. Flangia di estremità

- (1) Si deve supporre che la zona di trazione di un flangia di estremità di una trave si comporti come una serie di elementi a T equivalenti con una lunghezza totale uguale alla lunghezza totale efficace per la distribuzione dei bulloni nella zona tesa, secondo quanto indicato nella fig. J 3.8.
- (2) Si deve prendere come lunghezza efficace ℓ_{eff} per ciascuna riga di bulloni il minore dei valori che seguono per i rispettivi casi:
 - (a) per bulloni esterni all'ala in trazione della trave:

$$\ell_{\text{eff.a}} = 0,5b_p$$

[J 40]

$$\ell_{\text{eff.a}} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x$$

[J 41]

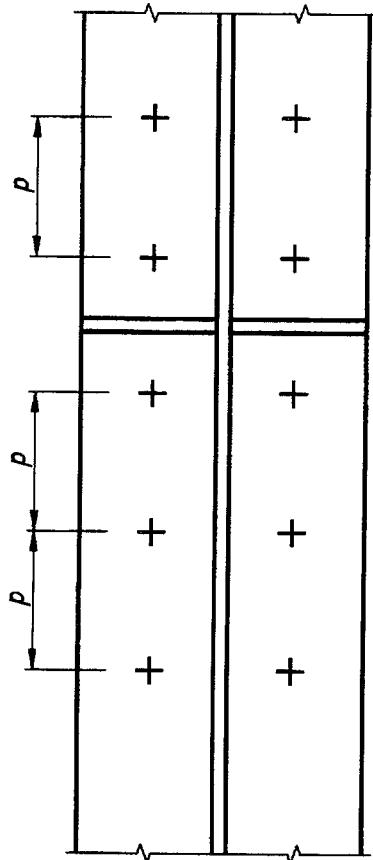
(segue)

$$\ell_{\text{eff.a}} = 4m_x + 1,25e_x$$

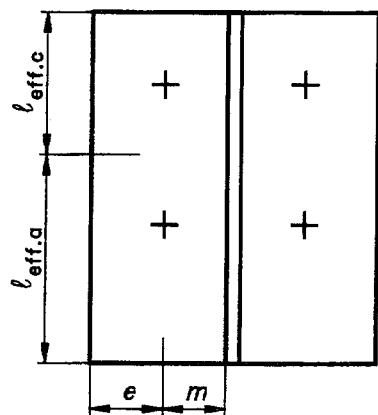
[J 42]

$$\ell_{\text{eff.a}} = 2\pi m_x$$

[J 43]



(a) Ala di colonna irrigidita



(b) Elementi a T equivalenti

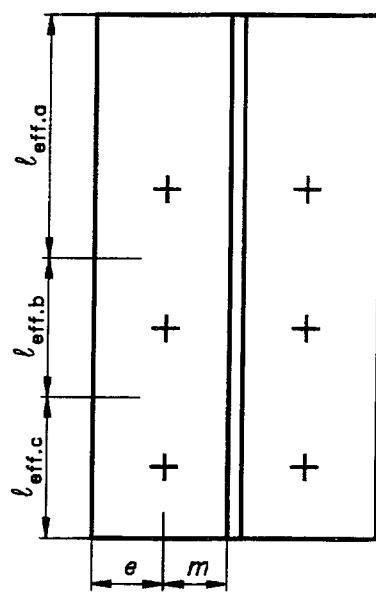
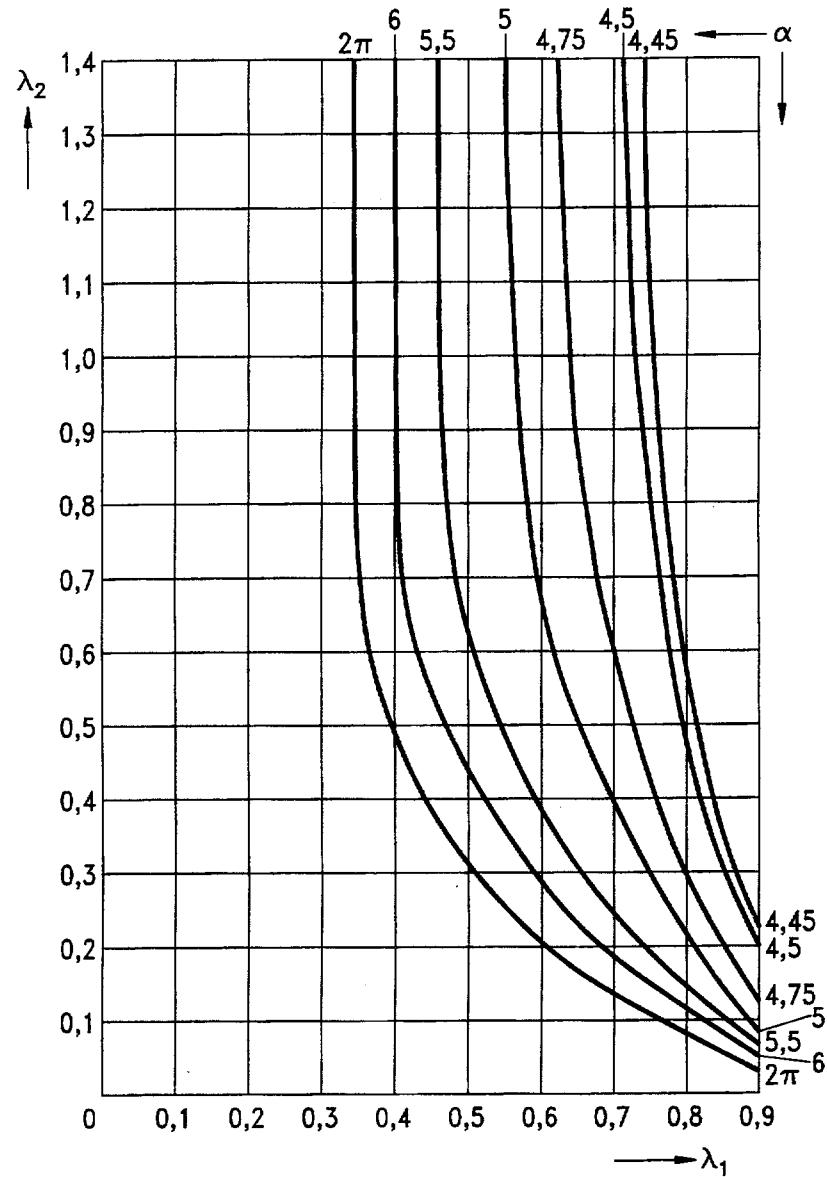
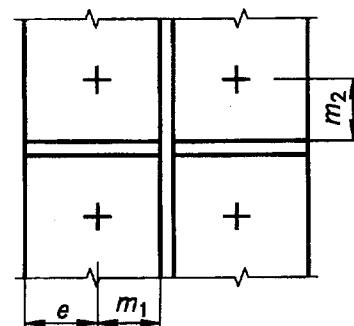


Fig. J 3.6 - Lunghezze efficaci delle ali di elementi a T equivalenti che rappresentano un'ala di colonna irrigidita



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$

Fig. J 3.7 - Valori di α per ali di colonna irrigidite

(segue)

(b) per la prima riga di bulloni interna posta sotto l'ala in trazione:

$$\ell_{\text{eff},b} = \alpha m \quad [\text{J 44}]$$

$$\ell_{\text{eff},b} = 2\pi m \quad [\text{J 31}]$$

(c) per gli altri bulloni, se intermedi:

$$\ell_{\text{eff},c} = p \quad [\text{J 45}]$$

$$\ell_{\text{eff},c} = 4m + 1,25e \quad [\text{J 38}]$$

$$\ell_{\text{eff},c} = 2\pi m \quad [\text{J 39}]$$

(d) per gli altri bulloni, se di estremità:

$$\ell_{\text{eff},d} = 0,5p + 2m + 0,625e \quad [\text{J 46}]$$

$$\ell_{\text{eff},d} = 4m + 1,25e \quad [\text{J 47}]$$

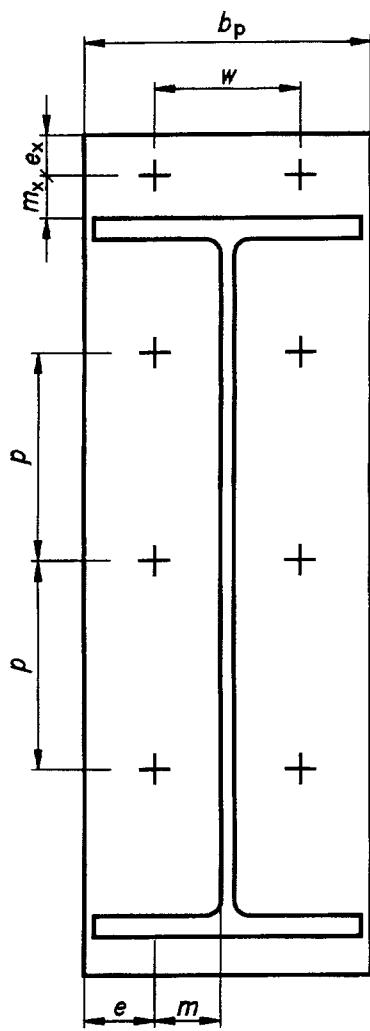
$$\ell_{\text{eff},d} = 2\pi m \quad [\text{J 48}]$$

dove il rapporto α viene ottenuto dalla fig. J 3.7.

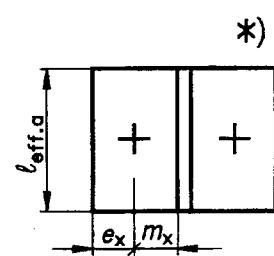
- (3) Si devono trattare i gruppi di righe di bulloni poste a ciascun lato di un irrigidimento qualsiasi, collegato alla flangia di estremità, come elementi a T equivalenti separati che possono sovrapporsi. Nelle flange estese, si devono trattare anche i gruppi di righe di bulloni, sopra e sotto l'ala in trazione della trave, come elementi a T equivalenti separati che possono sovrapporsi. Si devono determinare separatamente per ciascun gruppo di righe di bulloni il modo di collasso e la resistenza massima di progetto.
- (4) A tale scopo, si deve supporre che ciascun elemento a T equivalente sia in equilibrio con un altro elemento a T simile. Per determinare n si deve usare il minore dei valori di e relativi alla flangia di estremità e all'ala della colonna, ma si deve usare il valore effettivo di e per la flangia di estremità per determinare ℓ_{eff} .
- (5) Si deve determinare, nel modo descritto in J 3.4.5, la resistenza efficace reale di progetto per ciascuna riga di bulloni, tenendo conto della compatibilità in termini di forze con la zona di trazione dell'ala della colonna.
- (6) Per garantire che le saldature fra le ali della trave e la flangia di estremità abbiano una capacità di deformazione sufficiente, esse devono venire progettate per resistere agli effetti di un momento uguale al minore fra:
 - il momento plastico di progetto della trave $M_p \ell_{\text{Rd}}$;
 - γ volte il momento resistente di progetto del collegamento.

dove: $\gamma = 1,4$ per un telaio controventato [J 49]

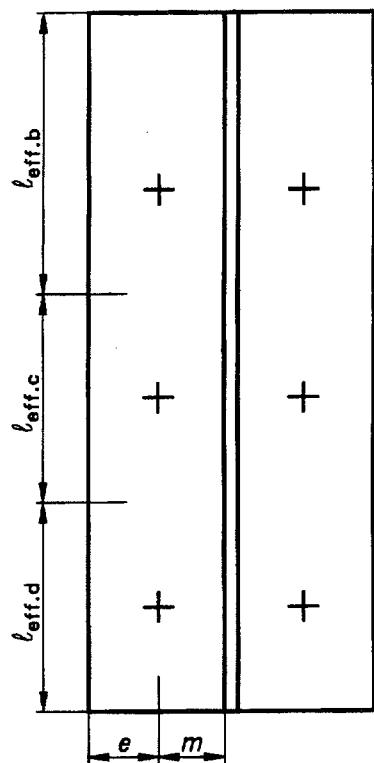
oppure: $\gamma = 1,7$ per un telaio non controventato [J 50]



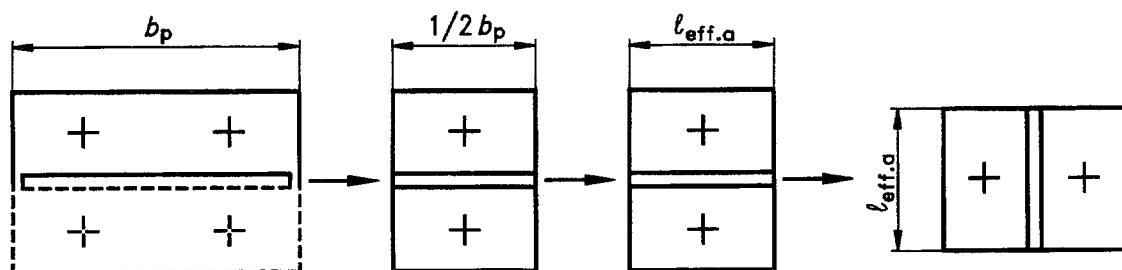
(a) Flangia d'estremità



Parte esterna alla trave



Parte fra le ali della trave



*) Trasformazione della parte esterna alle ali della trave in elementi a T equivalenti

Fig. J 3.8 - Lunghezze efficaci delle ali di elementi a T equivalenti rappresentanti una flangia d'estremità

J 3.4.5. Resistenza efficaci di righe di bulloni

- (1) La resistenza massima di progetto dell'ala di una colonna non è in generale uguale alla resistenza massima di progetto della flangia di estremità della trave.
- (2) Per determinare la resistenza effettiva di progetto della zona in trazione, si deve ottenere una distribuzione compatibile delle forze delle righe di bulloni, nella quale, per ciascuna riga di bulloni, ci sia equilibrio fra i suoi contributi alle resistenze di progetto dell'ala della colonna e della flangia di estremità della trave.
- (3) Si devono ottenere le resistenze efficaci di progetto per le singole righe di bulloni usando il metodo di calcolo J 3.3.
- (4) Si può supporre che la resistenza efficace di progetto per ciascuna riga di bulloni agisca in corrispondenza della linea che congiunge i centri dei bulloni della riga.

J 3.4.6. Anima di colonna non irrigidita

- (1) La resistenza di progetto dell'anima di una colonna non irrigidita, soggetta a forza trasversale di trazione, è data da:

$$F_{t,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0} \quad [J\ 9]$$

- (2) In un collegamento bullonato, si deve prendere la larghezza efficace per la verifica dell'anima della colonna a trazione uguale alla lunghezza efficace totale relativa alla distribuzione dei bulloni nella zona in trazione del collegamento, ottenuta da J 3.4.1.
- (3) Si può rinforzare un'anima di colonna non irrigidita aggiungendo un piatto di rinforzo in conformità con J 2.2; vedere J 2.3.2(4).

J 3.4.7. Anima di colonna irrigidita

- (1) La resistenza di progetto dell'anima di una colonna irrigidita, soggetta ad una forza trasversale di trazione, è almeno uguale alla resistenza di progetto dell'ala della trave, purché gli irrigidimenti soddisfino ai requisiti specificati in J 2.3.3(1).

Metodo di calcolo J 3.3**Resistenza efficace di progetto delle righe di bulloni**

- (1) Si ricalcoli la resistenza efficace di progetto dell'ala della colonna, omettendo in successione la riga di bulloni più bassa. Per un'ala di colonna irrigidita, si ricalcoli la resistenza di progetto separatamente per ciascun gruppo di righe di bulloni.
- (2) Si ricalcoli la resistenza di progetto di ciascun gruppo di righe di bulloni nella flangia di estremità della trave, omettendo in successione la riga di bulloni più bassa.
- (3) Si prenda la riduzione nella resistenza dovuta alla omissione di una riga di bulloni nei passi (1) e (2) come il suo contributo alla resistenza totale di progetto dell'ala oppure della flangia di estremità.
- (4) Per ciascuna riga di bulloni, si determini la differenza fra le resistenze di progetto dell'ala di colonna e della flangia di estremità della trave, ottenute nel passo (3).
- (5) A partire dalla riga di bulloni più alta, si ridistribuiscono i valori di resistenza ottenuti nel passo (3) per minimizzare le differenze trovate nel passo (4), purché:
 - la resistenza sia ridistribuita solo entro lo stesso gruppo di righe di bulloni (cioè non dopo un'ala oppure un irrigidimento);
 - la resistenza per una qualsiasi singola riga di bulloni sia limitata a quella ottenuta usando una lunghezza efficace pari al minore fra $4 m + 1,25e$ e $2\pi m$.
- (6) Si riducano i valori ottenuti dal passo (5) per ottenere equilibrio fra le resistenze di progetto dell'ala della colonna e della flangia di estremità della trave.
- (7) Si adottino i valori ottenuti dal passo (6) come resistenze efficaci di progetto per le singole righe di bulloni.

J 3.5. Resistenza della zona di compressione**J 3.5.1. Anima di colonna non irrigidita**

- (1) La resistenza di progetto allo schiacciamento di un'anima di colonna non irrigidita, soggetta ad una forza trasversale di compressione, è data da:

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} [1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \sigma_{n,Ed}/f_{yc}] b_{eff}/\gamma_{M0} \quad [J 15]$$

$$\text{ma: } F_{c,Rd} \leq f_{yc} t_{wc} b_{eff}/\gamma_{M0} \quad [J 16]$$

dove: $\sigma_{n,Ed}$ è la tensione normale massima di compressione nell'anima della colonna dovuta a forza assiale e flessione.

(segue)

- (2) In un collegamento bullonato, la larghezza efficace dell'anima della colonna soggetta a compressione, è data da:

- per un profilo laminato ad I oppure ad H:

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2 \sqrt{2} a_p + 2 t_p + 5 (t_{\text{fc}} + r_c) \quad [\text{J 51}]$$

- per un profilo saldato ad I oppure ad H:

$$b_{\text{eff}} = t_{\text{fb}} + 2 \sqrt{2} a_p + 2 t_p + 5 (t_{\text{fc}} + \sqrt{2} a_c) \quad [\text{J 52}]$$

- (3) Inoltre si deve verificare, secondo le prescrizioni date in 5.7.5, la resistenza dell'anima della colonna a instabilità secondo un comportamento "a colonna", come indicato nella fig. J 2.4.

- (4) Il modo "a nodi spostabili", mostrato nella fig. J 2.4(b), deve venire impedito mediante opportuni ritegni.

- (5) L'anima di una colonna non irrigidita può venire rinforzata mediante un piatto in conformità con J 2.2; vedere J 2.4.1(6).

J 3.5.2. Anima di colonna irrigidita

- (1) La resistenza di progetto di un'anima di colonna irrigidita, soggetta ad una forza trasversale di compressione, è uguale almeno alla resistenza di progetto dell'ala della trave, purché gli irrigidimenti soddisfino ai requisiti specificati in J 2.3.3(1).

J 3.6. Resistenza della zona soggetta a taglio

J 3.6.1. Pannello d'anima di colonna non irrigidito

- (1) La resistenza plastica di progetto a taglio di un pannello d'anima di colonna non irrigidito, soggetto a forza di taglio (vedere fig. J 2.5), è data da:

$$V_{p\ell,Rd} = [f_{yc} A_v / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} \quad [\text{J 17}]$$

dove: A_v è l'area di taglio della colonna, secondo 5.4.6(2).

- (2) Inoltre si deve controllare la resistenza all'instabilità per taglio; vedere 5.4.6(7).

- (3) Un'anima di colonna non irrigidita può venire rinforzata mediante un piatto in conformità con J 2.2.

- (4) Nel calcolare la resistenza di progetto a taglio di un pannello d'anima con un piatto di rinforzo, la sua area di taglio A_v può venire aumentata di $b_s t_{wc}$. Non si devono fare ulteriori incrementi di A_v se vengono aggiunti piatti di rinforzo da entrambi i lati dell'anima.

J 3.6.2. Pannello di anima di colonna irrigidito

- (1) Quando vengono usati irrigidimenti diagonali d'anima (vedere la fig. J 2.6) per aumentare la resistenza a taglio di un'anima di colonna, questi devono venire progettati per resistere alle forze di tensione e di compressione trasmesse alla colonna dalle ali delle travi.
- (2) Si devono progettare le saldature fra gli irrigidimenti e le ali della colonna in modo da resistere alle forze negli irrigidimenti.
- (3) Le saldature fra irrigidimenti e l'anima della colonna non devono venire dimensionate per rispondere a requisiti statici.

J 3.7. Rigidezza rotazionale

- (1) La rigidezza rotazionale di un collegamento trave-colonna bullonato con flangia di estremità può venire determinata in modo approssimato mediante la formula:

$$S_j = \frac{Eh_1^2 t_{wc}}{\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left[\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2} \quad [J\ 53]$$

dove: S_j è la rigidezza secante relativa ad un particolare valore M del momento nel collegamento ($M \leq M_{Rd}$);

M_{Rd} è il momento resistente di progetto del collegamento;

h_1 è la distanza della prima riga di bulloni sotto l'ala tesa della trave dal centro di resistenza della zona di compressione, eccetto nel caso indicato in (8);

μ_i è un coefficiente correttivo; vedere (5) e (6) più sotto;

k_i è il coefficiente di rigidezza per il componente i ; vedere da (2) a (4);

F_i è la forza nel componente i del collegamento dovuta al momento M ;

$F_{i,Rd}$ è la resistenza di progetto del componente i del collegamento.

Per i componenti da 2 a 6 il valore di F_i non deve essere minore di $F_{i,Rd}/1,5$.

- (2) In un collegamento non irrigidito, i coefficienti di rigidezza k_i devono essere presi nel modo seguente:

- anima della colonna, zona a taglio : $k_1 = 0,24$

- anima della colonna, zona di trazione : $k_2 = 0,8$

- anima della colonna, zona di compressione : $k_3 = 0,8$

- ala della colonna, zona di trazione : $k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4m^2 t_{wc}}$

- bulloni, zona di trazione : $k_5 = \frac{2A_s}{\ell_b t_{wc}}$

- flangia di estremità, zona di trazione : $k_6 = \frac{t_e^3}{12\lambda_2 m^2 t_{wc}}$

ma : $k_6 \geq \frac{t_e^3}{4m^2 t_{wc}}$

dove: ℓ_b è la lunghezza utile del bullone, che può essere presa come lunghezza totale di presa (spessore del materiale più rosette) più metà della somma dell'altezza della testa del bullone e dell'altezza del dado;

λ_2 è definito nella fig. J 3.7.

- (3) Se la colonna ha un irrigidimento nella zona di trazione:

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{12\lambda_2 m^2 t_{wc}} \quad \text{ma} \quad k_4 \geq \frac{t_{fc}^3}{4m^2 t_{wc}}$$

- (4) Per qualsiasi altro componente irrigidito, il relativo coefficiente di rigidezza deve essere preso uguale ad infinito.

- (5) Per $i = 1, 2$ oppure 3 , il coefficiente correttivo μ_i deve essere preso uguale ad 1 .

- (6) Per $i = 4, 5$ oppure 6 , il coefficiente correttivo μ_i deve essere ottenuto come:

$$\mu_i = \frac{h_1 F_{1,Rd}}{M_{Rd}}$$

dove: $F_{1,Rd}$ è la forza nella prima linea di bulloni sotto l'ala tesa della trave corrispondente al momento resistente di progetto M_{Rd} , tranne per quanto indicato in (8).

- (7) In un collegamento con flangia di estremità estesa, si deve calcolare la rigidezza rotazionale S_{je} , tenendo conto della parte esterna alla trave della flangia e si deve adottare il maggiore fra i due valori S_j e S_{je} come rigidezza rotazionale del collegamento.
- (8) Quando si calcoli S_{je} , la distanza h_1 deve essere misurata dalla linea di bulloni nella parte esterna della flangia al centro di resistenza della zona di compressione e si deve prendere $F_{1,Rd}$ come la forza in quella linea di bulloni che corrisponde a M_{Rd} . Il coefficiente di rigidezza k_6 si deve prendere pari a:

$$k_6 = \frac{t_e^3}{4m_x^2 t_{wc}}$$

dove: m_x è definito nella fig. J 3.8.

- (9) Si può assumere che un collegamento bullonato con flangia di estremità sia un collegamento rigido quando siano soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:
- (a) la colonna ha irrigidimenti d'anima sia nella zona di trazione sia nella zona di compressione;
- (b) il momento resistente viene determinato usando il metodo J 3.2.

J 3.8. Capacità di rotazione

- (1) Si può assumere che un collegamento bullonato trave-colonna, nel quale la resistenza al momento sia governata dalla resistenza della zona soggetta a taglio, abbia capacità adeguata di rotazione per l'analisi plastica.
- (2) Si può assumere che un collegamento bullonato trave-colonna, nel quale la resistenza al momento sia governata dalla resistenza della zona di trazione, abbia capacità adeguata di rotazione per l'analisi plastica, se è disponibile una adeguata capacità di deformazione nella zona di trazione, nell'ala della colonna oppure nella flangia di estremità della trave.

- (3) Si può assumere che il criterio dato in (2) sia soddisfatto se, per ciascuna riga di bulloni, la resistenza di almeno un componente (ala di colonna o flangia di estremità) sia governata dal modo 1 di collasso; vedere J 3.3. Questa condizione è soddisfatta se, per ogni riga di bulloni, qualsiasi componente che da il valore minore di β , soddisfi pure il criterio:

$$\beta \leq \frac{2\lambda}{1+2\lambda}$$

[J 54]

dove: β e λ sono definiti in J 3.3(4).

- (4) Se la resistenza è associata al modo 2 di collasso, cioè se il valore minore di β soddisfa l'equazione:

$$\frac{2\lambda}{1+2\lambda} < \beta < 2$$

[J 55]

allora la capacità ϕ_{Cd} di rotazione può essere ottenuta dalla:

$$\phi_{Cd} = \frac{10,6 - 4\beta_{cr}}{1,3 h_1}$$

[J 56]

dove: h_1 è la distanza (in millimetri) fra la prima riga di bulloni sotto l'ala tesa della trave ed il centro di resistenza della zona di compressione, fatta eccezione per quanto indicato in (5);

β_{cr} è il valore di β per il componente con il valore minore di $F_{t,Rd} / \Sigma B_{t,Rd}$ [vedere J 3.3(4)].

- (5) I criteri dati da (2) a (4) si applicano anche a collegamenti con flangia di estremità estesa, purché l'estensione della flangia abbia capacità di deformazione sufficiente. Si può supporre che questa condizione sia soddisfatta se il collasso dell'estensione della flangia avviene secondo il modo 1. In un collegamento con flangia di estremità estesa, la distanza h_1 nell'equazione [J 56] deve essere misurata dalla riga di bulloni nell'estensione al centro di resistenza della zona di compressione, ma si deve escludere l'estensione della flangia nella determinazione di β_{cr} .
- (6) Tranne il caso in cui il collegamento è classificato come a completo ripristino di resistenza (secondo 6.4.3.2), il valore più basso di β non deve essere maggiore di 1,8.

(segue)

A P P E N D I C E K
(normativa)

Giunzioni di travi reticolari in profilati cavi

K 1. Generalità

- (1) Questa appendice dà regole applicative dettagliate per determinare le resistenze statiche di giunti uniplanari in strutture reticolari, composte da tubolari rettangolari, circolari oppure quadri o da combinazioni di questi con profili aperti.
- (2) Le resistenze statiche dei giunti sono espresse in funzione delle massime resistenze assiali di progetto delle aste di parete.
- (3) Queste regole sono valide sia per tubolari finiti a caldo, come definito in 3.2.2, che per tubolari formati a freddo, come definito in 3.2.3.
- (4) Si raccomanda che la resistenza nominale allo snervamento dei tubolari finiti a caldo e la resistenza nominale allo snervamento del materiale base dei tubolari formati a freddo non siano maggiori di 355 N/mm².
- (5) Si raccomanda di soddisfare le condizioni date in 6.10.1.
- (6) Si raccomanda che lo spessore nominale della parete dei tubolari non sia minore di 2,5 mm.
- (7) Si raccomanda che lo spessore nominale della parete di un corrente tubolare non sia maggiore di 25 mm, tranne il caso nel quale siano state prese misure speciali per assicurarsi che le proprietà del materiale siano adeguate in tutto lo spessore.
- (8) Si raccomanda che il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del giunto sia preso uguale a:

$$\gamma_{Mj} = \boxed{1,1}$$

K 2. Definizioni

- (1) In questa appendice, un giunto uniplanare in una struttura reticolare significa un collegamento fra membrature giacenti in un unico piano e che trasmettono primariamente forze assiali.
- (2) Si definisce intervallo g la distanza, misurata lungo la faccia del corrente con cui avviene il collegamento, fra le code delle aste di parete adiacenti; vedere la fig. K 1(a).
- (3) La sovrapposizione λ_{ov} è definita come $(q/p) \times 100\%$, come indicato nella fig. K 1(b).
- (4) In K 9 sono definiti i simboli usati nei prospetti di questa appendice.

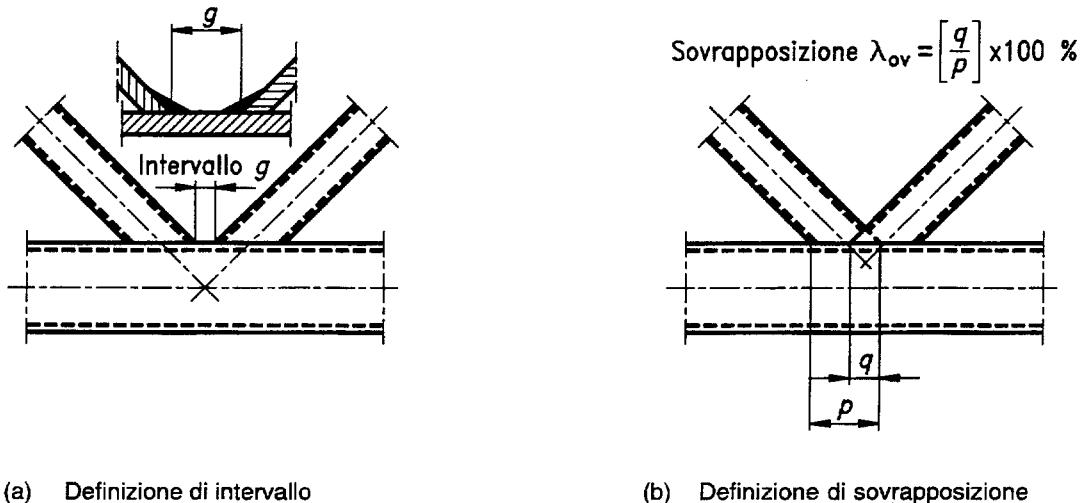


Fig. K 1 - Intervallo e sovrapposizione dei giunti

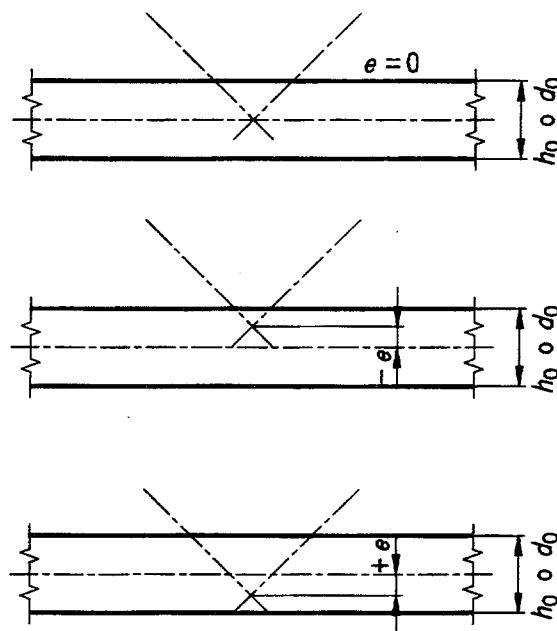


Fig. K 2 - Eccentricità dei giunti

K 3. Campo di applicazione

- (1) Si possono usare le regole applicative date in questa appendice solo quando sono soddisfatte le condizioni seguenti:
 - (a) Si raccomanda che le membrature abbiano sezioni trasversali di classe 1 oppure di classe 2.
 - (b) Si raccomanda che gli angoli fra i correnti e le aste di parete e fra le aste di parete adiacenti non siano minori di 30°.

(segue)

(c) I momenti risultanti da eccentricità possono venire trascurati nel calcolo della resistenza del giunto, purché le eccentricità siano entro i seguenti limiti:

◊ $-0,55 d_o \leq e \leq 0,25 d_o$

[K 1a]

◊ $-0,55 h_o \leq e \leq 0,25 h_o$

[K 1b]

dove: e è l'eccentricità, come definito nella fig. K 2;

d_o è il diametro del corrente;

h_o è l'altezza del corrente nel piano della trave reticolare.

- (2) Si raccomanda che le membrature, che si incontrano in un giunto, abbiano gli estremi preparati in modo tale che la forma della sezione trasversale non venga modificata.
- (3) Nei giunti intervallati, si raccomanda che l'intervallo fra le aste di parete non sia minore di $(t_1 + t_2)$, per garantire che lo spazio sia adeguato per formare saldature soddisfacenti.
- (4) Nei giunti sovrapposti, si raccomanda che la sovrapposizione sia sufficiente a garantire che il collegamento delle aste di parete sia adeguato ad un soddisfacente trasferimento del taglio da una membratura all'altra.
- (5) Quando i diagonali che si sovrappongono hanno spessori diversi, si raccomanda che la membratura più sottile si sovrapponga alla membratura più spessa.
- (6) Quando le aste di parete che si sovrappongono hanno classi di resistenza diverse, si raccomanda che la membratura con minore tensione di snervamento si sovrapponga alla membratura con maggiore tensione di snervamento.

K 4. Analisi

- (1) La distribuzione degli sforzi assiali in una trave reticolare può essere determinata nell'ipotesi che le membrature siano collegate da giunti a cerniera.
- (2) Si possono trascurare i momenti secondari nei giunti, causati dalla rigidezza effettiva alla flessione degli stessi, purché:
 - ◊ la geometria del giunto sia entro il campo di validità specificato nei prospetti K 6.1, K 7.1 oppure K 8.1, a seconda del caso;
 - ◊ il rapporto fra la lunghezza del sistema e l'altezza delle membrature nel piano della trave non sia minore di:
 - 12 per i correnti;
 - 24 per le aste di parete.
- (3) Si possono trascurare le eccentricità entro i limiti dati in K 3.
- (4) Per quanto attiene alla fatica vedere punto 9.

K 5. Saldature

- (1) Nei giunti saldati, si raccomanda che il collegamento sia normalmente eseguito lungo l'intero perimetro del tubolare per mezzo di una saldatura di testa, una saldatura a cordoni d'angolo oppure una combinazione delle due. Tuttavia, non è necessario che, in giunti che si sovrappongono solo in parte, la parte nascosta del collegamento sia saldata.
- (2) Si raccomanda che la resistenza di progetto della saldatura per lunghezza unitaria di perimetro non sia normalmente minore della resistenza di progetto a trazione della sezione trasversale della membratura per lunghezza unitaria di perimetro.
- (3) Si raccomanda di determinare lo spessore di gola richiesta come definito in 6.6.5.
- (4) Il criterio dato in (2) sarà soddisfatto se lo spessore di gola di una saldatura a cordoni d'angolo soddisfa le seguenti condizioni:
 - per acciaio EN 10025:
 - ◊ per Fe 360: $a/t \geq 0,84 \alpha$ [K 2a]
 - ◊ per Fe 430: $a/t \geq 0,87 \alpha$ [K 2b]
 - ◊ per Fe 510: $a/t \geq 1,01 \alpha$ [K 2c]
 - per acciaio prEN 10113:
 - ◊ per Fe E 275: $a/t \geq 0,91 \alpha$ [K 2d]
 - ◊ per Fe E 355: $a/t \geq 1,05 \alpha$ [K 2e]

Quando $\gamma_{Mj} = 1,1$ e $\gamma_{Mw} = 1,25$, il valore di α è 1,0. Altrimenti si raccomanda di determinare α mediante l'equazione:

$$\alpha = \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \times \frac{\gamma_{Mw}}{1,25} \quad [K 3]$$

- (5) Il criterio riportato in (2) può essere superato quando dimensioni di saldatura più piccole possono essere giustificate tenendo conto sia della resistenza sia della capacità di deformazione e/o della capacità di rotazione.

K 6. Giunti saldati fra profilati tubolari circolari

- (1) Si raccomanda che i valori di progetto delle forze assiali interne sia nelle aste di parete che nei correnti allo stato limite ultimo non superino le resistenze di progetto delle membrature, determinate come definito al punto 5.
- (2) Si raccomanda inoltre che i valori di progetto delle forze assiali interne nelle aste di parete allo stato limite ultimo non superino le resistenze di progetto dei giunti.
- (3) Purché la geometria dei giunti sia entro il campo di validità dato nel prospetto K 6.1, si raccomanda che le resistenze di progetto dei giunti siano determinate usando le equazioni date nel prospetto K 6.2.
- (4) Per giunti fuori dal campo di validità dato nel prospetto K 6.1, si raccomanda di condurre un'analisi più dettagliata. Si raccomanda inoltre che questa analisi tenga conto dei momenti secondari nei giunti, causati dalla rigidezza alla flessione degli stessi.

Prospetto K 6.1 - Campo di validità per giunti saldati fra profilati tubolari circolari

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_o} \leq 1,0$$

$$5 \leq \frac{d_i}{2t_i} \leq 25$$

$$5 \leq \frac{d_o}{2t_o} \leq 25$$

$$5 \leq \frac{d_o}{2t_o} \leq 20 \quad (\text{Giunti a X})$$

$$\lambda_{ov} \geq 25\%$$

$$g \geq t_1 + t_2$$

K 7. Giunti saldati fra aste di parete tubolari e correnti tubolari a sezione quadra o rettangolare

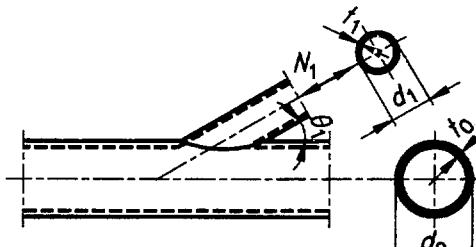
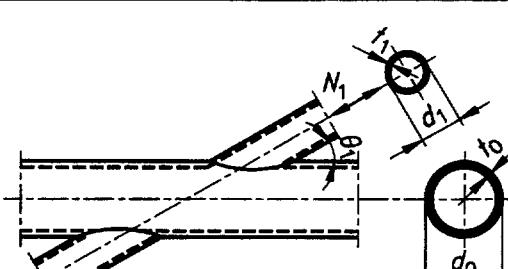
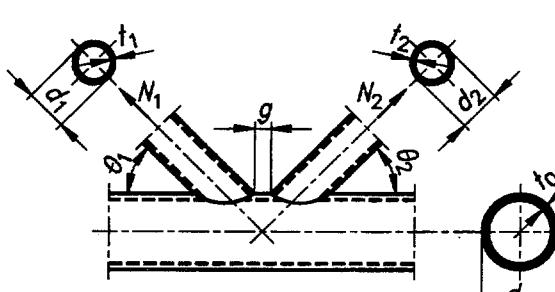
K 7.1. Generalità

- (1) Si raccomanda che i valori di progetto delle forze assiali interne sia nelle aste di parete che nei correnti allo stato limite ultimo non superino le resistenze di progetto delle membrature determinate come definito al punto 5.
- (2) Si raccomanda che i valori di progetto delle forze assiali interne nelle aste di parete allo stato limite ultimo non superino, inoltre, le resistenze di progetto dei giunti.

K 7.2. Aste di parete a sezione quadra o circolare e correnti a sezione quadra

- (1) Purché la geometria dei giunti sia entro il campo di validità dato nel prospetto K 7.1, si raccomanda che le resistenze di progetto dei giunti siano determinate usando le equazioni date nel prospetto K 7.2.
- (2) Per giunti fuori dal campo di validità dato nel prospetto K 7.1 si deve fare riferimento al punto K 7.3.

Prospetto K 6.2 - Resistenze di progetto per giunti saldati fra profilati tubolari circolari

Tipo del giunto	Resistenza di progetto ($i = 1$ ovvero 2)
Giunti a T ed a Y	Plasticizzazione del corrente
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{yo} t_o^2}{\sin \theta_1} (2,8 + 14,2 \beta^2) \gamma^{0,2} k_p \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Giunti ad X	Plasticizzazione del corrente
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{yo} t_o^2}{\sin \theta_1} \frac{5,2}{(1 - 0,81 \beta)} k_p \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Giunti a K ed a N intervallati o sovrapposti	Plasticizzazione del corrente
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{yo} t_o^2}{\sin \theta_1} (1,8 + 10,2 d_1 / d_o) k_p k_g \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
Giunti a T, Y e X e giunti a K, N e KT con un intervallo	Punzonamento
quando $d_i \leq d_o - 2 t_o$	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} t_o \pi d_i \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Funzioni	
$k_p = 1,0$	per $n_p \leq 0$ (trazione)
$k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$	per $n_p > 0$ (compressione)
ma $k_p \leq 1,0$	
$k_g = \gamma^{0,2} \left[1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{\exp(0,5 g / t_o - 1,33) + 1} \right]$	
(vedere fig. K 3)	

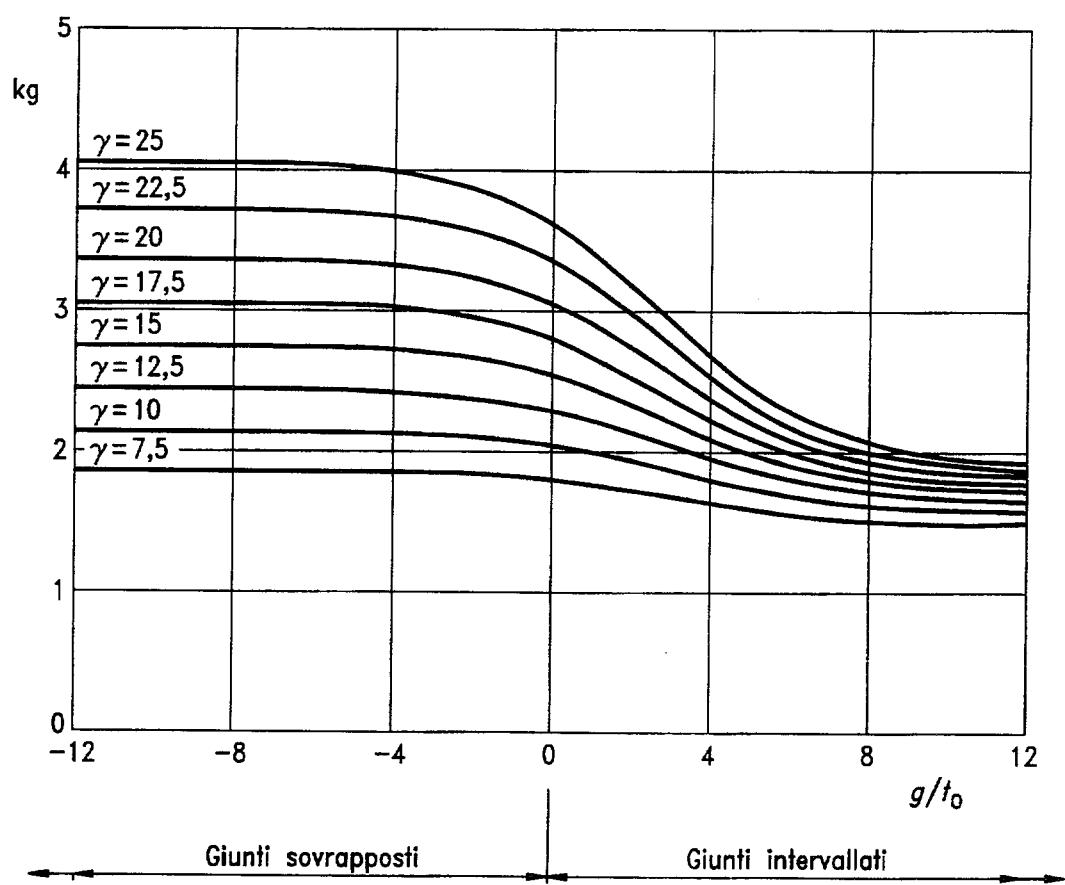


Fig. K 3 - Valori del coefficiente kg

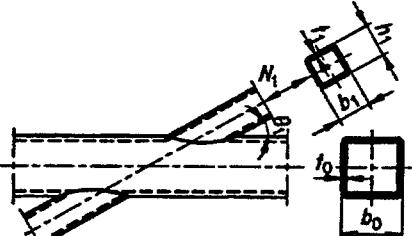
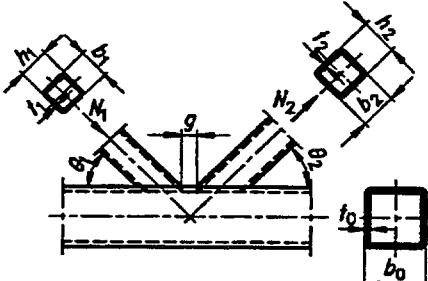
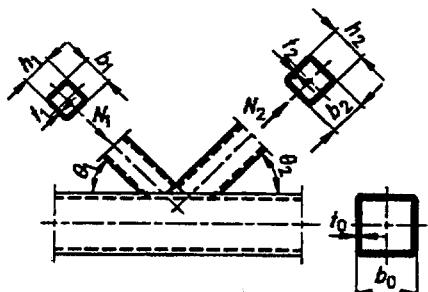
(segue)

Prospetto K 7.1 - Campo di validità per giunti saldati fra asta e parete a sezione tubolare quadrata o circolare e correnti a sezione tubolare quadrata*)

		Parametri di giunto ($i = 1$ oppure 2 , $j =$ diagonale sovrapposta)		
Tipo del giunto	$\frac{b_i}{b_o}$ oppure $\frac{d_i}{b_o}$	$\frac{b_i}{t_i}$ oppure $\frac{d_i}{t_i}$	$\frac{b_o}{t_o}$	$\frac{b_1 + b_2}{2b_1}$ oppure $\frac{b_i}{b_j} \otimes \frac{t_i}{t_j}$
		Compressione	Trazione	Intervallo o sovrapposizione
Giunti a T, Y oppure a X	$0,25 \leq \frac{b_i}{b_o} \leq 0,85$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,25 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$10 \leq \frac{b_o}{t_o} \leq 35$	
Giunto a K intervallato	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,1 + 0,01 \frac{b_o}{t_o}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$15 \leq \frac{b_o}{t_o} \leq 35$	$\frac{g}{b_o} \geq 0,5(1-\beta)$
Giunto a N intervallato	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$	ma $\frac{g}{b_o} \leq 1,5(1-\beta)$
Giunto a K sovrapposto	$\frac{b_i}{b_o} \geq 0,25$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b_o}{t_o} \leq 40$	$g \geq t_1 + t_2$
Giunto a N sovrapposto				
Asta di parete circolare	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_o} \leq 0,8$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	Come sopra, ma con d_i che sostituisce b_i

*) Al di fuori di questi campi di validità, la resistenza del giunto può essere determinata come per un giunto con un contenuto con un giunto con un contenuto a sezione rettangolare, vedere K 7.3.

Prospetto K 7.2 - Resistenze di progetto per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare quadrata o circolare e correnti a sezione tubolare quadrata

Tipo del giunto	Resistenza di progetto ($i = 1$ oppure 2 , $j =$ diagonale sovrapposta)
Giunti a T, Y e X	Snervamento della superficie del corrente $\beta \leq 0,85$
	$N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} t_0^2}{(1-\beta) \sin \theta_i} \left[\frac{2\beta}{\sin \theta_i} + 4(1-\beta)^{0.5} \right] k_n \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Giunti a K ed a N intervallati	Snervamento della superficie del corrente $\beta \leq 1,0$
	$N_{i,Rd} = \frac{8,9 f_{yo} t_0^2}{\sin \theta_i} \left[\frac{b_1 + b_2}{2b_0} \right] \gamma^{0.5} k_n \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Giunti a K ed a N a sovrapposizione*)	Larghezza efficace $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left[\frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_i - 4t_i) + b_{eff} + b_{e.ov} \right] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	Larghezza efficace $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_{eff} + b_{e.ov}] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
	Larghezza efficace $\lambda_{ov} \geq 80\%$
	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_i + b_{e.ov}] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Diagonali a sezione circolare	Si moltiplichino le equazioni sovrastanti per $\pi/4$; si sostituisca d_1 a b_1 e ad h_1 e d_2 a b_2 e ad h_2
Funzioni	
Per $n \leq 0$ (trazione): $k_n = 1,0$	Per $n \geq 0$ (compressione): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ con $k_n \leq 1,0$
$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \frac{f_{yo} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{con} \quad b_{eff} \leq b_i$	$b_{e.ov} = \frac{10}{b_j / t_j} \frac{f_{yi} t_j}{f_{yo} t_0} b_i \quad \text{con} \quad b_{e.ov} \leq b_i$

*) Devono essere controllate solo le diagonali sovrapposte. Si raccomanda che l'efficienza di un'asta di parete (cioè la resistenza di progetto del giunto divisa per la resistenza plastica di progetto del controvento) per l'asta che viene sovrapposta non sia presa maggiore di quella dell'asta che le si sovrappone.

K 7.3. Sezioni rettangolari

- (1) Si raccomanda che le resistenze di progetto dei giunti fra tubolari rettangolari e dei giunti fra tubolari quadri fuori dal campo di validità del prospetto K 7.1, siano fondate, nei vari casi, sui criteri di applicabilità che seguono:
- (a) Colllasso plastico della faccia superiore del corrente o della sezione trasversale del corrente.
 - (b) Inizio di fessura che porta al distacco dei controventi dal corrente (azione tagliante per punzonamento).
 - (c) Fessurazione nelle saldature o nei diagonali (larghezza efficace).
 - (d) Capacità portante della parete del corrente oppure instabilità locale causata dall'asta di parete compressa.
 - (e) Instabilità locale nelle zone compresse delle membrature.
 - (f) Colllasso per taglio del corrente.
- (2) Le figure dalla k 4(a) alla (f) illustrano le modalità di colllasso relative ai criteri da (a) ad (f) dati in (1).

K 8. Giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezione ad I oppure ad H

- (1) Si raccomanda che i valori di progetto delle forze assiali interne sia nelle aste di parete che nei correnti allo stato limite ultimo non superino le resistenze di progetto delle membrature determinate come definito al punto 5.
- (2) Nei giunti di tipo intervallato, si raccomanda di determinare le resistenze di progetto dei correnti che tengano conto della forza di taglio trasferita fra le aste di parete per mezzo dei correnti stessi, come definito in 5.4.9, trascurando i momenti secondari associati, nel modo seguente:
- quando $V_{Sd}/V_{p\ell,Rd} \leq 0,5$:
- $$N_{o,Rd} = f_{yo} A_o / \gamma_{M0} \quad [K 4]$$
- quando $V_{Sd}/V_{p\ell,Rd} > 0,5$ con $V_{Sd}/V_{p\ell,Rd} \leq 1,0$:
- $$N_{o,Rd} = f_{yo} [A_o - A_v (2V_{Sd}/V_{p\ell,Rd} - 1)^2] / \gamma_{M0} \quad [K 5]$$
- (3) Si raccomanda che i valori di progetto delle forze assiali interne nelle aste di parete allo stato limite ultimo non superino le resistenze di progetto dei giunti.
- (4) Purché la geometria dei giunti sia entro il campo di validità dato nel prospetto K 8.1, si raccomanda che le resistenze di progetto dei giunti siano determinate usando le equazioni date nel prospetto K 8.2.
- (5) Per giunti fuori dal campo di validità dato nel prospetto K 8.1, si raccomanda di condurre una analisi più dettagliata. Si raccomanda che questa analisi tenga conto anche dei momenti secondari nei giunti causati dalla rigidezza flessionale degli stessi.

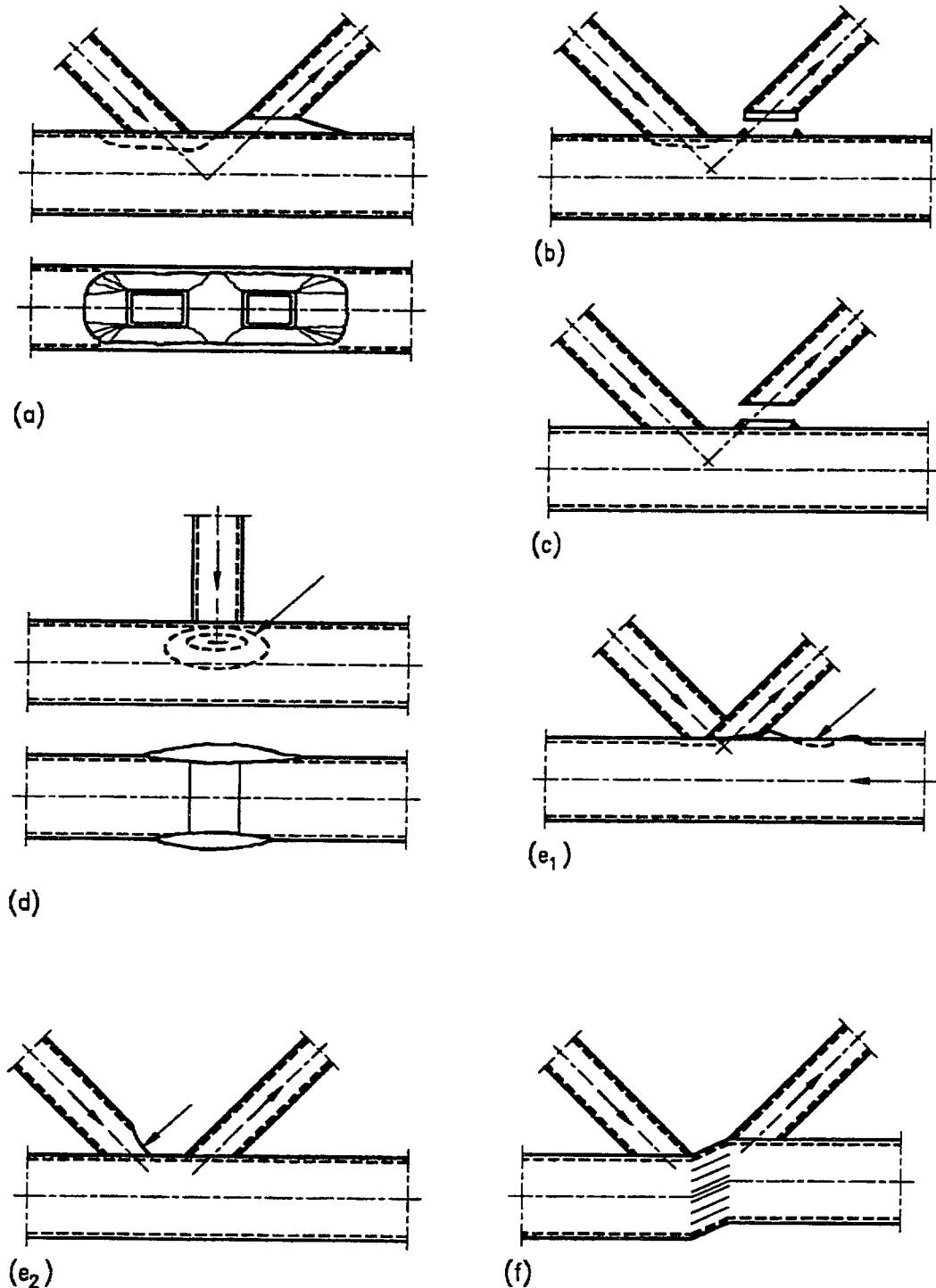


Fig. K 4 - Modalità di collasso - sezioni rettangolari

(segue)

Prospetto K 8.1 - Campo di validità per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezione ad I oppure ad H

Tipo del giunto	Parametri di giunto ($i = 1$ oppure $2, j =$ diagonale sovrapposta)					
	$\frac{h_i}{b_i}$	$\frac{b_i}{b_j}$	$\frac{d_w}{t_w}$	$\frac{b_o}{t_o}$	$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i}, \frac{d_i}{t_i}$	Trazione
Giunto a X	$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$		$\frac{d_w}{t_w} \leq 1,2 \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}$		$\frac{h_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$
Giunto a T			e			
Giunto a Y			$d_w \leq 400 \text{ mm}$	$\frac{b_o}{t_o} \leq 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$
Giunto a K intervallato				$d_w \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$
Giunto a N intervallato			e			
Giunto a K sovrapposto				$d_w \leq 400 \text{ mm}$		
Giunto a N sovrapposto	$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2,0$			$\frac{b_i}{b_i} \geq 0,75$		

(segue)

Prospetto K 8.2 - Resistenze di progetto per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezione ad I oppure ad H

Tipo del giunto	Resistenza di progetto ($i = 1$ oppure 2 , $j =$ diagonale sovrapposta)
Giunti a T, X e Y	<p>Snervamento dell'anima del corrente</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} t_w b_w}{\sin \theta_i} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ <p>Larghezza efficace</p> $N_{i,Rd} = 2f_{yi} t_i b_{eff} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Giunti a K ed a N intervallati	<p>Stabilità dell'anima del corrente</p> <p>Non è richiesto il controllo della larghezza efficace se:</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} t_w b_w}{\sin \theta_i} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ $g/t_f \geq 20 - 28\beta$ <p>Larghezza efficace</p> $N_{i,Rd} = 2f_{yi} t_i b_{eff} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ $0,75 \leq d_1/d_2 \leq 1,33 \text{ per CHS}$ $0,75 \leq b_1/b_2 \leq 1,33 \text{ per RHS}$ <p>Taglio nel corrente</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{yo} A_w}{\sqrt{3} \sin \theta_i} \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Giunti a K ed a N sovrapposti ^{*)}	<p>Larghezza efficace $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left[\frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_i - 4t_i) + b_{eff} + b_{e.ov} \right] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ <p>Larghezza efficace $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_{eff} + b_{e.ov}] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$ <p>Larghezza efficace $\lambda_{ov} \geq 80\%$</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [2h_i - 4t_i + b_i + b_{e.ov}] \left[\frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right]$
Funzioni	
RHS	$\begin{cases} b_w = \frac{h_i}{\sin \theta_i} + 5(t_f + r) \\ b_w \leq 2t_i + 10(t_f + r) \end{cases}$
CHS	$\begin{cases} b_w = \frac{d_i}{\sin \theta_i} + 5(t_f + r) \\ b_w \leq 2t_i + 10(t_f + r) \end{cases}$
$b_{eff} = t_w + 2r + 7 \frac{f_{yo}}{f_{yi}} t_f \quad \text{con} \quad b_{eff} \leq b_i$	
$A_v = A_o - (2 - \alpha) b_0 t_f + (t_w + 2r) t_f$ $\text{Per RHS} \quad \alpha = \left[\frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_f^2}} \right]^{0,5}$ $\text{Per controvento CHS: } \alpha = 0$	
$b_{e.ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{con} \quad b_{e.ov} \leq b_i$	

^{*)} È necessario verificare solo la diagonale sovrapposta. Si raccomanda che l'efficienza dell'asta di parete (cioè la resistenza di progetto del giunto divisa per la resistenza plastica di progetto della diagonale) per l'asta che viene sovrapposta sia presa non maggiore di quella della asta che le si sovrappone.

K 9. Simboli usati nei prospetti

A_i	Area della sezione trasversale della membratura i
A_v	Area a taglio del corrente
E	Modulo elastico dell'acciaio
N_i	Forza assiale nella membratura i
$N_{i,Rd}$	Resistenza di progetto del giunto per la forza assiale nella membratura i
a	Altezza della sezione di gola di una saldatura a cordoni d'angolo
b_i	Larghezza esterna di una membratura tubolare quadra o rettangolare i ($i = 0, 1$ oppure 2)
b_{eff}	Larghezza efficace per un collegamento diagonale-corrente
$b_{e.ov}$	Larghezza efficace di un collegamento per un'asta di parete che si sovrappone ad un'altra
b_w	Larghezza efficace per l'anima del corrente
d_i	Diametro di una membratura tubolare circolare i ($i = 0, 1$ oppure 2)
d_w	Altezza dell'anima di un corrente a sezione ad I oppure ad H
e	Eccentricità di un giunto
f_{yi}	Valore di progetto della tensione di snervamento della membratura i ($i = 0, 1$ oppure 2)
g	Intervallo fra le aste di parete di un giunto a K oppure ad N
h_i	Altezza esterna di una sezione, membratura i ($i = 0, 1$ oppure 2)
i	Indice usato per indicare una membratura di un giunto, dove $i = 0$ denota un corrente, e $i = 1$ e 2 le aste di parete. In giunti con due aste di parete, $i = 1$ denota di solito l'asta in compressione ed $i = 2$ l'asta in trazione
i, j	Indici usati per indicare, rispettivamente, l'asta di parete che si sovrappone e l'asta di parete che viene ricoperta
k_g, k_p	Coefficiente definito nel prospetto K 6.2
k_n	Coefficiente definito nel prospetto K 7.2
n	σ_0/f_{yo}
n_p	σ_p/f_{yo}
r_o	Raggio del raccordo di un corrente a sezione ad I oppure ad H
t_i	Spessore di parete della membratura i ($i = 0, 1$ oppure 2)
t_f	Spessore dell'ala di una sezione ad I oppure ad H
t_w	Spessore d'anima di una sezione ad I oppure ad H
α	Coefficiente che dà l'efficacia di un'ala di corrente per il taglio
β	Rapporto medio fra i diametri e le larghezze delle aste di parete e del corrente

$$\left[\frac{d_1}{d_2}, \quad \frac{d_1+d_2}{2d_0}, \quad \frac{b_1}{b_0} \quad \text{oppure} \quad \frac{b_1+b_2}{2b_0} \right]$$

γ Rapporto fra la larghezza oppure il diametro del corrente ed il doppio del suo spessore di parete

$$\left[\frac{d_0}{2t_0} \quad \text{oppure} \quad \frac{b_0}{2t_0} \right]$$

θ_i	Angolo compreso fra il corrente ed un'asta di parete i ($i = 1$ oppure 2)
λ_{ov}	Rapporto di sovrapposizione, espresso in per cento ($\lambda_{ov} = [q/p] \times 100\%$)
σ_0	Massima tensione di compressione nel corrente al giunto, dovuto alla forza assiale ed al momento flettente
σ_p	Valore di σ_0 , escluso lo sforzo dovuto alle componenti orizzontali delle forze nelle aste di parete in quel giunto
CHS	Abbreviazione di "tubolare a sezione circolare"
RHS	Abbreviazione di "tubolare a sezione rettangolare", che, in questo contesto, include anche un tubolare a sezione quadra

Giunti a K , N , T , X , Y e KT sono descrizioni abbreviate per i tipi di giunti mostrati nella fig. K 5.

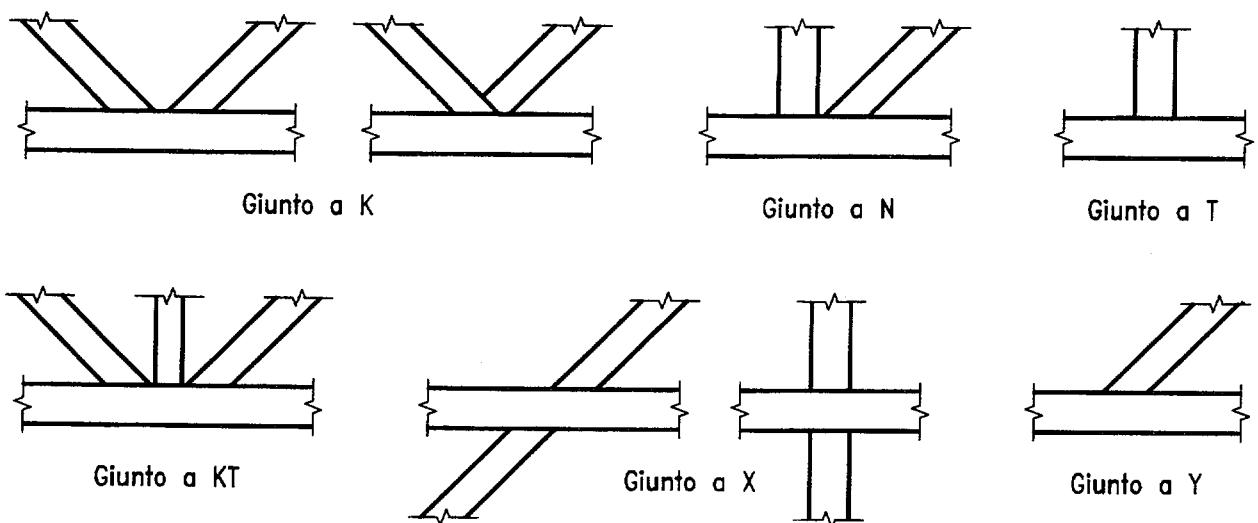


Fig. K 5 - Tipi di giunti

APPENDICE L

(normativa)

Progetto dei giunti di base

L 1. Piastre di base

- (1) Le colonne devono essere fornite di adeguate piastre di base in acciaio per distribuire le forze di compressione nelle parti compresse della colonna su un'area di contatto sufficiente a che la pressione di contatto non superi la resistenza di progetto f_j del giunto (malta e calcestruzzo).
- (2) Il momento resistente m_{Rd} per unità di lunghezza di una linea di articolazione plastica nella piastra di base, nella zona di compressione oppure nella zona di trazione, deve essere preso uguale a:

$$m_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} \quad [L 1]$$

- (3) Si deve assumere che le forze trasferite alla fondazione dagli elementi in compressione della colonna siano distribuite uniformemente dalla piastra di base, come mostrato nella fig. L 1(a). La pressione risultante sull'area di contatto non deve superare la resistenza di contatto f_j del giunto e la larghezza c della zona di contatto addizionale non deve superare:

$$c = t \left[\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}} \right]^{0,5} \quad [L 2]$$

dove: t è lo spessore della piastra di base in acciaio;
 f_y è la resistenza allo snervamento del materiale della piastra di base in acciaio.

- (4) Quando l'aggetto della piastra è minore di c , si deve prendere l'area di contatto efficace come indicato nella fig. L 1(b).
- (5) Quando l'aggetto della piastra di base è maggiore di c , la parte di aggetto in eccesso a c deve essere trascurata; vedere la fig. L 1(c).
- (6) La resistenza di contatto f_j del giunto deve essere determinata con la formula:

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd} \quad [L 3]$$

dove: β_j è il coefficiente di giunto, che può essere preso uguale a 2/3, purché la resistenza caratteristica della malta non sia minore di 0,2 volte la resistenza caratteristica del calcestruzzo della fondazione e lo spessore della malta non sia maggiore di 0,2 volte la larghezza minima della piastra di base in acciaio;

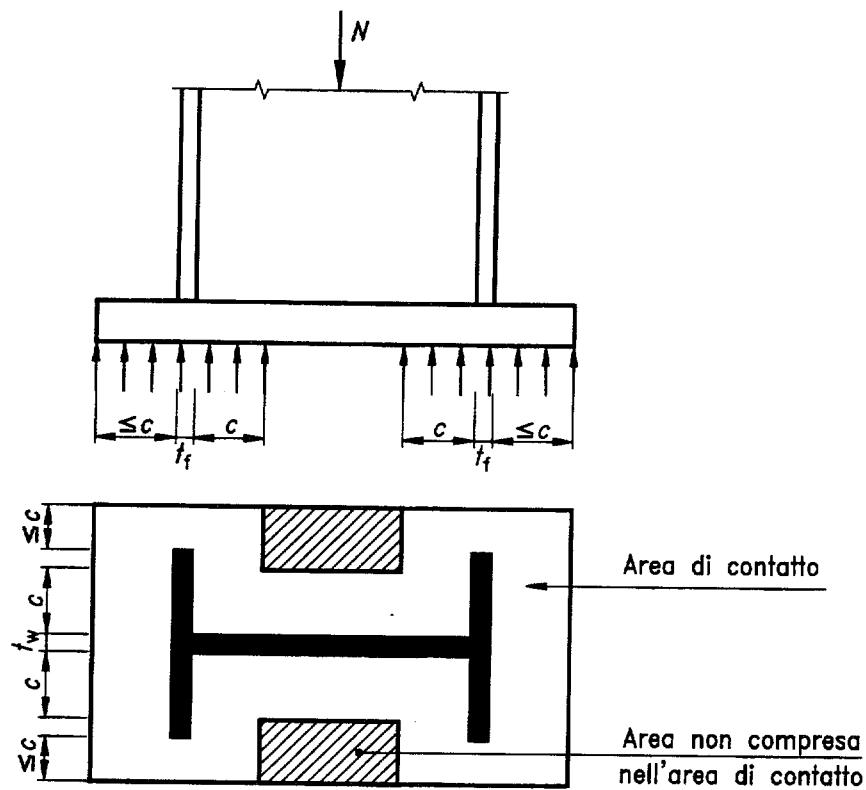
k_j è il coefficiente di concentrazione;

f_{cd} è il valore di progetto della resistenza cilindrica di compressione del calcestruzzo, data da:

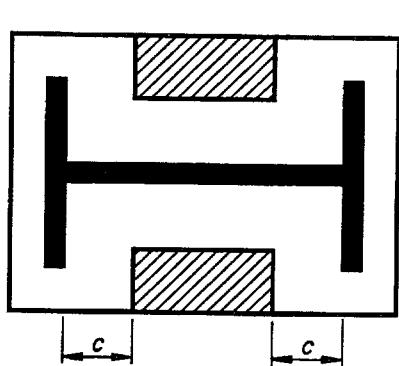
$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

dove: f_{ck} è la resistenza di compressione caratteristica del calcestruzzo determinata in conformità con UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2: parte 1-1;

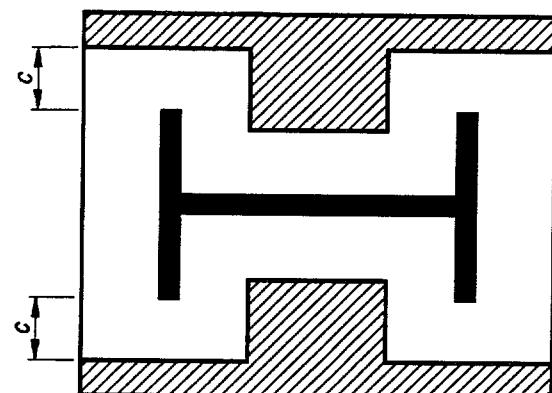
γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale relativo al calcestruzzo secondo Eurocodice 2: parte 1-1.



(a) Caso generale



(b) Aggetto della piastra inferiore a c



(c) Aggetto della piastra superiore a c

Fig. L 1 - Area di contatto sotto la piastra di base

(7) Si può assumere il fattore di concentrazione k_j uguale ad 1,0 oppure uguale a:

$$k_j = \left[\frac{a_1 b_1}{ab} \right]^{0,5} \quad [L 4]$$

(segue)

dove: a e b sono le dimensioni della piastra di base;

a_1 e b_1 sono le dimensioni dell'area efficace, come indicato nella fig. L 2.

(8) Per a_1 si deve prendere il minore fra i seguenti valori:

- $a_1 = a + 2 a_r$ [L 5a]

- $a_1 = 5 a$ [L 5b]

- $a_1 = a + h$ [L 5c]

- $a_1 = 5 b_1$ ma $a_1 \geq a$ [L 5d]

(9) Per b_1 si deve prendere il minore fra i seguenti valori:

- $b_1 = b + 2 b_r$ [L 6a]

- $b_1 = 5 b$ [L 6b]

- $b_1 = b + h$ [L 6c]

- $b_1 = 5 a_1$ ma $b_{319} \geq b$ [L 6d]

(10) Quando la base della colonna è posta su una piastra di fondazione di calcestruzzo, si deve tenere debito conto della resistenza flessionale e della resistenza al punzonamento della piastra di calcestruzzo.

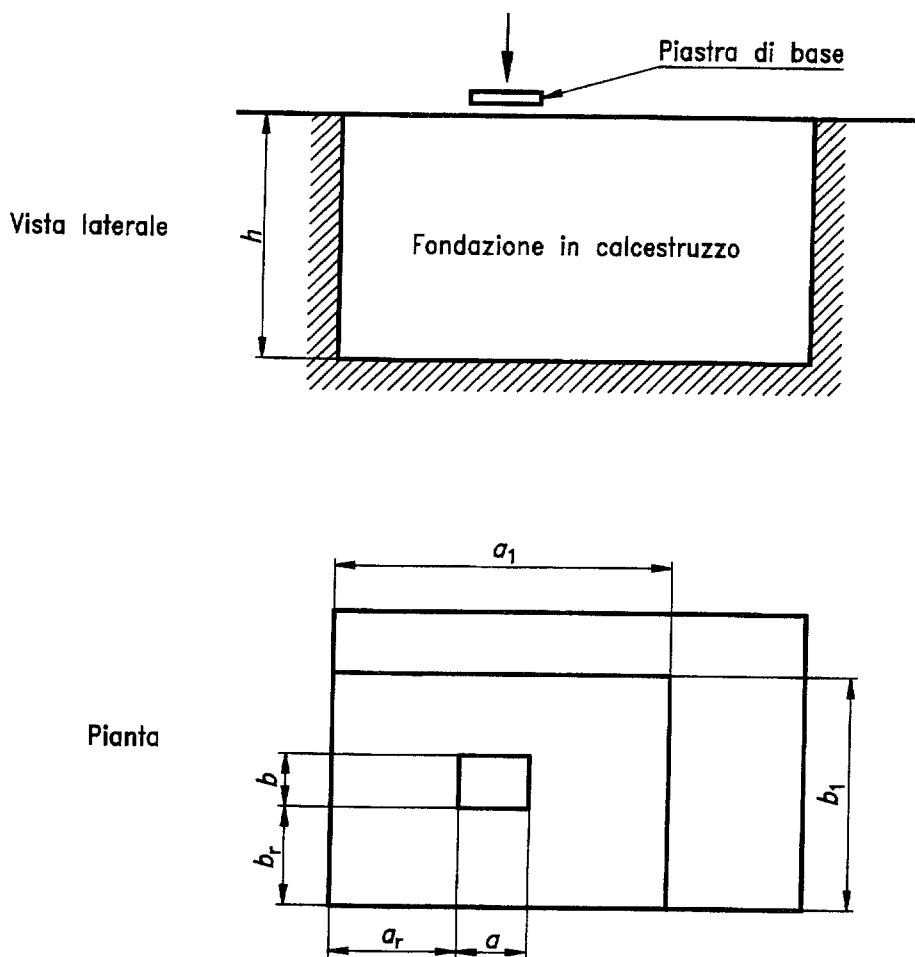


Fig. L 2 - Giunti di base

L 2. Tirafondi

- (1) I tirafondi devono essere progettati per resistere agli effetti dei carichi di progetto. Essi devono fornire resistenza alla trazione dovuta alle forze di sollevamento ed ai momenti flettenti, secondo il caso.
- (2) Se non vengono forniti elementi speciali per resistere al taglio, quali elementi tozzi o connettori a barra, si deve dimostrare che la resistenza al taglio dei tirafondi o la resistenza per attrito della piastra di base è sufficiente a trasferire la forza di taglio di progetto.
- (3) Quando si calcolano le forze di trazione nei tirafondi dovute a momenti flettenti, non si deve prendere un braccio interno maggiore della distanza fra il baricentro dell'area di contatto sul lato in compressione ed il baricentro del gruppo di bulloni, tenendo conto delle tolleranze relative alla posizione dei tirafondi.
- (4) Si deve determinare la resistenza di progetto dei tirafondi con le indicazioni date in 6.5.5.
- (5) I tirafondi devono essere ancorati alla fondazione mediante:
 - piegatura ad uncino [fig. L 3(a)], oppure
 - una piastra di contrasto [fig. L 3(b)], oppure

(segue)

- l'impiego di membrature, appropriate a ridistribuire il carico, immersa nel calcestruzzo, oppure
 - con qualche altro dispositivo di ancoraggio che sia stato soggetto a controllo adeguato ed approvato dal progettista, dal cliente e dalla autorità competente.
- (6) L'ancoraggio dei tirafondi deve essere in accordo con le clausole pertinenti della UNI ENV 1992-1-1 (Eurocodice 2: parte 1-1).
- (7) Quando i tirafondi siano forniti di uncino, la lunghezza dell'ancoraggio deve essere tale da impedire la perdita di aderenza prima dello snervamento del tirafondo. Si deve calcolare la lunghezza di ancoraggio in accordo con le clausole relative nell'Eurocodice 2. Questo tipo di ancoraggio non deve essere usato per tirafondi con una resistenza allo snervamento nominale maggiore di 300 N/mm^2 .
- (8) Quando i tirafondi siano forniti di una piastra di contrasto o venga impiegata una membratura che ridistribuisca il carico, non si deve tener conto del contributo dell'aderenza. La totalità della forza deve essere trasferita tramite il dispositivo di ridistribuzione del carico.

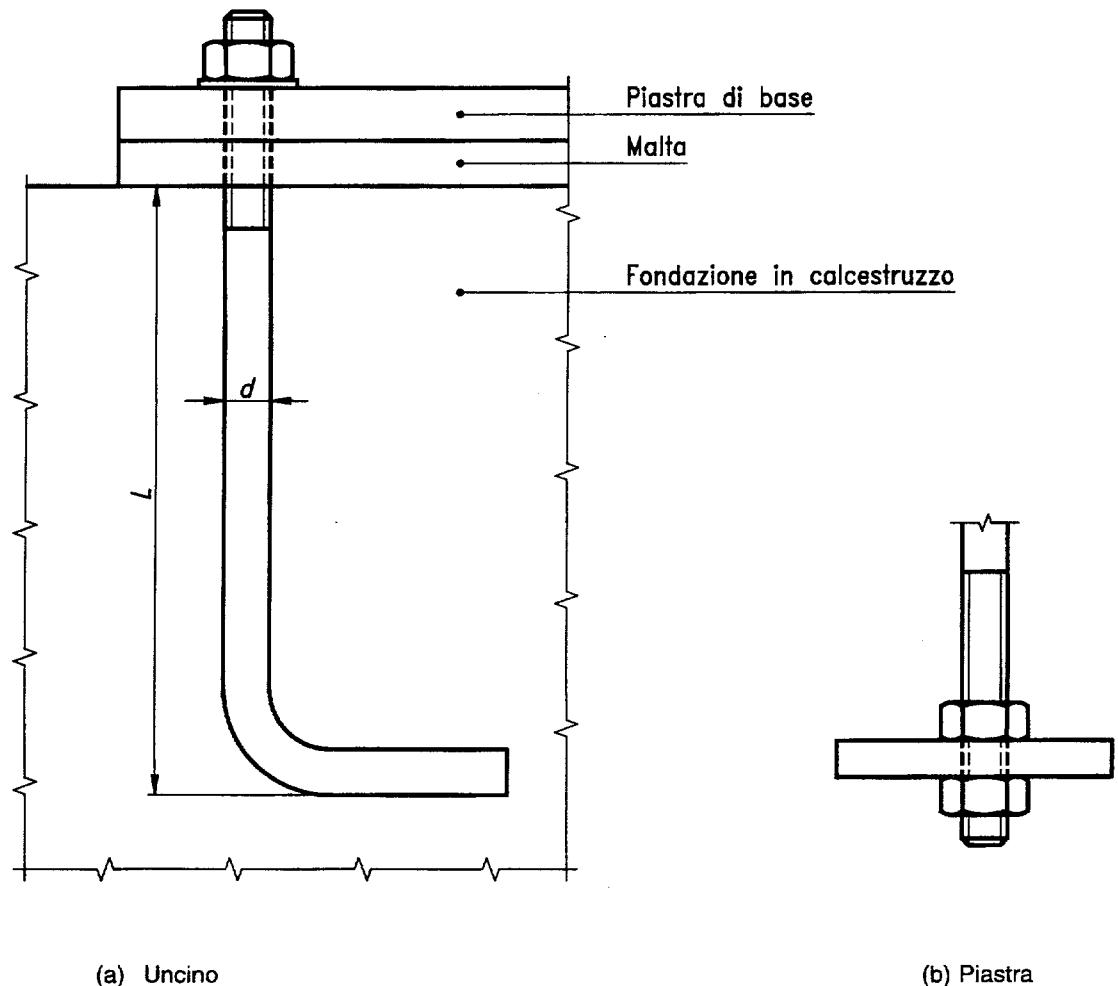


Fig. L 3 - Ancoraggio di tirafondi

A P P E N D I C E M
(normativa)

Metodo alternativo per saldature a cordoni d'angolo

- (1) Si può verificare la resistenza di una saldatura a cordoni d'angolo con il seguente metodo, come alternativa al metodo dato in 6.6.5.3.
- (2) In questo metodo, le forze trasmesse nella saldatura per unità di lunghezza vengono suddivise in componenti parallele e trasversali all'asse longitudinale della saldatura e normali e trasversali al piano della sezione di gola.
- (3) Si suppone una distribuzione uniforme di tensione sulla sezione di gola della saldatura, che determini tensioni di taglio e tensioni normali mostrate nella fig. M 1 nel modo seguente:

σ_{\perp} è la tensione normale perpendicolare alla sezione di gola;
 $\sigma_{//}$ è la tensione normale parallela all'asse della saldatura;
 τ_{\perp} è la tensione di taglio (nel piano della sezione di gola) perpendicolare all'asse della saldatura;
 $\tau_{//}$ è la tensione di taglio (nel piano della sezione di gola) parallela all'asse della saldatura.

- (4) La tensione normale $\sigma_{//}$, parallela all'asse, non viene considerata quando si verifica la resistenza della saldatura.
- (5) La resistenza della saldatura a cordoni d'angolo sarà sufficiente se sono soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2) \right]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{Mw}) \quad [M 1]$$

$$e \quad \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{Mw}$$

dove: f_u e β_w sono quelli definiti in 6.6.5.3.

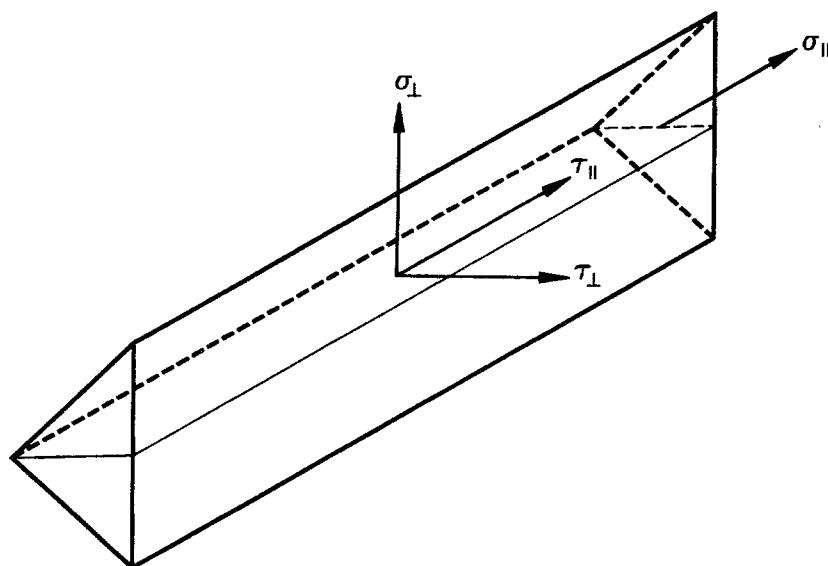


Fig. M 1 - Tensioni sulla sezione di gola di una saldatura a cordoni d'angolo

APPENDICE Y

(informativa)

Linee guida per prove di carico

Y 1. Generalità

- (1) Può essere necessario eseguire prove quando:
 - (a) i modelli di calcolo specificati nei punti da 4 a 6 non sono sufficienti per una particolare struttura o componente strutturale, o possono portare a risultati non economici [vedere le prove (1) e (2) più sotto];
 - (b) la resistenza di progetto di un componente o di una struttura deve essere stabilita a partire dalla conoscenza della sua resistenza ultima [vedere la prova (3) più sotto];
 - (c) è richiesta la conferma della consistenza di una produzione di componenti o di strutture, giustificata da prove all'origine [vedere la prova (4) più sotto];
 - (d) deve essere stabilito il comportamento attuale di una struttura esistente perché la sua resistenza è in dubbio [vedere la prova (1) più sotto].
- (2) Per affrontare queste situazioni viene presentato un principio per quattro tipi di prove:
 - (i) una prova per accettazione allo scopo di confermare il comportamento generale di una struttura (vedere Y 4.1);
 - (ii) una prova di resistenza ai carichi ultimi richiesti (vedere Y 4.2);
 - (iii) una prova di collasso per determinare la resistenza ultima ed il modo di collasso (vedere Y 4.3);
 - (iv) una prova di controllo per stabilire la consistenza della produzione (vedere Y 4.4).
- (3) Queste procedure di controllo valgono solo per strutture di acciaio.
- (4) Per lamiere e per membrature lavorate a freddo, sono stati sviluppati i metodi di prova che sono specificati in ENV 1993-1-3 [Eurocodice 3: parte 1-3 (in preparazione)].
- (5) Per strutture di costruzioni miste di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento a ENV 1994-1-1 [Eurocodice 4: parte 1-1].
- (6) Prove di modelli in scala o di elementi soggetti a carichi fluttuanti, che possono produrre fatica, aventi lo scopo di diventare un criterio di progetto, non sono prese in considerazione in questa appendice.

Y 2. Condizioni per le prove

- (1) Il progetto per un banco di prova dovrà essere tale che il sistema di carico simuli adeguatamente la grandezza e la distribuzione del carico e permetta ai campioni di comportarsi in una maniera rappresentativa delle condizioni di esercizio.
- (2) I campioni devono essere liberi di flettersi sotto il carico. Vincoli laterali o alla torsione devono essere rappresentativi di quelli in esercizio.
- (3) Si deve avere cura di evitare eccentricità non volute ai punti di applicazione dei carichi di prova ed ai sopporti.

- (4) Si devono controllare le misure del carico e dello spostamento con la maggiore precisione possibile. Il sistema di carico deve essere capace di seguire i movimenti del campione senza interruzione o vincoli erronei.
- (5) Si devono misurare gli spostamenti in un numero sufficiente di punti soggetti a spostamento per assicurarsi che si sia determinato il valore massimo. Si deve stimare in anticipo la grandezza prevista di tali spostamenti. Si devono prendere ampi margini per movimenti al di là del campo elastico.
- (6) In alcune situazioni può essere chiesto di determinare l'entità degli sforzi in un campione. Questa si può evidenziare qualitativamente per mezzo di rivestimenti fragili oppure, quantitativamente, con misure di deformazione. Si deve considerare tale informazione come supplementare al comportamento generale quale viene determinato dagli spostamenti.

Y 3. Procedimenti generali per le prove

- (1) Dove il peso proprio del campione non sia rappresentativo del carico efficace permanente in esercizio, si dovrà tenere conto di tale differenza nel calcolo dei carichi di prova che devono venire applicati.
- (2) Prima di qualsiasi prova, si può applicare e poi togliere un carico preliminare (che non superi i valori caratteristici del carico relativo) al fine di adattare il campione al banco di prova.
- (3) Il carico deve essere applicato con un numero di incrementi regolari (non meno di 5) ad intervalli regolari in ciascuna fase. Si deve concedere fra ciascun incremento tempo sufficiente affinché il campione raggiunga equilibrio stazionario. Dopo ciascun incremento, si deve esaminare accuratamente il campione per segni di rottura, snervamento o instabilità.
- (4) Si deve mantenere un diagramma del carico in funzione dello spostamento principale. Quando questo indichi una non linearità significativa, allora si dovranno ridurre gli incrementi del carico.
- (5) Quando si sia raggiunto il carico massimo per l'accettazione oppure della prova di resistenza, si deve mantenere questo carico ad un valore costante per almeno un'ora. Si faranno letture di carico e di spostamento ad intervalli di 15 min ed il carico verrà mantenuto costante finché non ci sia un incremento significativo nello spostamento durante un periodo di 15 min e sia trascorsa almeno 1 h.
- (6) Lo scarico dovrà essere completato con decrementi regolari, con letture dello spostamento prese a ciascuno stadio, ed ancora quando lo scarico è completato.
- (7) Quando i risultati delle prove vengono utilizzati per stabilire o confermare il comportamento di strutture o componenti simili, le proprietà dell'acciaio usato nei relativi casi, devono essere stabilite con prove su campioni per convalidare il confronto fra prove compiute su campioni diversi oppure in tempi diversi.
- (8) I campioni dovranno essere o ritagliati dopo la prova dalle medesime sezioni o piastre oppure recuperati da aree non snervate del campione.

Y 4. Procedimenti specifici per le prove

Y 4.1. Prova per l'accettazione

- (1) Questa prova è intesa come una prova non distruttiva per confermare il comportamento strutturale. Per l'accettazione il complesso dovrà essere in grado di sostenere il carico di prova dato in (3).
- (2) Si deve riconoscere che tale carico, applicato a certe strutture, può provocare distorsioni locali permanenti. Tali effetti non indicano necessariamente collasso strutturale nella prova di accettazione, ma deve essere stabilita, prima della prova, la possibilità che essi si verifichino.

(3) Il carico di prova per una prova di accettazione deve essere:

- 1,00 x (peso proprio efficace presente durante la prova);
- 1,15 x (rimanente del carico permanente);
- 1,25 x (carichi variabili).

(4) Il complesso dovrà soddisfare ai criteri seguenti:

- (a) deve mostrare comportamento sostanzialmente lineare sotto il carico di prova;
- (b) quando si toglie il carico di prova, lo spostamento residuo non deve superare il 20% del massimo registrato.
- (5) Se non sono soddisfatte le condizioni date in (4), la prova può venire ripetuta una sola volta. Il complesso deve mostrare comportamento sostanzialmente lineare sotto questa seconda applicazione del carico di prova ed il nuovo spostamento residuo non deve superare il 10% del massimo registrato durante la seconda prova.

Y 4.2. Prova di resistenza

- (1) La prova di resistenza viene usata per confermare la resistenza calcolata di una struttura o di un componente.
- (2) Quando si deve costruire un certo numero di elementi per un progetto comune e uno o più prototipi vengono provati per confermare la loro resistenza, gli altri possono essere accettati senza ulteriori prove, purché siano simili in tutti gli aspetti importanti ai prototipi; vedere Y 4.4.
- (3) Prima di eseguire la prova di resistenza, il campione deve essere prima sottoposto e soddisfare alla prova di accettazione descritta in Y 4.1.
- (4) Il carico di prova per una prova di resistenza deve essere basato sul carico di progetto calcolato per lo stato limite ultimo, quale è dato nel punto 2, per la combinazione appropriata di carichi permanenti e variabili.
- (5) La resistenza del complesso sotto prova dipenderà dalle proprietà del materiale. Le resistenze effettive allo snervamento di tutti i materiali di acciaio nel complesso devono essere determinate da prove su campioni.
- (6) Si deve ricavare il valore medio della resistenza f_{ym} allo snervamento da prove di questo tipo, tenendo in conto l'importanza di ciascun elemento nel complesso.
- (7) Il carico di prova $F_{test,s}$ (includendo il peso proprio) sarà determinato da:

$$F_{test,s} = \gamma_{M1} F_{Sd,ult} (f_{ym}/f_y) \quad [Y 1]$$

dove: $F_{Sd,ult}$ è il carico di progetto per lo stato limite ultimo.

- (8) A questo carico non ci dovrà essere collasso per instabilità oppure rottura di una parte qualsiasi del campione.
- (9) Quando si rimuove il carico di prova, lo spostamento si dovrà ridurre di almeno il 20%.

Y 4.3. Prova a collasso

- (1) Lo scopo di una prova a collasso è di determinare la resistenza di progetto a partire dalla resistenza effettiva ultima.
- (2) I modi effettivi di collasso e resistenza di un campione possono venire determinati solamente da una prova a collasso. Quando il campione non è richiesto per l'uso, può essere vantaggioso assicurarsi questa informazione ulteriore dopo una prova di resistenza.
- (3) In questa situazione è ancora opportuno compiere il ciclo di carico per le prove di accettazione e di resistenza. Si deve fare una stima della resistenza ultima prevista come base per tali prove.
- (4) Prima di una prova a collasso, il campione deve anzitutto soddisfare la prova di resistenza descritta in Y 4.2. Dove è stata stimata la resistenza ultima, si deve riconsiderare il suo valore alla luce del comportamento del campione nella prova di resistenza.
- (5) Durante una prova a collasso, si deve prima applicare il carico con incrementi fino al carico della prova di resistenza, come è specificato in Y 4.2. Successivi incrementi di carico devono allora venire determinati considerando il grafico principale.
- (6) La resistenza di prova $F_{\text{test.R}}$ al carico deve essere definita come quel carico per il quale il campione non è più in grado di sostenere un qualsiasi aumento nel carico.
- (7) A questo carico, è probabile che si sia verificata una estesa distorsione permanente ed in alcuni casi una deformazione estesa può definire il limite della prova.
- (8) Non si devono condurre meno di tre prove su campioni nominalmente identici.
- (9) Se la deviazione del risultato di una qualsiasi singola prova dal valore medio ottenuto da tutte le prove supera il 10%, si devono fare almeno sei prove. La determinazione della resistenza di progetto F_{Rd} verrà allora fatta in accordo con il metodo statistico dato nell'appendice Z (in preparazione).
- (10) Quando la deviazione dalla media non supera il 10%, si può determinare la resistenza di progetto da (11) a (14).
- (11) Purché vi sia un collasso duttile, la resistenza di progetto F_{Rd} può essere determinata da:

$$F_{\text{Rd}} = 0,9 F_{\text{test.R,min}} (f_y/f_{y\text{m}})/ \gamma_{M1} \quad [\text{Y } 2]$$

dove: $F_{\text{test.R,min}}$ è il minimo risultato di prova;

$f_{y\text{m}}$ è il valore medio della resistenza allo snervamento; vedere Y 4.2(6).

- (12) Nel caso di un collasso del tipo a rottura improvvisa ("fragile"), la resistenza di progetto può essere determinata da:

$$F_{\text{Rd}} = 0,9 F_{\text{test.R,min}} (f_y/f_{u\text{m}})/ \gamma_{M1} \quad [\text{Y } 3]$$

dove: $f_{u\text{m}}$ è il valore medio della resistenza ultima a trazione determinato nello stesso modo di $f_{y\text{m}}$; vedere Y 4.2(6).

- (13) Nel caso di un collasso del tipo a rottura improvvisa per instabilità ("fragile"), la resistenza di progetto dovrà essere determinata da:

$$F_{\text{Rd}} = 0,75 F_{\text{test.R,min}} (f_y/f_{y\text{m}})/ \gamma_{M1} \quad [\text{Y } 4]$$

- (14) Nel caso di collasso del tipo instabilità duttile, nel quale la snellezza relativa λ può essere determinata in modo affidabile, la resistenza di progetto può [in alternativa ad (11)] essere determinata da:

$$F_{Rd} = 0,9 F_{test,R,min} [(\chi f_y) (\chi_m f_{ym})] / \gamma_{M1} \quad [Y 5]$$

dove: χ è il coefficiente di riduzione per la relativa curva di instabilità (vedere 5.5.1);
 χ_m è il valore di χ quando la resistenza allo snervamento è f_{ym} .

Y 4.4. Prove di controllo

- (1) Quando un componente od un complesso vengono progettati sulla base di prove di resistenza o prove a collasso, quali quelle descritte in Y 4.2 e Y 4.3, e viene effettuata una produzione di tali elementi, si deve selezionare a caso un numero adeguato di elementi (non meno di due) da ciascun lotto della produzione.
- (2) I campioni devono essere esaminati accuratamente per assicurarsi che siano simili in tutti gli aspetti al prototipo provato, ponendo particolare attenzione a quanto segue:
 - (a) dimensioni dei componenti e dei collegamenti;
 - (b) tolleranze e qualità di esecuzione;
 - (c) qualità dell'acciaio usato, controllata facendo riferimento ai certificati di fabbrica.
- (3) Quando non sia possibile verificare le variazioni oppure gli effetti delle variazioni dal prototipo, una prova di accettazione deve essere condotta come una prova di controllo.
- (4) In questa prova di controllo, gli spostamenti devono essere misurati nelle medesime posizioni della prova di accettazione del prototipo. Lo spostamento massimo misurato non deve essere maggiore del 120% dello spostamento registrato durante la prova di accettazione sul prototipo e lo spostamento residuo non deve essere maggiore del 105% di quello registrato per il prototipo.

Y 4.5. Prove per determinare funzioni di resistenza e fattori di modello

- (1) Le funzioni di resistenza ed i fattori di modello possono essere valutati dai risultati di serie appropriate di prove per collasso.
- (1) Le funzioni di resistenza ed i fattori di modello possono essere valutati dai risultati di serie appropriate di prove per collasso.
- (2) La determinazione del valore di progetto per la resistenza deve essere in accordo con il metodo di valutazione dato nell'appendice Z (in preparazione).

Y 4.6. Altri procedimenti di prova

- (1) Per certi componenti strutturali, procedimenti specifici di prova sono dati nella relativa appendice all'Eurocodice oppure nelle norme di prodotto.
- (2) Ne sono esempi:
 - prove di nodi colonna-tronchetto per sezioni formate a freddo;
 - prove del coefficiente di scorrimento per collegamenti bullonati ad attrito;
 - prove di collegamenti semi-rigidi;
 - prove di connettori di taglio per costruzioni composite.
- (3) Si possono sviluppare e concordare fra cliente, progettista ed autorità competente procedure specifiche analoghe, in conformità ai principi dati nel punto 8 e compatibili con le direttive date in appendice Z (in preparazione).

**Eurocodice 3
Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici**

(UNI ENV 1993-1-1)

Approvazione del progetto di norma europea sperimentale ENV - Commissione "Ingegneria strutturale" dell'UNI: 24 apr. 1992.

Approvazione della versione in lingua italiana - Commissione "Ingegneria strutturale" dell'UNI: 4 giu. 1994.

Ratifica - Presidente dell'UNI, delibera del 20 giu. 1994.