

4 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato,

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al paragrafo 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici in N/mm^2 (Paragrafo 11.1).

Le classi di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1.

Sulla base della titolazione normalizzata vengono definiti i seguenti gruppi di classi di resistenza:

Tabella 4.1.I – Descrizione classi di resistenza

CLASSI DI RESISTENZA	
molto basse	da C8/10 a C12/15
basse	da C16/20 a C25/30
medie	da C30/37 a C45/55
alte	da C50/60 a C70/85

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella seguente tabella:

Tabella 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (punto 4.1.11)	Molto bassa
Per strutture semplicemente armate	Bassa
Per strutture precomprese	Media

Nel progetto delle strutture non è ammesso considerare classi di resistenza superiori a C70/85.

Per le classi di resistenza molto bassa, bassa e media, la resistenza caratteristica cubica R_{ck} (o cilindrica f_{ck}) deve essere controllata durante la costruzione con le modalità indicate nel Cap. 11.

Per la classe di resistenza alta, la resistenza caratteristica cubica R_{ck} (o cilindrica f_{ck}) e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato vanno accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

4.1.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Capitolo 2.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica;
- b) analisi anelastica non lineare.

I risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni critiche.

Quando rilevante, nelle analisi elastica ed anelastica sopra citate vanno inseriti gli effetti del secondo ordine (4.1.2.1.6.2).

4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.1.2.1.1 *Le resistenze di calcolo dei materiali*

In accordo con il Capitolo 11, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

4.1.2.1.1.1 *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_C è pari ad 1,5. Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo va ridotta a $0,8f_{cd}$.

Il coefficiente γ_C può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al punto 11.7.3.

4.1.2.1.1.2 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo,

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (11.1.10.2).

Il coefficiente γ_C assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo va ridotta a $0,80f_{ctd}$.

Il coefficiente γ_C può essere moltiplicato per il coefficiente riduttivo $\gamma_r = 0,9$ per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo di qualità continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al punto 11.7.3.

4.1.2.1.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

dove:

γ_S è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio,

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio,

per armature da precompressione la tensione convenzionale caratteristica di snervamento è data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tabella 11.2.VI.

Il coefficiente γ_S assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

Il valore di calcolo della resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} \text{ per } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

Nel caso di armature molto addensate, ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta con un fattore 1,5.

4.1.2.1.2 Calcolo della resistenza nei confronti di sollecitazioni di sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

4.1.2.1.2.1 Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza alta, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di

elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si deducono dai rispettivi diagrammi tensione-deformazioni;
- la rottura del calcestruzzo è determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- la rottura dell'armatura tesa è determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- la deformazione iniziale dell'armatura di precompressione è considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

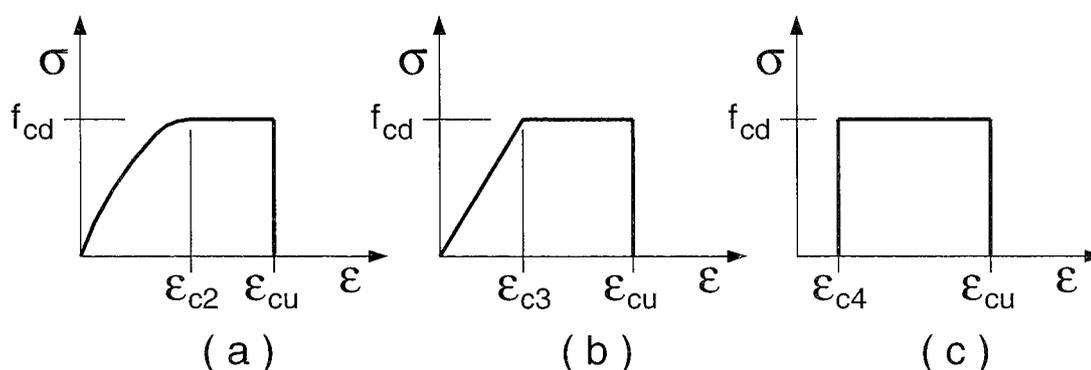


Figura 4.1.1 – Modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo

In Figura 4.1.1 sono rappresentati i modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi molto basse, basse e medie, si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% \qquad \epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,15\% \qquad \epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, la deformazione ultima a rottura si pone a ϵ_{c2} anziché a ϵ_{cu} .

4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t/f_y)_k$ (Tabelle 11.2.Ia-b).

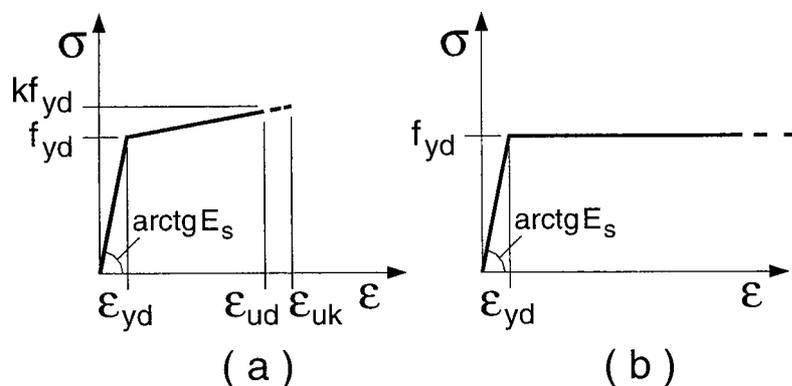


Figura 4.1.2– Modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio

In Figura 4.1.2 sono rappresentati i modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico e perfettamente plastico indefinito.

4.1.2.1.2.4 *Analisi della sezione*

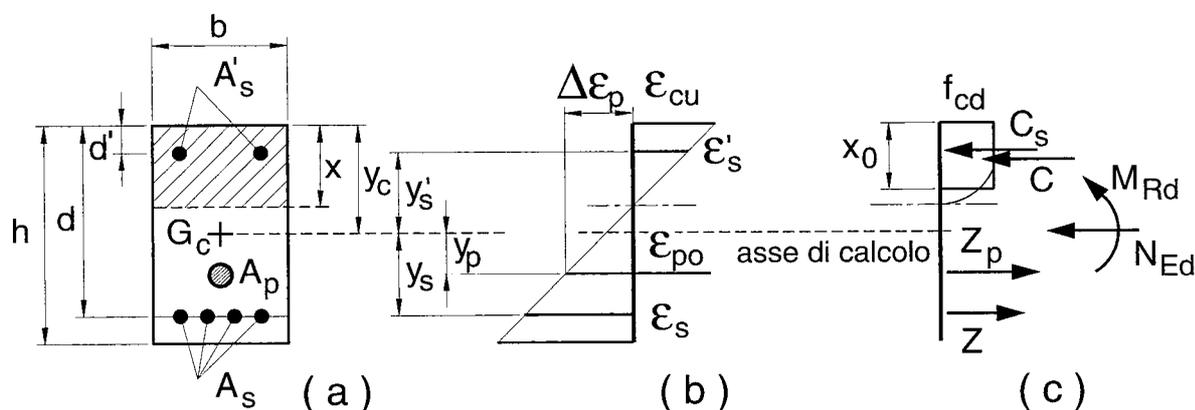


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Figura 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \varepsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

La posizione G_c dell'asse di calcolo è quella adottata nell'analisi strutturale per la valutazione degli sforzi agenti e può porsi nel baricentro della sezione geometrica del solo calcestruzzo.

Nel caso esemplificato in Figura 4.1.3, il momento resistente si valuta con

$$M_{Rd} = C(y_c - x_0/2) + C_s y'_s + Z y_s + Z_p y_p$$

dove

$C = bx_0f_{cd}$ risultante delle compressioni nel calcestruzzo

$C_s = A'_s \sigma'_s$ risultante delle compressioni nell'armatura superiore

$Z = A_s \sigma_s$ risultante delle trazioni nell'armatura inferiore

$Z_p = A_p \sigma_p$ risultante delle trazioni nel cavo di precompressione

Le tensioni σ'_s , σ_s , σ_p nelle armature si deducono dai corrispondenti diagrammi $\sigma - \varepsilon$ in base alle rispettive deformazioni. Nel caso queste superino il limite ε_{yd} di snervamento, con il modello elastico e perfettamente plastico indefinito le tensioni possono assumersi pari a f_{yd} .

La posizione x dell'asse neutro e la corrispondente estensione $x_0 = 0,8x$ dello "stress block" possono dedursi dall'equilibrio della sezione

$$C + C_s - Z - Z_p = N_{Ed}$$

che porta a

$$x_0 = \{N_{Ed} - A'_s \sigma'_s + A_s \sigma_s + A_p \sigma_p\} / (bf_{cd})$$

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = eN_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (h =altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove

$M_{E_{yd}}$, $M_{E_{zd}}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z ;

$M_{R_{yd}}$, $M_{R_{zd}}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed} / N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t f_{yd} / N_{Rcd}$$

$$\text{con } N_{Rcd} = A_c f_{cd}.$$

In mancanza di una specifica valutazione, con approssimazione a favore di sicurezza può porsi $\alpha = 1$.

4.1.2.1.3 *Calcolo delle resistenze nei confronti di sollecitazioni taglianti*

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza alta, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti, si devono prendere in esame i seguenti punti.

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \{0,18[1 + (200/d)^{1/2}](100\rho_l f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0,15\sigma_{cp}\} b_w d$$

dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi con

$$V_{Rd} = 0,7 b_w d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale la resistenza a "taglio trazione" si calcola con

$$V_{Rsd} = 0,9 d a_s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima la resistenza a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9d b_w f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove si è posto

d altezza utile della sezione;

b_w spessore d'anima;

a_s area d'armatura trasversale per unità di lunghezza di trave;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5f_{cd}$)

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione

$$\text{ctg } \theta_1 \leq \text{ctg } \theta$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione

$$\text{ctg } \theta_1 = \tau / \sigma_1$$

mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Nel caso di staffe trasversali ($\alpha = 90^\circ$) con non forti rapporti meccanici ($\omega_w \leq 0,5$), la resistenza a taglio si può valutare con

$$V_{Rd} = 0,9d a_s f_{yd} (\text{ctg } \theta_0)$$

dove

$$\text{ctg } \theta_0 = ((1 - \omega_w) / \omega_w)^{1/2}$$

$$\omega_w = a_s f_{yd} / (b_w f'_{cd})$$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionale, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_1 = 0,9 d (\text{ctg } \theta - \text{ctg } \alpha) / 2 \geq 0$$

4.1.2.1.3.3 *Casi particolari*

Componenti trasversali

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi da precompressione inclinati, il taglio di calcolo viene assunto pari a:

$$V_{Ed} = V_d + V_{md} + V_{pd}$$

dove:

- V_d = valore di calcolo del taglio dovuto ai carichi esterni;
 V_{md} = componenti di taglio dovute all'inclinazione dei lembi della membratura;
 V_{pd} = valore di calcolo della componente di taglio dovuta alla precompressione.

Carichi in prossimità degli appoggi

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza $a_v \leq 2d$ dall'appoggio stesso si potrà ridurre nel rapporto $a_v/2d$, con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio sia prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;
- nel caso di appoggio intermedio l'armatura di trazione all'appoggio sia prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con $a_v \leq 2d$.

Carichi appesi o indiretti

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere opportunamente adeguate.

4.1.2.1.3.4 Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si deve verificare la lastra nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.

Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

4.1.2.1.4 Calcolo della resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica di resistenza nei riguardi delle sollecitazioni torcenti. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) per sezioni piene si pone con

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

La resistenza torsionale si riferisce ad un profilo periferico chiuso di spessore

$$t = A_c/u$$

dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con

$$T_{Rsd} = 2Aa_s f_{yd} \text{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con

$$T_{Rld} = 2Aa_l f_{yd} / \text{ctg} \theta$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle due sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rsd}, T_{Rld})$$

dove si è posto

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

a_s area della staffa per unità di lunghezza della trave;

a_l area dell'armatura longitudinale per unità di lunghezza del profilo periferico.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura può porsi $\text{ctg} \theta = (a_l/a_s)^{1/2}$.

Per sezioni cave con profilo chiuso di spessore t , va aggiunto il calcolo della resistenza riferita al calcestruzzo compresso

$$T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} \text{ctg} \theta / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

In ogni caso le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Nel caso di elementi per i quali lo schema resistente di traliccio periferico non sia applicabile, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa a causa della sollecitazione flettente, l'armatura longitudinale di torsione va di regola aggiunta a quella richiesta per resistere alla flessione e allo sforzo normale;
- nella zona compressa a causa della sollecitazione flettente, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio, sommando o sottraendo su ogni lato le aree richieste sulla base del verso dei relativi flussi.

L'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto uguale per le due verifiche di taglio e torsione.

4.1.2.1.5 *Calcolo delle resistenze per elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi*

Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (R_s);
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso (R_c);
- ancoraggio delle armature (R_b).

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze $R_b > R_c > R_s$.

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di calcestruzzo, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali.

Particolare cautela dovrà essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

4.1.2.1.6 *Indicazioni specifiche relative a pilastri*

4.1.2.1.6.1 *Pilastri cerchiati*

Per elementi prevalentemente compressi, armati con barre longitudinali disposte lungo una circonferenza e racchiuse da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro inscritto dal nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di calcestruzzo confinato del nucleo e dell'armatura longitudinale, dove la resistenza del nucleo di calcestruzzo confinato può esprimersi come somma di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato più il contributo di una armatura fittizia longitudinale di peso eguale alla spirale.

Il contributo dell'armatura fittizia non deve risultare superiore a quello dell'armatura longitudinale, mentre la resistenza globale così valutata non deve superare il doppio di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato.

4.1.2.1.6.2 *Verifiche di stabilità per elementi snelli*

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere con adeguatezza il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. A favore di sicurezza il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori al 10 % dei corrispondenti effetti del primo ordine. Criteri semplificati sono dati qui nel seguito.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove

$\nu = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0,7 \leq C \leq 2,7$);

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro preso positivo se i momenti tendono entrambi le fibre dalla stessa parte (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Effetti globali negli edifici

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{Ed} \leq 0,31 \frac{n}{n + 1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

dove:

P_{Ed} è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

E_{cd} è il valore di calcolo del modulo elastico del calcestruzzo definito in 4.1.2.1.6.3;

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato degli elementi di controvento.

4.1.2.1.6.3 Metodi di verifica

Per la verifica di stabilità si calcolano le sollecitazioni sotto le azioni di progetto risolvendo il sistema delle condizioni di equilibrio comprensive degli effetti del secondo ordine e verificando di seguito la resistenza delle sezioni come precisato ai precedenti punti del presente paragrafo 4.1.2.1.

Per i pilastri compressi di telai a nodi fissi, non altrimenti soggetti ad esplicite azioni flettenti, va inserita nel modello di calcolo una deviazione di rettilineità pari a 1/300 della loro altezza.

Analisi anelastica

Il sistema risolvete si imposta assumendo adeguati modelli non lineari di comportamento dei materiali basati sui seguenti parametri:

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo;

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ modulo elastico di calcolo del calcestruzzo valutato con $\gamma_{CE} = 1,2$;

φ coefficiente di viscosità del calcestruzzo;

f_{yk} tensione di snervamento caratteristica dell'armatura;

E_s modulo elastico dell'armatura.

Oltre al metodo generale basato sull'integrazione numerica delle curvature, si possono utilizzare metodi di elaborazione algebrizzati basati sulla concentrazione dell'equilibrio nelle sezioni critiche (per esempio il metodo della colonna modello) per i quali si rimanda a documenti di comprovata validità.

Analisi elastica

In via semplificata si può impostare il sistema risolvibile in forma pseudolineare, utilizzando i coefficienti elastici corretti con i contributi del 2° ordine, una rigidità flessionale delle sezioni che trascura le armature

$$EI = \frac{0,3}{1 + 0,5 \varphi} E_{cd} I_c$$

dove I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurata, e sovrapponendo gli effetti flessionali a parità di sforzi assiali.

Per i coefficienti elastici corretti si possono utilizzare le espressioni linearizzate nella variabile N_{Ed} (sforzo assiale dell'elemento).

4.1.2.1.7 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il conglomerato cementizio

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali e di confinamento.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri con un minimo di 150 mm.

Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

4.1.2.1.8 Verifica a fatica

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale possono provocare fenomeni di fatica, le verifiche di resistenza dovranno essere condotte secondo affidabili modelli tratti da documentazione di comprovata validità.

4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

4.1.2.2.1 Generalità

Si devono effettuare, di regola, le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

4.1.2.2.2 *Verifica di deformabilità*

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche funzionali ed estetiche.

Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

4.1.2.2.3 *Verifica delle vibrazioni*

Quando necessario:

- al fine di assicurare accettabili livelli di comfort (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- In tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature,

si effettuerà la verifica delle vibrazioni.

4.1.2.2.4 *Verifica di fessurazione*

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

4.1.2.2.4.1 *Definizione degli stati limite di fessurazione*

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

dove f_{ctm} è definito in 11.1.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.2 *Combinazioni di azioni*

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;

- combinazioni frequenti.

4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE ^
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3

^Si riferiscono alle classi definite in UNI EN 206-1.

4.1.2.2.4.4 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure		ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione			

w_1, w_2, w_3 sono definiti al punto 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al punto 4.1.2.2.4.6.

4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tabella 4.1.IV.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad una massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

4.1.2.2.5 *Verifica delle tensioni di esercizio*

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristiche e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 *Verifica della tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{array}{ll} \sigma_c < 0,60 f_{ck} & \text{per combinazione caratteristica (rara)} \\ \sigma_c < 0,45 f_{ck} & \text{per combinazione quasi permanente} \end{array}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti allo 0,8.

4.1.2.2.5.2 *Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Capitolo 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni caratteristiche deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$$

4.1.3 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.1.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,2$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

Per la valutazione della resistenza degli elementi strutturali, si rimanda ai punti 4.1.2.1.2, 4.1.2.1.3, 4.1.2.1.4, 4.1.2.1.5, 4.1.2.1.6 e 4.1.2.1.7.

4.1.5 VERIFICHE MEDIANTE PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo norme di comprovata validità.

4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

4.1.6.1 Elementi monodimensionali: Travi e pilastri

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

Dette indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in zona sismica.

4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 b_t d$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima

d è l'altezza utile della sezione

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita in 11.1.10.2

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque interasse non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore al maggiore dei due valori seguenti

$$A_{s,\min} = (0,10 N_{Ed}/f_{yd}) \quad 0,003 A_c$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento)

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo

A_c è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/3 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il punto 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo fresco attraverso i ferri, il copriferro e l'interferro delle armature deve essere rapportato alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- manicotto filettato o presso-estruso. Tale tipo di giunzione deve essere preventivamente validata mediante prove sperimentali.

4.1.7 ESECUZIONE

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle specifiche di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali. Si potrà a tal fine fare utile riferimento alla norma UNI EN 13670-1 "Esecuzione di strutture in calcestruzzo – Requisiti comuni".

4.1.8 NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili...) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine (cavi non aderenti), si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti per i quali si potrà fare riferimento ad UNI EN 1992-1-1.

Nel caso sia prevista la parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, particolare attenzione deve essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

4.1.8.1 Valutazione della sicurezza - Norme di calcolo

4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Vale quanto stabilito al punto 4.1.2.1.

In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà un valore di calcolo della forza di precompressione con $\gamma_p = 1,2$.

4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio

Vale quanto stabilito al punto 4.1.2.2. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio.

Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese, valgono le prescrizioni riportate al punto 4.1.2.2.5.

4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute

Vale quanto stabilito al punto 4.1.2.2.5.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj}$$

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali σ_c prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$$

Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.

4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al punto 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk} & \text{per armatura post-tesa} \\ \sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} & \text{per armatura pre-tesa} \end{array}$$

ove si sostituisca $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a $f_{p(0,1)k}$ se del caso.

4.1.8.2 Dettagli costruttivi per il cemento armato precompresso

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso, ai punti seguenti del presente paragrafo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso sia prevista la parzializzazione della sezione in esercizio, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata.

4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $1,5 b \text{ mm}^2$ al metro, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al punto 4.1.2.1.3.

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al punto 4.1.2.1.4.

4.1.8.3 Esecuzione delle opere in calcestruzzo armato precompresso

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al punto 4.1.6.1.3.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere ricoperti con adeguato materiale protettivo.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito.

La distanza minima netta tra le guaine deve essere commisurata sia alla massima dimensione dell'aggregato impiegato sia al diametro delle guaine stesse in relazione rispettivamente ad un

omogeneo getto del calcestruzzo fresco ed al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante l'iniezione di adeguati materiali atti a prevenire la corrosione ed a fornire la richiesta aderenza.

Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

4.1.9 NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale.

4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in calcestruzzo armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i blocchi in laterizio hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio. Essi si suddividono in blocchi collaboranti e non collaboranti.

Nel caso di blocchi non collaboranti la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al calcestruzzo ed alle armature ordinarie e/o di precompressione. Nel caso di blocchi collaboranti questi partecipano alla resistenza in modo solidale con gli altri materiali.

Indicazioni applicative e dettagli costruttivi sono dati nell'Allegato B.

4.1.9.2 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio

Possono utilizzarsi per realizzare i solai misti di calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso anche blocchi diversi dal laterizio con sola funzione di alleggerimento.

I blocchi in calcestruzzo leggero di argilla espansa, calcestruzzo normale sagomato, polistirolo, materie plastiche, elementi organici mineralizzati ecc, devono essere dimensionalmente stabili e non fragili e capaci di seguire le deformazioni del solaio.

Rimangono valide tutte le indicazioni applicative date nell'Allegato B.

4.1.9.3 Solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui al presente paragrafo 4.1.

Oltre a quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati, sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. In assenza di soletta collaborante armata o in difformità rispetto alle prescrizioni delle specifiche norme tecniche europee, l'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare una ridistribuzione trasversale dei carichi è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistente principale.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

4.1.10 NORME COMPLEMENTARI RELATIVE ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE

Formano oggetto del presente capitolo i componenti strutturali prefabbricati in calcestruzzo armato, normale o precompresso (nel seguito detti componenti) che rispondono alle specifiche prescrizioni del presente paragrafo 4.1, e che, singolarmente o assemblati tra di loro ovvero con parti costruite in opera, siano utilizzati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Rientrano nel campo di applicazione delle presenti norme i componenti prodotti in stabilimenti permanenti o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, ovvero realizzati a pié d'opera.

Componenti di serie devono intendersi unicamente quelli prodotti in stabilimenti permanenti, con tecnologia ripetitiva e processi industrializzati in tipologie predefinite per campi dimensionali e tipi di armature.

Di produzione occasionale si intendono i componenti prodotti senza il presupposto della ripetitività tipologica e destinati in modo specifico ad una determinata opera e per questa progettati.

Il componente deve garantire i livelli di sicurezza e prestazione sia come componente singolo, nelle fasi transitorie di sformatura, movimentazione, stoccaggio, trasporto e montaggio, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale una volta installato in opera.

I componenti in possesso di attestato di conformità secondo una specifica tecnica europea elaborata ai sensi della direttiva 89/106/CEE (marcatura CE) ed i cui riferimenti sono pubblicati sulla gazzetta ufficiale dell'Unione Europea sono intesi aver con ciò assolto ogni requisito procedurale di cui al presente capitolo.

Nota: I requisiti procedurali assolti qui sopra citati si riferiscono al deposito ai sensi dell'art. 9 della Legge 05.11.71 n. 1086 ed alla certificazione di idoneità di cui agli artt.1 e 7 della Legge 2.2.74 n. 64, così come previsto al punto 4.1.10.2.1. Si riferiscono ancora all'autorizzazione di cui al punto 4.1.10.2.2 ed alla qualificazione preventiva di cui al punto 4.1.10.1. Resta l'obbligo del deposito del progetto presso l'Ufficio del Genio Civile.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti 11.7.2, 11.7.3.4 e 11.7.5 delle presenti Norme Tecniche.

4.1.10.1 Prodotti prefabbricati

I componenti devono essere realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione ed i produttori di componenti occasionali, in serie dichiarata ed in serie controllata devono altresì provvedere alla preventiva qualificazione del sistema di produzione, con le modalità indicate nel punto 11.7.

Per componenti realizzati con calcestruzzi di classe alta va effettuata una sperimentazione preventiva sulla qualità del calcestruzzo stesso come indicato al paragrafo 4.1.

4.1.10.2 Prodotti prefabbricati in serie

Rientrano tra i prodotti prefabbricati in serie:

- i componenti di serie per i quali è stato effettuato il deposito ai sensi dell'art. 9 della Legge 05.11.71 n. 1086;

- i componenti per i quali è stata rilasciata la certificazione di idoneità ai sensi degli artt. 1 e 7 della Legge 02.02.74 n. 64;
- ogni altro componente compreso nella definizione nel 3° comma del punto 4.1.10.

4.1.10.2.1 *Prodotti prefabbricati in serie dichiarata*

Rientrano in serie dichiarata i componenti di serie che, pur appartenendo ad una tipologia predefinita, vengono progettati di volta in volta su commessa per dimensioni ed armature (serie tipologica).

Per le tipologie predefinite il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al punto 11.7, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto tipo presso il Ministero delle Infrastrutture – Servizio Tecnico Centrale.

Nota: Per ogni singola costruzione lo specifico progetto dei componenti prodotti in serie dichiarata dovrà essere allegato alla documentazione depositata presso l'Ufficio del genio civile.

Rientrano altresì in serie dichiarata i componenti di serie costituiti da un tipo compiutamente determinato, predefinito in dimensioni ed armature sulla base di un progetto depositato (serie ripetitiva).

Per ogni tipo di componente, o per ogni famiglia omogenea di tipi, il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al punto 11.7, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto specifico presso il Ministero delle Infrastrutture – Servizio Tecnico Centrale.

Nota: Per ogni singola costruzione sarà sufficiente allegare alla documentazione depositata presso l'Ufficio del genio civile gli estremi del deposito dei componenti di serie controllata in essa utilizzati.

4.1.10.2.2 *Prodotti prefabbricati in serie controllata*

Per serie controllata si intende la produzione di serie che, oltre ad avere i requisiti specificati per la serie dichiarata, sia eseguita con procedure che prevedono verifiche sperimentali su prototipo, come specificato al punto 11.7.

Devono essere prodotti in serie controllata:

- i componenti costituiti da assetti strutturali non consueti (voltine scatolari,...);
- i componenti realizzati con l'impiego di calcestruzzi speciali (fibrorinforzati, aerati, ...);
- i componenti armati o precompressi con spessori inferiori a 40 mm;
- i componenti il cui progetto sia redatto su modelli di calcolo non previsti dalle presenti Norme Tecniche.

Per i componenti ricadenti in uno dei casi sopra elencati, è obbligatorio il rilascio preventivo dell'autorizzazione alla produzione, secondo le procedure di cui al punto 11.7.4.3.

4.1.10.3 *Responsabilità e competenze*

I componenti prodotti negli stabilimenti permanenti devono essere realizzati sotto la responsabilità di un Direttore tecnico dello stabilimento, dotato di adeguata abilitazione professionale, che assume le responsabilità proprie del Direttore dei lavori.

I componenti di produzione occasionale devono inoltre essere realizzati sotto la vigilanza del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

I funzionari del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. potranno accedere anche senza preavviso agli stabilimenti di produzione dei componenti prefabbricati per l'accertamento del rispetto delle presenti norme.

4.1.10.4 Prove su componenti

Per verificare le prestazioni di un nuovo prodotto o di una nuova tecnologia produttiva ed accertare l'affidabilità dei modelli di calcolo impiegati nelle verifiche di resistenza, prima di dare inizio alla produzione corrente è opportuno eseguire delle prove di carico su di un adeguato numero di prototipi al vero, portati fino a rottura.

Tali prove sono obbligatorie, in aggiunta alle prove correnti sui materiali di cui al Capitolo 11, per le produzioni in serie controllata.

4.1.10.5 Norme complementari

Le verifiche del componente vanno fatte con riferimento al livello di maturazione e di resistenza raggiunto, controllato mediante prove sui materiali di cui al punto 11.7.3.1 ed eventuali prove su prototipo prima della movimentazione del componente e del cimento statico dello stesso.

I dispositivi di sollevamento e movimentazione debbono essere esplicitamente previsti nel progetto del componente strutturale e realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le sollecitazioni previste.

Il copriferro degli elementi prefabbricati deve rispettare le regole generali di cui al presente paragrafo 4.1.

4.1.10.5.1 Appoggi

Per i componenti appoggiati in via definitiva, particolare attenzione va posta alla posizione e dimensione dell'apparecchio d'appoggio, sia rispetto alla geometria dell'elemento di sostegno, sia rispetto alla sezione terminale dell'elemento portato, tenendo nel dovuto conto le tolleranze dimensionali e di montaggio e le deformazioni per fenomeni reologici e/o termici.

I vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e se necessario, validati attraverso prove sperimentali.

In zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata all'attrito conseguente ai carichi gravitazionali.

Gli appoggi scorrevoli devono essere dimensionati in modo da consentire gli spostamenti relativi previsti senza perdita della capacità portante.

4.1.10.5.2 Realizzazione delle unioni

Le unioni devono avere resistenza e deformabilità coerenti con le ipotesi progettuali.

4.1.10.5.3 Tolleranze

Il progetto deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente. Il componente, che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere consegnato in cantiere per l'utilizzo nella costruzione solo dopo preventiva specifica da parte del Direttore dei lavori.

Il progetto dell'opera deve altresì tener conto delle tolleranze di produzione, tracciamento e montaggio assicurando un coerente funzionamento del complesso strutturale.

Il montaggio dei componenti ed il completamento dell'opera devono essere conformi alle previsioni di progetto. Nel caso si verificassero delle non conformità, queste devono essere analizzate dal Direttore dei lavori nei riguardi delle eventuali necessarie misure correttive.

4.1.11 CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità è minore dello 0.1% dell'area della sezione stessa e la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di conglomerato è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

4.1.11.1 Valutazione della sicurezza – norme di calcolo

Nelle verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si deve trascurare la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni di compressione che insorgono nel calcestruzzo per effetto delle azioni di calcolo sotto la combinazione rara risultino minori della seguente tensione:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0,30 f_{ck} && \text{per calcestruzzo debolmente armato} \\ \sigma_c &= 0,25 f_{ck} && \text{per calcestruzzo non armato} \end{aligned}$$

Le verifiche a taglio si intendono soddisfatte quando le tensioni tangenziali massime valutate per combinazione rara sono inferiori al valore limite di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \tau_c &= 0,25 f_{ctk} && \text{per calcestruzzo debolmente armato} \\ \tau_c &= 0,21 f_{ctk} && \text{per calcestruzzo non armato} \end{aligned}$$

4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI

Il presente capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri minerali, artificiali o naturali, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

Le classi di densità e di resistenza normalizzate sono quelle definite nella UNI EN 206-1.

Sulla base della titolazione normalizzata come definita in 4.1 per il calcestruzzo di peso normale, vengono definiti i seguenti gruppi di classi di resistenza.

Tabella 4.1.V – Descrizione classi di resistenza

Classi di resistenza	
Molto basse	Da LC 8/9 a LC 12/13
Basse	Da LC 16/18 a LC 20/22
Medie	Da LC 25/28 a LC 35/38
Alte	Da LC 40/48 a LC 55/60

I calcestruzzi delle diverse classi trovano impiego secondo quanto riportato nella Tabella 4.1.II.

Nel progetto delle opere strutturali non è ammesso considerare classi di resistenza superiori a LC 55/60.

Valgono le specifiche prescrizioni sul controllo della qualità date in 4.1 e in 11.1.

4.1.12.1 Norme di calcolo

Per il progetto delle strutture in calcestruzzo di aggregati leggeri valgono in genere le norme date nei paragrafi da 4.1.1 a 4.1.11, con la resistenza a trazione di calcolo pari a

$$f_{ctd}=0,85 f_{ctk}/\gamma_C$$

Per ogni indicazione applicativa si potrà fare utile riferimento alla sezione 11 di EN 1992-1-1.

4.1.13 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo, effettuate nel dominio delle resistenze come indicato in 3.6.1, potranno eseguirsi con riferimento a EN 1992-1-2.

4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di acciaio per le quali non esista una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel capitolo 11.2.

4.2.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel capitolo 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti.

4.2.1.1 Stati limite

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- *stato limite di equilibrio,*
- *stato limite di collasso,*
- *stato limite di fatica,*

Gli stati limite di esercizio da verificare sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento,*
- *stato limite di vibrazione,*
- *stato limite di plasticizzazioni locali,*
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza.*

4.2.2 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di dimostrata validità.

4.2.2.1 Tipologia delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

essendo θ_r e θ_y rispettivamente le curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

classe I quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al punto 4.2.2.3. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 5$.

- classe 2* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 2,5$.
- classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.
- classe 4* quando è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*.

Ai fini delle applicazioni si può fare riferimento alle indicazioni di normative di dimostrata validità.

4.2.2.1.1 Regole applicative – classificazione delle sezioni

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti tabelle 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

Tabella 4.2.I

Internal compression parts						
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	...
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	...

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma < f_y$ or the tensile strain $\epsilon_t > f_y/E$

Tabella 4.2.II

parts

		Outstand flanges			
		Rolled sections		Welded sections	
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
		Tip in compression		Tip in tension	
Stress distribution in parts (compression positive)					
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Stress distribution in parts (compression positive)					
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75

Tabella 4.2.III

parts

		Angles			
Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)				Does not apply to angles in continuous contact with other components	
Class	Section in compression				
Stress distribution across section (compression positive)					
3	$h/t \leq 15\epsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$				
		Tubular sections			
Class	Section in bending and/or compression				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56

4.2.2.2 Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione può determinarsi con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi alle sezioni efficaci nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Il metodo può applicarsi a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

4.2.2.3 Analisi globale

L'analisi globale della struttura può essere condotta con:

Metodo elastico (E)

Metodo plastico (P)

Metodo elasto-plastico (EP)

Le alternative possibili per l'analisi strutturale e per le verifiche delle sezioni sono riassunte nella seguente Tabella 4.2-IV.

Tabella 4.2 - IV

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte ^(*)
(E)	(EP)	tutte ^(*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(EP)	(EP)	tutte
(P)	(P)	compatte di classe 1

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente è calcolata con riferimento alla sezione efficace.

4.2.2.4 Effetti delle deformazioni

Per quanto riguarda la geometria di riferimento, l'analisi strutturale può essere condotta con la:

- teoria del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- teoria del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni e sulle condizioni di instabilità della struttura.

4.2.3 VERIFICHE

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel capitolo 2.

Il calcolo dovrà condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in 4.2.2.

4.2.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.2.3.1.1 Resistenza e stabilità delle membrature

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza della membratura,

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Qualora si faccia riferimento ai modelli di resistenza di EN 1993-1-1 ed agli acciai dal grado S 235 al grado S 420 compresi, di cui al cap 11.2, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tab. 4.2 – V.

Tabella 4.2 – V

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza delle membrature nei riguardi dei fenomeni di instabilità	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza nei riguardi delle fratture delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Qualora si faccia riferimento alle indicazioni di EN 1993-1-1 per valutare la stabilità di membrature compresse, inflesse e presso-inflesse, si adotta il fattore parziale γ_{M1} indicato in tab. 4.2 – V.

Per trattare fenomeni di instabilità che interessano elementi bidimensionali (lastre, piastre e gusci) si deve fare riferimento a normative di dimostrata validità.

Per la resistenza a fatica si veda il par. 4.2.3.1.2.; per la resistenza dei collegamenti si veda il par.4.2.7.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.3.1.2 Resistenza di cavi, barre e funi

La verifica di cavi, barre e funi dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, sia per i dettagli costruttivi e potrà essere condotta con

riferimento a specifiche indicazioni contenute in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.3.1.3 *Resistenza degli apparecchi di appoggio*

Le verifiche degli apparecchi di appoggio devono essere condotte tenendo conto della specificità dei materiali impiegati e della tipologia delle apparecchiature.

Si potrà fare riferimento a modelli di calcolo contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.3.1.4 *Stato limite di fatica*

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M$$

essendo

Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_f = 1$,

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_M il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2 – VI.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è di regola necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Nel caso dei ponti gli spettri dei carichi da impiegare per le verifiche a fatica sono fissati nel Capitolo 5 delle presenti norme.

Si possono utilizzare due criteri di valutazione della resistenza a fatica, che si applicano rispettivamente alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica ed alle strutture sensibili alla rottura per fatica.

- Il *Criterio del danneggiamento accettabile*, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:
 - dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali cricche presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
 - disposizioni costruttive che permettano la ridistribuzione degli sforzi;
 - dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle cricche;
 - dettagli facilmente ispezionabili;
 - prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e correggere le eventuali cricche.
- Il *Criterio della vita utile a fatica*, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:
 - dettagli costruttivi e livelli di sforzo tali da garantire, per la vita a fatica prevista della costruzione, gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche agli stati limite ultimi, indipendentemente da procedure di ispezione e manutenzione durante la vita di esercizio.

Tabella 4.2 – VI

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale cricca.

Nel caso di dettagli costruttivi, per i quali sia reperibile, nelle normative di dimostrata validità, la curva S-N di resistenza a fatica, le escursioni tensionali saranno riferite alle *tensioni nominali*.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle *tensioni geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale cricca, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici.

4.2.3.1.5 Regole applicative – resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di fare riferimento alle proprietà geometriche efficaci (area, momenti di inerzia, ecc.) per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_y / \gamma_{M0})^2,$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale in direzione longitudinale nel punto in esame;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale in direzione trasversale nel punto in esame;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le azioni interne applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità. Nel seguito vengono riportati alcuni esempi applicativi.

Trazione

L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.$$

dove la resistenza di calcolo $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda

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

b) la resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_t}{\gamma_{M2}}$$

cioè deve essere:

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} , N_{u,Rd}).$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come nel progetto sismico, la resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$ deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} .$$

Compressione

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purchè in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento.

Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

per le sezioni di classe 3 e 4 rispettivamente $W_{el,min}$ e $W_{eff,min}$ sono i moduli di resistenza a flessione minimi, relativi alle fibre maggiormente sollecitate in campo elastico.

Per la flessione biassiale si veda più oltre.

È possibile non tener conto della presenza dei fori per gli eventuali collegamenti bullonati o chiodati se, nelle parti tese, la resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$ risulta minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} .$$

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.$$

dove $V_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Nel caso di calcolo plastico, per sezioni di classe 1 e 2, la resistenza di calcolo $V_{pl,Rd}$ vale:

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

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f ;$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f ;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere:

$$A_v = A - h_w t_w ;$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) ;$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali,

h_w è l'altezza dell'anima,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

Flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2 V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_y$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza di calcolo a flessione retta è data da:

$$M_{c,Rd} = \frac{\left[W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$$

Presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza di calcolo a flessione retta è data da:

$$M_{N,y,Rd} = M_{c,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a)$$

con la limitazione:

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd} ;$$

per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza di calcolo a flessione retta è data da:

$$\text{per } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} ;$$

$$\text{per } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{c,z,Rd} \left[1 - \frac{(n-a)^2}{(1-a)} \right] ;$$

avendo posto:

$$n = N_{ed} / N_{pl,Rd} ,$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A$$

e dove:

A è l'area lorda della sezione,
 b è la larghezza delle ali,
 t_f è lo spessore delle ali.

Presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza è data da:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 ;$$

con $5 n \geq 1$ essendo $n = N_{ed} / N_{pl,Rd}$.

4.2.3.1.6 Regole applicative –stabilità delle aste compresse

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta in un suo piano principale di inerzia il rapporto

$$\lambda = l_0 / i$$

dove:

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano principale considerato,
 i è il raggio principale d'inerzia della sezione che giace nello stesso piano in cui si valuta l_0 .

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di circa 200 per le membrature principali ed a circa 250 per le membrature secondarie.

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Dovrà essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.$$

dove:

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$ è l'azione di compressione critica che provoca il collasso elastoplastico per inflessione dell'asta nel piano considerato.

L'azione di compressione critica $N_{b,Rd}$ è data da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3;}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

I coefficienti $\chi = 1/\omega$ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono da appositi diagrammi, tabelle o formulazioni analitiche. Si possono adottare a tale scopo le indicazioni delle normative di comprovata validità EN 1991-1-1 oppure CNR 10011/97.

4.2.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.2.3.2.1 Definizioni degli spostamenti

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

essendo (fig. 4.2.1.):

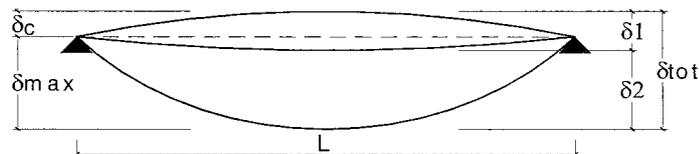


Figura 4.2.1.

δ_C la montatura iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato dalla montatura iniziale = $\delta_{tot} - \delta_C$.

4.2.3.2.2 Spostamenti verticali

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i limiti per δ_{max} e δ_2 sono da assumersi per combinazioni caratteristiche delle azioni, pari a frazioni della luce L del modello di calcolo o, nel caso di mensole, pari al doppio della loro lunghezza.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti verticali (δ_{\max} spostamento nello stato finale; δ_2 variazione dovuta all'applicazione dei carichi variabili) indicati nella tabella 4.2-VII.

Tabella 4.2 – VII

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

4.2.3.2.3 *Spostamenti laterali*

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali (Δ spostamento orizzontale in sommità; δ spostamento relativo di piano – fig. 4.2.2.) indicati in tabella 4.2-VIII.

Tabella 4.2 – VIII

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

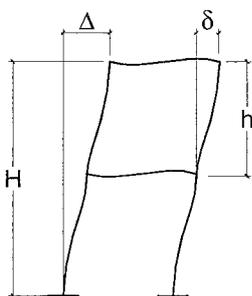


Figura 4.2.2.

4.2.3.2.4 Stato limite di deformazioni delle anime

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambiamenti di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

4.2.3.2.5 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

4.2.3.2.5.1 Edifici

Nel caso di solai praticati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di solai soggetti a movimenti ciclici la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

4.2.3.2.5.2 Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di dimostrata validità.

4.2.3.2.5.3 *Oscillazioni prodotte dal vento*

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni nel piano che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

4.2.3.2.6 *Stato limite di plasticizzazioni locali*

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue (dovute a processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura) produca concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate. Queste non influenzano la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati limite ultimi.

Inoltre i criteri di cui al par. 4.2.3.1.1.2. tengono conto dell'influenza di questi parametri nei riguardi dell'instabilità delle membrature.

In presenza di fenomeni di fatica a basso numero di cicli ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche.

4.2.3.2.7 *Scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*

Si rinvia al successivo par. 4.2.7.2.

4.2.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata nel tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.2.5 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

4.2.6 PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo normative di dimostrata validità.

4.2.7 COLLEGAMENTI

4.2.7.1 **Generalità**

Si considerano collegamenti con bulloni, chiodi e perni e collegamenti saldati soggetti a carichi statici e a carichi di fatica.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in 4.2.2. Nel caso di collegamenti semirigidi si considerano anche gli effetti del secondo ordine, delle imperfezioni e della deformabilità dei collegamenti nel caso di collegamenti semi-rigidi.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti il collegamento a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza dei singoli elementi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione non superino la capacità di deformazione dei singoli elementi del collegamento.

4.2.7.2 Collegamenti con bulloni, chiodi e perni soggetti a carichi statici

4.2.7.2.1 Generalità

I collegamenti con bulloni si distinguono in “non precaricati” e in “precaricati”.

I collegamenti con chiodi si considerano “non precaricati” e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

4.2.7.2.2 Collegamenti con Bulloni e Chiodi a Taglio

Nei collegamenti con bulloni “non precaricati” si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9 di cui al Cap. 11.2.4.6.

Nei collegamenti con bulloni “precaricati” si devono impiegare viti delle classi 8.8 e 10.9 di cui al Cap. 11.2.4.6.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8 si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2-IX.

Tabella 4.2 – IX

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento	$\gamma_{M3} = 1,25$
per connessioni miste o connessioni sottoposte a carichi ciclici	
per altre situazioni di progetto	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone.

In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone e adottando un coefficiente di attrito pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco,
- 0,30 in tutti gli altri casi,

con tolleranze foro-bullone che rispettino le limitazioni di cui al successivo par. 4.2.8.4.

4.2.7.2.3 Collegamenti con Bulloni e Chiodi a Trazione

Nei bulloni precaricati, per effetto della trazione applicata, si ha una riduzione delle pressioni di contatto tra gli elementi collegati e di questo bisogna tenere conto nella determinazione della forza tagliente trasmissibile per attrito.

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni e dei chiodi, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2 – IX.

Nel caso di presenza contemporanea di taglio e trazione, la resistenza ultima dei bulloni e dei chiodi si verifica adottando formule di interazione lineare o non lineare reperibili in normative di dimostrata validità.

4.2.7.2.4 Collegamenti con Perni

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti. Qualora si preveda la sostituzione del perno durante la vita della costruzione, bisogna limitare le sollecitazioni di flessione e taglio sul perno e di compressione sul contorno dei fori.

Per il calcolo della resistenza dei perni, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella 4.2 – IX.

4.2.7.2.5 Regole applicative – collegamenti con bulloni

Bulloni non precaricati soggetti a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni sezione di rescissione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \text{ per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8,}$$

$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$ per bulloni di classe 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9,
nei casi in cui il piano di rescissione interessa la parte filettata della vite;

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}$$

nei casi in cui il piano di rescissione interessa il gambo non filettato della vite.

La resistenza di calcolo a trazione dei bulloni $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} .$$

Nelle formule sopra riportate:

f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale del bullone;

A è l'area nominale del gambo del bullone;

A_{res} è l'area resistente della vite.

La resistenza di calcolo a rifollamento dei bulloni $F_{b,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_t d t / \gamma_{M2} ,$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_t è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

α è $\min (e_1 / 3 d_0 , f_{tb} / f_t , 1)$ per i bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

α è $\min (p_1 / 3 d_0 - 0,25 , f_{tb} / f_t , 1)$ per i bulloni interni nella direzione del carico applicato,

k è $\min (2,8 e_2 / d_0 - 2,7 , 2,5)$ per i bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

k è $\min (1,4 p_2 / d_0 - 2,7 , 2,5)$ per i bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 sono indicati in fig. 4.2.3..

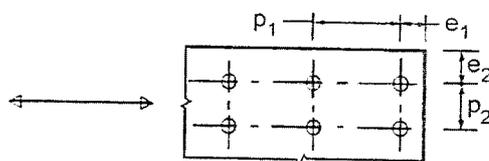


Figura 4.2.3.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la seguente formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1.$$

Bulloni ad alta resistenza precaricati per collegamenti ad attrito

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}$$

dove

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito di cui al punto 4.2.7.2.2.

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a

$$F_{p,C} = 0,7 f_{tb} A_{res}$$

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ (allo stato limite ultimo) la resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} ;$$

nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3} .$$

4.2.7.3 Collegamenti saldati soggetti a carichi statici

4.2.7.3.1 Generalità

Si considerano collegamenti saldati a piena penetrazione, collegamenti saldati a parziale penetrazione, collegamenti saldati con cordoni d'angolo.

Per i requisiti dei procedimenti di saldatura, dei materiali d'apporto e dei controlli si faccia riferimento al successivo paragrafo 11.2.4.5.

4.2.7.3.2 Collegamenti Saldati a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione verranno generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole degli elementi connessi.

4.2.7.3.3 Collegamenti Saldati a parziale penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo punto 4.2.7.3.4.).

L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura.

4.2.7.3.4 Collegamenti Saldati con cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (fig. 4.2.4.).

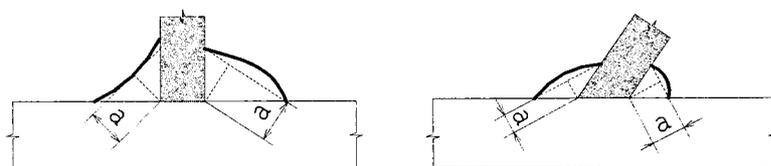


Figura 4.2.4. – Cordoni d'angolo – Determinazione dell'altezza di gola

La lunghezza di calcolo L sarà quella intera del cordone, purchè questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni longitudinali di trazione o di compressione presenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo di EN 1993-1-8, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tab. 4.2 – IX.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

4.2.7.3.5 Regole applicative – saldature con cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al par. 4.7.2.3.4.) e si indicano con:

σ_{\perp} la tensione normale perpendicolare al piano della sezione di gola,

$\sigma_{||}$ la tensione normale parallela all'asse del cordone d'angolo,

τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone d'angolo,

$\tau_{||}$ la tensione tangenziale parallela all'asse del cordone d'angolo.

$\sigma_{||}$ non influenza la resistenza del cordone.

Si può assumere la seguente condizione di resistenza dei cordoni d'angolo:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} \leq f_t / (\beta \gamma_{M2}),$$

dove

f_t è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$ per acciaio S235,

$\beta = 0,85$ per acciaio S275,

$\beta = 0,90$ per acciaio S355,

$\beta = 1,00$ per acciaio S420.

In alternativa, ed a favore di sicurezza, si può adottare il seguente criterio semplificato:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} \leq 1.$$

dove

$F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza,

$F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_t / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$$

avendo indicato con a l'altezza di gola (definita al par. 4.7.2.3.4.).

4.2.7.4 Collegamenti soggetti a fatica

La resistenza a fatica relativa ai vari dettagli dei collegamenti bullonati e saldati, con le relative curve S-N, può essere reperita in EN 1993-1-9.

In tal caso si adottano i coefficienti parziali indicati in tab. 4.2-VI.

In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di dimostrata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.7.5 Collegamenti soggetti a vibrazioni, urti e/o inversioni di carico

Nei collegamenti soggetti a taglio e così sollecitati devono adottarsi giunzioni saldate, bulloni con dispositivi anti-svitamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.

4.2.8 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

4.2.8.1 Spessori Limite

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm .

Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $t=3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

4.2.8.2 Acciaio incrudito

È proibito l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o accidentali, ecc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

4.2.8.3 Giunti di tipo misto

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo ovvero sia dimostrato, per via sperimentale o teorica, che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

4.2.8.4 Problematiche specifiche

Si deve far riferimento a normative di comprovata validità, coerenti con i modelli di verifica assunti per il calcolo, per i problemi relativi a:

- Preparazione del materiale,
- Tolleranze degli elementi strutturali di fabbricazione e di montaggio,
- Impiego dei ferri piatti,
- Variazioni di sezione,
- Intersezioni,
- Collegamenti a taglio con bulloni normali e chiodi,
- Tolleranze foro – bullone. Interassi dei bulloni e dei chiodi. Distanze dai margini,
- Collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza,
- Collegamenti saldati,

- Collegamenti per contatto.

4.2.8.5 Apparecchi di appoggio

La concezione strutturale deve prevedere facilità di sostituzione degli apparecchi di appoggio, nel caso in cui questi abbiano vita più breve di quella della costruzione alla quale sono connessi.

4.2.8.6 Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere adeguatamente protetti mediante verniciatura o zincatura, tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti i collegamenti bullonati (precaricati e non precaricati), in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del collegamento.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata (EN 10025-5) devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante verniciatura.

Nel caso di parti inaccessibili o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità, dovranno prevedersi adeguati sovrappessori.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati: possono essere invece zincati a caldo.

4.2.9 CRITERI DI DURABILITÀ

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché questa conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrappessori, le misure protettive e definito un piano di manutenzione (ispezioni, operazioni manutentive e programma di attuazione delle stesse).

4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) o con prodotti strutturali a base di legno (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno) assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici, eccettuate quelle oggetto di una regolamentazione apposita a carattere particolare.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel Capitolo 11.

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

4.3.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidezza delle unioni in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

4.3.3 LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si devono determinare secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

La presenza di stati di precompressione deve essere considerata con cautela e, se possibile, evitata a causa dei fenomeni viscosi del materiale molto pronunciati per tali stati di sollecitazione, sia nel caso di compressione parallela alla fibratura sia, soprattutto, per quello di compressione ortogonale alla fibratura.

4.3.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tabella 4.3.I

Tabella 4.3.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi appartengono alla classe di lunga durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare di breve durata;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea.

4.3.5 CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tabella 4.3.II.

Tabella 4.3.II -Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

4.3.6 RESISTENZA DI CALCOLO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

X_k valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al paragrafo 11.6 o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme EN pertinenti;

γ_M coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tabella 4.3.III;

k_{mod} coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tabella 4.3.IV. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Tabella 4.3.III -Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,30
legno lamellare incollato	1,25
pannelli di particelle o di fibre	1,30
microlamellare, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,20
unioni	1,30
- combinazioni eccezionali	1,00
Per materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11	

4.3.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai

pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Tabella 4.3.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato Microlamellare (LVL)	EN 14081-1 EN 14080 EN 14374, EN 14279		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tabella 4.3.V.

Tabella 4.3.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00	
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per materiali non compresi nella Tabelle 4.3.V, si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei documenti indicati nel Capitolo 11.

4.3.8 STATI LIMITE ULTIMI

4.3.8.1 Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono quelle definite al punto 4.3.4.

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Figura 4.3.1).

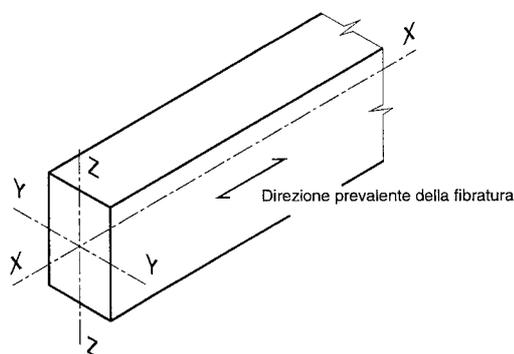


Figura 4.3.1 - Assi dell'elemento

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

4.3.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove: $\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione calcolata sulla sezione netta;
 $f_{t,0,d}$ è la resistenza di calcolo a trazione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al punto 11.6.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

4.3.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo

4.3.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

dove: $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione;
 $f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo a compressione.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al punto 4.3.6.2.2

4.3.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

dove: $\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;
 $f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

Per quanto riguarda altre configurazione di applicazione del carico, si potrà far riferimento a specifiche prescrizioni normative di comprovata validità.

4.3.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza con riferimento a normative di comprovata validità.

4.3.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove: $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Figura 4.3.1);

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al punto 11.6.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono i seguenti:

- per sezioni trasversali rettangolari: $k_m = 0,7$
- per altre sezioni trasversali: $k_m = 1,0$

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al punto 4.3.6.2.1

4.3.8.1.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al punto 4.3.6.1.6

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al punto 4.3.6.2.1

4.3.8.1.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al precedente punto 4.3.6.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità, come definite al punto 4.3.6.2.2

4.3.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove: τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

4.3.8.1.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}$$

dove: $\tau_{tor,d}$ è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;

k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale

$f_{v,d}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$k_{sh} = 1,2$ per sezioni circolari piene;

$k_{sh} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$ per sezioni rettangolari piene, essendo b e h le lunghezze dei lati, rispettivamente minima e massima;

$k_{sh} = 1$ per altri tipi di sezione.

4.3.8.1.11 Taglio e Torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la seguente formula di interazione:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

4.3.8.2 Verifiche di stabilità

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessio-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

4.3.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{fl} .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{crit,m}$:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$ snellezza relativa di trave

$f_{m,k}$ resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,crit}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%).

4.3.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,o,d}$ tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,o,d}$ resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$ che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}$$

$f_{c,o,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \quad \text{con:} \quad k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilinearità definiti al punto 3.1.5, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$

4.3.9 COLLEGAMENTI

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891, EN 28970, e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

4.3.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione, definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai paragrafi 4.1, 4.2 pertinenti per ciascun singolo materiale.

4.3.11 SISTEMI STRUTTURALI

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto anche della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, oltre che delle effettive condizioni dei vincoli.

La instabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

4.3.12 ROBUSTEZZA

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai paragrafi 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.

4.3.13 DURABILITÀ

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e di controllo da effettuarsi durante l'esercizio della struttura.

4.3.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel paragrafo 3.6.1, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra strato carbonizzato e sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidità.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione lignea efficace, non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale, deve essere effettuato con riferimento a una sezione trasversale efficace, geometricamente definita ad un determinato tempo in funzione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione.

Di regola il calcolo può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali di cui al paragrafo 3.6.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione, nonché per i valori di resistenza e di modulo elastico di progetto della sezione efficace, si potrà fare riferimento a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi potere valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti.

Le cosiddette unioni "non protette" (cioè unioni realizzate con elementi metallici esposti, in tutto o in parte), progettate correttamente per le combinazioni a temperatura ambiente e purché a comportamento statico globalmente simmetrico, possono essere generalmente considerate soddisfacenti alla classe di resistenza R15 o R20, secondo quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

Oltre tali valori sono necessari requisiti aggiuntivi da considerare attentamente in sede di progetto, in particolare sullo spessore dell'elemento ligneo collegato e sulla distanza del generico mezzo di connessione dai bordi e dalle estremità del medesimo elemento.

Una più elevata resistenza al fuoco per un collegamento può essere ottenuta, in genere, con una adeguata progettazione del medesimo o mediante protezioni da applicare in opera: anche in questo caso si potrà fare riferimento ad idonea sperimentazione o a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

4.3.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, le tolleranze di lavorazione così come quelle di esecuzione devono essere definite in fase progettuale.

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, al fine di limitare la variazione dell'umidità del materiale e dei suoi effetti sul comportamento strutturale, le condizioni di stoccaggio, montaggio e le fasi di carico parziali, devono essere definite in fase progettuale.

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica, misurato a metà della distanza tra due vincoli successivi dell'elemento, non dovrà superare 1/500 della medesima distanza nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

Quanto sopra deve essere comunque verificato, anche indipendentemente dalle regole di classificazione del legname.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita e che comunque producano effetti che ne compromettano l'efficienza strutturale.

Prima della costruzione o comunque prima della messa in carico, il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale senza che ne venga compromessa l'efficienza strutturale.

4.3.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In aggiunta a quanto previsto al capitolo 9, l'esecuzione delle prove di carico per le strutture con elementi portanti di legno o con materiali derivati dal legno, dovrà tener conto della temperatura ambientale e dell'umidità del materiale.

L'applicazione del carico dovrà essere in grado di evidenziare la dipendenza del comportamento del materiale dalla durata e dalla velocità di applicazione del carico.

A tal fine, si possono adottare metodi e protocolli di prova riportati in normative di comprovata validità.

4.4 COSTRUZIONI IN MURATURA

4.4.1 DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme gli edifici con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

4.4.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

4.4.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel paragrafo 11.9.4.

4.4.2.2 Elementi resistenti in muratura

Elementi artificiali

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al punto 11.9.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale) con caratteristiche di cui al punto 11.9. Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma EN 772-9.

Le tabelle 4.4-I a,b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Tabella 4.4-Ia - *Classificazione elementi in laterizio*

Elementi	Percentuale di foratura φ	
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Tabella 4.4-Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura φ	Sezione foro f	
		$A \leq 90000 \text{ mm}^2$	$A > 90000 \text{ mm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0.10 A$	$f \leq 0.15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse rispetto a quanto specificato dovrà essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base di adeguate sperimentazione, modellazione teorica e modalità di controllo nella fase produttiva.

Elementi naturali

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

4.4.2.3 Murature

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere *a singolo paramento*, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o *a paramento doppio*. In questo ultimo caso, se non è possibile considerare un comportamento monolitico si farà riferimento a normative di riconosciuta validità od a specifiche approvazioni del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei LL.PP..

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di *pietra squadrata*. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito, per le nuove costruzioni, solo nelle zone a bassa e molto bassa sismicità, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*.

4.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione f_k , la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} , il modulo di elasticità normale secante E , il modulo di elasticità tangenziale secante G .

La resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel paragrafo 11.9.5, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicate nel progetto delle opere.

Quando è richiesto un valore di f_k maggiore o uguale a 8 N/mm² si procederà al controllo del valore di f_k , mediante prove sperimentali come indicato nel 11.9.

4.4.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni sono collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0.3 volte l'altezza di interpiano, essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Gli orizzontamenti sono di norma solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti deve essere tale da assicurare appropriata resistenza e stabilità.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutti i muri devono essere collegati al livello dei solai mediante cordoli di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Si possono adottare opportuni accorgimenti per il collegamento in direzione normale alla tessitura dei solai che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei ai solai stessi.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è di norma realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

muratura in elementi resistenti artificiali pieni	120 mm
muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
muratura in elementi resistenti artificiali forati	250 mm
muratura di pietra squadrata	240 mm

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t \quad [4.4.4.1]$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione del muro valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi (vedi par. 4.4.6.2) e t è lo spessore del muro.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

4.4.5 ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale è calcolata usando:

- analisi non lineari
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità
- analisi semplificate.

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo basati su parti isolate della struttura.

È consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali, per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano.

4.4.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si dovrà eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguiranno in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

4.4.6.1 Resistenze di progetto

La resistenza di progetto da impiegare rispettivamente per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d) e a taglio (f_{vd}) vale:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.4.6.1]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.4.6.2]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n \quad [4.4.6.3]$$

in cui

f_{vko} è definita al punto 4.4.3. mentre σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla tabella seguente, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi par.11.9) ovvero in elementi naturali.

Tabella 4.4.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria 1, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria 1, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria 2, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

4.4.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano),
- presso flessione nel piano del muro.
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati.
- flessione e taglio di travi di accoppiamento

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. par. 4.4.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto riferita all'elemento strutturale si assume pari a

$$\Phi f_d \quad [4.4.6.4]$$

in cui coefficiente Φ di riduzione della resistenza del materiale è riportato in tabella 4.4.III in funzione della snellezza e del coefficiente di eccentricità m .

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 4.4-III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza h_0	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Per la valutazione della *snellezza convenzionale* della parete

$$\lambda = h_0/t \quad [4.4.6.5]$$

la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h \quad [4.4.6.6]$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali; esso assume il valore 1 per muro isolato, e assume i valori indicati nella seguente tabella 4.4.IV quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

Tabella 4.4-IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1.0$	$3/2 - h/a$
$1.0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se il generico muro trasversale ha aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Nella lunghezza " l " del muro di irrigidimento si intende compreso anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad [4.4.6.7]$$

essendo: e l'eccentricità totale sullo spessore
 t spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [4.4.6.8]$$

dove:

e_{s1} : dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità possono essere positive o negative.

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [4.4.6.9]$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità e_v , dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura.

Tale eccentricità si valuta con la relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad [4.4.6.10]$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [4.4.6.11]$$

Il valore di e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità. Il valore di e_2 è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0.33t; \quad e_2 \leq 0.33t \quad [4.4.6.12]$$

4.4.6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Nel caso della muratura armata, e per particolari situazioni della muratura non armata, si farà riferimento a norme tecniche di comprovata validità.

4.4.6.4 Verifiche alle tensioni

Per edifici semplici, in zone non sismiche o con sismicità molto bassa o bassa, è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al punto 4.4.6.1. ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- a) l'edificio sia costituito da non più di tre piani entro e fuori terra ed un piano entro terra;
- b) la planimetria dell'edificio sia inscritto in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- c) la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.4.6.5.], non sia in nessun caso superiore a 12;
- d) l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa in percentuale rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, sia non inferiore al 4% nelle due direzioni principali escluse le parti aggettanti, escludendo, ai fini della percentuale di muratura resistente, i muri di lunghezza inferiore a 50 cm misurata al netto delle aperture;
- e) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².

La verifica si intende soddisfatta se vale:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad [4.4.6.13]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio, mentre A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

4.4.7 MURATURA ARMATA

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni idonei alla realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio.

Le barre di armatura possono essere costituite da acciaio al carbonio, o da acciaio inossidabile o da acciaio con rivestimento speciale, nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità.

Le barre di armatura che assolvono la funzione di incrementare la resistenza della muratura dovranno essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata, le barre che assolvono invece altre funzioni (incremento di duttilità, controllo della fessurazione, ecc.) possono essere lisce.

È ammesso, per le armature orizzontali, l'impiego di armature a traliccio elettrosaldato nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità, o l'impiego di altre armature conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

In ogni caso dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

Le barre di armatura devono di regola avere un diametro minimo di 5 mm. Nelle pareti che incorporano armatura nei letti di malta al fine di fornire un aumento della resistenza ai carichi fuori

piano, per contribuire al controllo della fessurazione o per fornire duttilità, l'area totale dell'armatura non deve di regola essere minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete (cioè 0,015% per ogni faccia nel caso della resistenza fuori piano).

Qualora l'armatura sia utilizzata negli elementi di muratura armata per aumentare la resistenza nel piano, o quando sia richiesta armatura a taglio, la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.04 % né superiore allo 0.5%, e non potrà avere interasse superiore a 600 mm. La percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%. In tal caso, armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm^2 dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non superiore a 4 m.

La lunghezza d'ancoraggio, idonea a garantire la trasmissione degli sforzi alla malta o al calcestruzzo di riempimento, deve in ogni caso essere in grado di evitare la fessurazione longitudinale o lo sfaldamento della muratura. L'ancoraggio deve di regola essere ottenuto mediante una barra rettilinea, mediante ganci, piegature o forcelle o, in alternativa, mediante opportuni dispositivi meccanici di comprovata efficacia.

La lunghezza di ancoraggio richiesta per barre dritte può essere calcolata in analogia a quanto usualmente fatto per le strutture di calcestruzzo armato.

L'ancoraggio dell'armatura a taglio, staffe incluse, deve di regola essere effettuato mediante ganci o piegature, con una barra d'armatura longitudinale inserita nel gancio o nella piegatura. Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione. In mancanza di dati sperimentali relativi alla tecnologia usata, la lunghezza di sovrapposizione deve essere di almeno 60 diametri.

La malta od il conglomerato di riempimento dei vani od alloggi delle armature deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai. L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni tali che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro.

La resistenza a compressione minima richiesta per la malta è di 10 N/mm^2 , mentre la classe minima richiesta per il conglomerato cementizio non deve di regola essere minore di C12/15. Per i valori di resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura si può fare riferimento a risultati di prove sperimentali e a indicazioni normative di riconosciuta validità.

La resistenza di progetto della muratura da impiegare per le verifiche a taglio (f_{vd}), può essere calcolata ignorando il contributo di qualsiasi armatura a taglio incorporata nell'elemento, qualora non sia fornita l'area minima di armatura sopra specificata per elementi di muratura armata atti ad aumentare la resistenza nel piano, oppure prendendo in considerazione il contributo dell'armatura a taglio, qualora sia presente almeno l'area minima prevista, secondo quanto riportato in normative di riconosciuta validità.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte assumendo per l'acciaio $\gamma_s = 1.15$.

4.5 COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del

materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe superiore a quelle previste in 4.1, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a..

4.6 COSTRUZIONI COMPOSTE IN ACCIAIO - CALCESTRUZZO

4.6.1 INTRODUZIONE

Le presenti norme si applicano a costruzioni civili e industriali con strutture composte in acciaio e calcestruzzo per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità, robustezza ed esecuzione.

Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro.

Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo e riguardante la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti capitoli 4.1. e 4.2. relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio.

Si può fare riferimento a normative di dimostrata validità.

4.6.2 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

4.6.2.1 Generalità

Nell'analisi strutturale e nelle verifiche si dovranno tenere in conto, qualora rilevanti, gli effetti della fessurazione, della deformabilità a taglio e dei fenomeni lenti nel calcestruzzo. A tal fine si potrà fare riferimento a normative di dimostrata validità.

4.6.2.2 Azioni di calcolo

Di norma per le strutture composte acciaio-calcestruzzo si devono considerare le seguenti azioni:
- azioni permanenti: peso proprio, carichi permanenti portati, ritiro e viscosità del calcestruzzo, nonché, se presenti, deformazioni imposte di progetto, precompressione, cedimenti di fondazione;
- azioni variabili: sovraccarichi variabili, vento, neve, azioni sismiche e variazioni termiche.

I valori delle azioni, dei coefficienti parziali delle azioni, dei coefficienti di combinazione dei carichi, le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi e le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite di esercizio devono essere assunti in coerenza con i procedimenti specificati nei precedenti cap. 2. e 3..

4.6.2.3 Resistenze di calcolo

La resistenza di calcolo dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale e γ_M il coefficiente parziale del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

γ_C (calcestruzzo) = 1,5 ;

γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05 ;

γ_S (acciaio da armatura) = 1,15 ;

γ_W (connessioni) = 1,25 .

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Si assumono per i differenti materiali presenti (acciaio da carpenteria, lamiere grecate, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche f_k definite nel cap. 11. delle presenti norme.

4.6.2.4 Analisi Globale

L'analisi globale della struttura può essere effettuata, sia per le azioni corrispondenti agli stati limite ultimi sia per le azioni corrispondenti agli stati limiti di esercizio, con uno dei seguenti metodi:

elastico,

elastico con redistribuzione,

non lineare,

plastico.

Le ipotesi formulate nell'analisi globale della struttura devono essere congruenti con il tipo di comportamento previsto per le sezioni e per i collegamenti.

Il calcolo dello stato tensionale e deformativo deve tener conto, qualora rilevanti, della deformabilità a taglio e delle altre forme di incremento di deformabilità seguendo le indicazioni della normativa consolidata.

4.6.2.5 Criteri di verifica

Le verifiche agli stati limite devono essere sviluppate in accordo con i procedimenti specificati nelle presenti norme nei capitoli 4.1. e 4.2..

4.6.2.6 Stati limite ultimi

In aggiunta a quanto indicato in 4.1. e 4.2, la sicurezza strutturale nelle condizioni ultime deve essere controllata per il seguente stato limite:

- *stato limite di resistenza della connessione acciaio – calcestruzzo.*

4.6.2.7 Stati limite di esercizio

In aggiunta a quanto indicato in 4.1. e 4.2, la sicurezza strutturale nelle condizioni di esercizio deve essere controllata per il seguente stato limite:

- *stato limite di scorrimento, all'interfaccia fra acciaio e calcestruzzo.*

4.6.3 MATERIALI

4.6.3.1 Acciaio

Per le caratteristiche degli acciai (strutturali, da lamiera grecata e da armatura) utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento al cap. 11. delle presenti norme.

Le prescrizioni generali relative alle saldature, di cui al cap. 11. delle presenti norme, si applicano integralmente; si evidenzia la necessità di particolari cautele per la messa a punto dei procedimenti di saldatura degli acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica (di cui alla EN 10025-5).

Per le procedure di saldatura dei connettori ed il relativo controllo si può fare riferimento a normative consolidate.

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento percentuale a rottura (valutato su base $L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$, dove A_0 è l'area della sezione trasversale del saggio) ≥ 12 ;
- rapporto $f_t / f_y \geq 1,2$.

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi le limitazioni seguenti:

$C \leq 0,18\%$, $Mn \leq 0,9\%$, $S \leq 0,04\%$, $P \leq 0,05\%$.

4.6.3.2 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni delle presenti norme sulle strutture di cemento armato ordinario o precompresso.

Nei calcoli statici non può essere considerata né una classe di resistenza del calcestruzzo inferiore a C20/25 né una classe di resistenza superiore a C60/75.

Per classe di resistenza del calcestruzzo superiore a C50/60 si richiede che tutte le grandezze meccaniche e fisiche vengano accertate prima dell'inizio dei lavori e che la produzione segua specifiche procedure per il controllo qualità.

Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi con aggregati leggeri, si deve considerare che i valori sia del modulo di elasticità sia dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni specifiche delle presenti norme.

Per quanto concerne la valutazione di ritiro, viscosità e coefficiente di dilatazione termica si rimanda al cap. 4.1. delle presenti norme.

4.6.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

4.6.4.1 Tipologia delle sezioni

Le sezioni resistenti in solo acciaio di travi composte si classificano secondo i criteri di cui in 4.2.2.1..

La prestazione di un elemento di acciaio compresso di classe 2, 3 o 4 può essere migliorata ponendolo in una classe superiore quando l'elemento venga collegato efficacemente ad un elemento di calcestruzzo armato.

Qualora la trave di acciaio sia rivestita dal calcestruzzo, le anime possono essere trattate come vincolate trasversalmente ai fini della classificazione della sezione purchè il calcestruzzo sia

armato, collegato meccanicamente alla sezione di acciaio e in grado di prevenire l'instabilità dell'anima e di ogni parte della piattabanda compressa nella direzione dell'anima.

La geometria della sezione trasversale, ai fini della determinazione della sua capacità resistente, deve essere definita tenendo conto dei fenomeni di diffusione degli sforzi taglienti dalle anime alle ali di grande larghezza, considerando la deformabilità di queste ultime con analisi rigorose o adottando larghezze collaboranti equivalenti opportunamente ridotte.

Per definire le larghezze collaboranti si può fare riferimento a normative consolidate.

4.6.4.1.1. Regole applicative – larghezza collaborante

La larghezza della soletta collaborante b_{eff} (fig. 4.6.1.) si ottiene come somma di due aliquote b_{e1} e b_{e2} (ai lati dell'asse della trave) e della larghezza b_c (impegnata direttamente dai connettori)

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c .$$

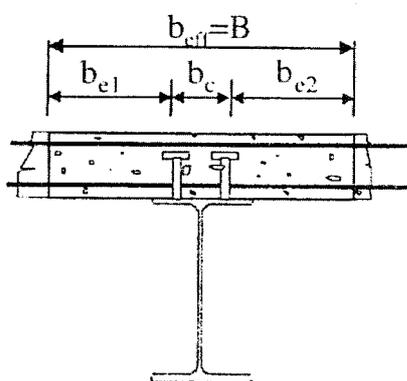


Fig. 4.6.1

Le aliquote b_{e1} e b_{e2} si assumono pari a $l_0 / 8$, comunque non superiori alla metà dell'interasse tra due travi o alla distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

l_0 è la distanza tra due successivi punti di nullo del momento flettente; per le travi semplicemente appoggiate l_0 coincide con la luce della trave; per le travi continue si può fare riferimento alle indicazioni della fig. 4.6.2. .

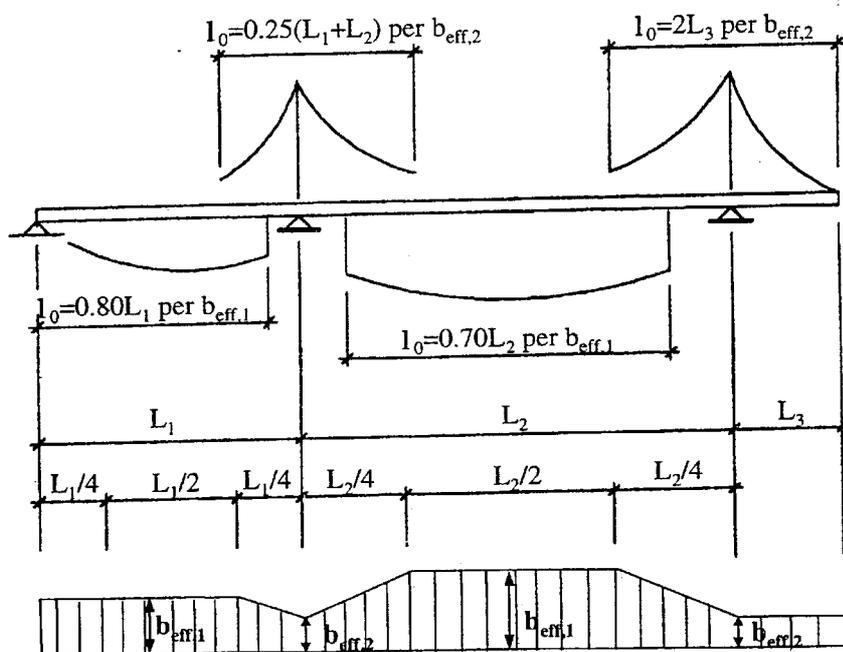


Fig. 4.6.2.

4.6.4.2 Resistenza delle sezioni

- La resistenza della sezione può essere determinata con
- metodo elastico (E)* Il metodo può applicarsi, indipendentemente dalla classe della sezione di solo acciaio, con l'avvertenza di riferirsi alle aree efficaci nel caso di classe 4;
 - metodo plastico (P)* Il metodo può applicarsi alle travi composte con sezioni di solo acciaio compatte, cioè di classe 1 e 2.
 - metodo elasto-plastico (EP)* I legami costitutivi tensioni-deformazioni si adotteranno di tipo bilineare (o più complesso) per l'acciaio e del tipo parabola-rettangolo per il calcestruzzo. Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

La capacità di resistenza delle sezioni deve essere valutata nei confronti di sforzi normali di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

4.6.4.3 Sistemi di connessione acciaio – calcestruzzo

4.6.4.3.1 Generalità

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Quando le sezioni di solo acciaio sono compatte (classe 1 e 2, secondo quanto definito ai punti 4.2.2.1. e 4.6.4.1.) si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento

progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. In questo caso il numero di connettori deve essere determinato mediante una teoria che tenga conto sia del parziale ripristino sia della capacità deformativa dei connettori.

La connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza si può applicare alle travi degli edifici, non si applica alle travate da ponte.

Per prevenire il distacco della soletta di calcestruzzo i connettori devono essere progettati per una forza nominale di trazione, normale al piano della piattabanda di acciaio, pari almeno ad 1/10 della resistenza a taglio di progetto degli stessi.

Deve essere evitata la rottura per scorrimento longitudinale e la fessurazione longitudinale della soletta di calcestruzzo dovuta alle forze concentrate applicate mediante i connettori.

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;
- connessioni ad attrito.

4.6.4.3.2 Connettori a piolo in solette piene – regole applicative

La resistenza di progetto P_{Rd} di connettori a piolo immersi in calcestruzzo di densità normale o con inerti leggeri (densità maggiore di 1750 Kg m^{-3}), muniti di testa e saldati in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere determinata con riferimento al modello di EN 1994-1-1; in tal caso si applica il fattore parziale di cui al paragrafo 4.6.2.3..

Tali formule sono applicabili per pioli aventi diametro d che rispetta la seguente limitazione:

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25,4 \text{ mm.}$$

La verifica di resistenza a fatica dei connettori a taglio saldati si esegue, ove ritenuto necessario, secondo metodologie di riconosciuta validità; in alternativa si possono seguire le seguenti regole applicative.

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V$$

dove

γ_V è il fattore parziale definito al par. 4.6.2.3.

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq 500 \text{ N mm}^{-2}$),

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta

d è il diametro del piolo,

h è l'altezza del piolo,

$\alpha = 0,2 (h / d + 1)$ per $3 \leq h / d \leq 4$,

$\alpha = 1,0$ per $h / d > 4$.

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo deve essere convenientemente ridotta secondo le indicazioni della normativa di comprovata validità.

4.6.4.3.3 *Altri tipi di connettori*

Per altri tipi di connettori quali: pioli muniti di testa in solette con lamiera grecata, connettori a pressione in solette piene, uncini e cappi in solette piene, connettori a pressione con uncini e cappi in solette piene, connettori ad angolare nelle solette piene, la resistenza a taglio si può valutare secondo metodologie di riconosciuta validità.

4.6.4.3.4 *Valutazione delle sollecitazioni*

Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica.

Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore.

Per connessioni duttili a completo ripristino, la forza totale di scorrimento di progetto V_{td} che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere i momenti resistenti nelle sezioni critiche calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso la forza di scorrimento si determina con equazioni di equilibrio globali.

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto.

4.6.4.3.5 *Distribuzione e capacità deformativa dei connettori*

I connettori devono essere distribuiti lungo la trave in modo da trasmettere la forza di scorrimento e da prevenire la separazione tra la soletta di calcestruzzo e la trave di acciaio, considerando un adeguato andamento della forza di scorrimento.

I connettori a piolo possono essere distribuiti uniformemente sulla lunghezza L_{cr} tra le sezioni trasversali critiche adiacenti quando è garantito che:

tutte le sezioni critiche nella campata considerata sono compatte (classe 1 e 2);

i connettori sono duttili;

il grado di connessione soddisfa le limitazioni indicate dalla normativa consolidata;

il momento resistente plastico della sezione composta non supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio.

Se il momento resistente plastico della sezione composta supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio, devono essere effettuate verifiche supplementari.

Nelle applicazioni per gli edifici i connettori duttili devono possedere una capacità deformativa sufficiente al fine di giustificare l'ipotesi di comportamento plastico ideale della connessione a taglio nella struttura.

I pioli, muniti di testa, caratterizzati da una lunghezza complessiva al di sopra della saldatura non minore di 4 volte il diametro e da un diametro del gambo d che rispetta la limitazione:

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25.4 \text{ mm},$$

sono considerati duttili se il grado di connessione rispetta le limitazioni indicate dalla normativa consolidata.

Questa estensione non è applicabile al caso delle travate da ponte.

4.6.4.3.6 *Dettagli costruttivi nelle connessioni*

La massima distanza longitudinale misurata in asse tra i connettori, la distanza tra il bordo del connettore e il bordo della piattabanda della trave al quale è saldato, i limiti del rapporto altezza diametro e i limiti dimensionali della testa dei connettori a piolo devono corrispondere alle indicazioni della normativa consolidata.

4.6.4.3.7 *Armatura trasversale*

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale.

La forza di scorrimento per unità di lunghezza di trave agente su una superficie di scorrimento, determinata in accordo con il punto 4.6.4.3.4, deve essere coerente con il progetto dei connettori a taglio.

L'area di armatura in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita uniformemente.

In solette con lamiera grecata aventi nervature parallele o perpendicolari all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta posta al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata e deve essere uniformemente distribuita.

4.6.4.4 **Analisi globale**

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti, il calcolo delle sollecitazioni nelle travi continue degli edifici può essere effettuato mediante i seguenti metodi di analisi, a seconda che siano soddisfatti i requisiti per renderne possibile l'applicabilità:

- analisi elastica,
- analisi elastica con redistribuzione,
- analisi plastica.

Nel caso dei ponti è consentita la sola analisi elastica.

4.6.4.5 **Verifiche di stabilità della sezione di acciaio**

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite plastico, le verifiche di stabilità sono implicite nel rispetto delle limitazioni dimensionali e delle prescrizioni indicate in 4.2.2.1..

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite elastico, le verifiche di stabilità devono essere effettuate in conformità alle indicazioni della normativa consolidata per le condizioni di carico corrispondenti alle varie fasi di costruzione e di esercizio.

Occorre comunque verificare che l'instabilità laterale della piattabanda superiore della trave metallica sia efficacemente impedita dal collegamento con la soletta in calcestruzzo; occorre infine verificare la stabilità della piattabanda compressa nelle zone di momento negativo e in quelle di momento positivo nelle fasi costruttive precedenti la presa del calcestruzzo.

La verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima, in tutte le fasi di carico successive alla maturazione del calcestruzzo della soletta, può essere condotta considerando incastrato il bordo superiore dei pannelli d'anima.

4.6.4.6 Verifiche agli stati limite di esercizio

Nelle solette, per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, è necessario prefissare uno stato limite di fessurazione coerente con le indicazioni del cap. 4.1. delle presenti norme.

Si devono considerare i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione;
- stato limite di formazione delle fessure;
- stato limite di apertura delle fessure;
- verifiche tensionali;
- stato limite di deformazione.

La deformabilità della struttura deve essere contenuta entro i limiti ammessi dalla destinazione della stessa.

Le frecce dovute ai carichi permanenti devono essere compensate da opportune controfrecce di costruzione.

4.6.4.7 Modalità esecutive

Le modalità esecutive devono essere conformi alle indicazioni della normativa consolidata.

4.6.4.8 Spessori minimi

Per gli elementi di acciaio della struttura composta valgono le regole stabilite al paragrafo 4.2.8.1. delle presenti norme.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 5 cm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

4.6.5 COLONNE COMPOSTE

4.6.5.1 Generalità e tipologie

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante:

- sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;
- sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

Nei criteri di verifica si deve distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta (tali procedure sono quindi applicabili nel caso in cui durante le fasi costruttive i carichi che gravano sulla sola parte di acciaio siano nulli o trascurabili come nella realizzazione delle colonne composte prima degli altri elementi strutturali) dal caso in cui la costruzione venga realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completando con il calcestruzzo.

Nel caso di colonne composte soggette a presso flessione si rimanda alle indicazioni della normativa di comprovata validità.

4.6.5.2 Verifiche degli elementi

4.6.5.2.1 *Instabilità locale*

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo delle colonne:

- per sezioni di acciaio completamente rivestite da calcestruzzo armato,
 - per le sezioni di acciaio circolari cave,
 - per le sezioni di acciaio rettangolari cave,
 - per le sezioni a doppio T parzialmente rivestite,
- se vengono rispettate le limitazioni sulla snellezza locale indicate dalla normativa consolidata.

4.6.5.2.2 *Resistenza allo scorrimento fra i componenti*

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo nonché al collegamento meccanico; la resistenza deve essere tale da evitare scorrimenti rilevanti che possano inficiare i modelli di calcolo considerati.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito fino ai seguenti limiti:

- per sezioni completamente rivestite: $0,6 \text{ N mm}^{-2}$;
- per sezioni riempite di calcestruzzo: $0,4 \text{ N mm}^{-2}$;
- per le ali delle sezioni parzialmente rivestite: $0,2 \text{ N mm}^{-2}$;
- per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite: 0 (zero).

Se tali limiti vengono superati, l'intero sforzo va affidato a collegamenti meccanici.

4.6.5.2.3 *Trasferimento degli sforzi tra componente in acciaio e componente in calcestruzzo*

Il trasferimento di sforzi fra acciaio e calcestruzzo può avvenire a causa delle modalità di collegamento fra la colonna e gli altri elementi strutturali. La lunghezza di trasferimento degli sforzi non deve superare il doppio della dimensione maggiore della sezione trasversale.

Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali fornite nel punto precedente.

Se si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili di cui al paragrafo 4.6.4.3.5, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti, ripartendoli in modo uniforme fra i connettori.

Nelle sezioni parzialmente rivestite con profili a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante staffe individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il calcestruzzo e l'anima; in particolare le staffe devono essere passanti o saldate, oppure si devono inserire connettori.

Qualora vi siano connettori a piolo sull'anima nelle sezioni rivestite con sezioni in acciaio a doppio T o una sezione simile, le ali limitano l'espansione laterale del calcestruzzo incrementando la resistenza a taglio dei pioli (le indicazioni quantitative sono reperibili nella normativa consolidata).

4.6.5.2.4 *Verifica degli elementi*

Nell'ambito di applicazione del metodo di verifica agli stati limiti, la resistenza a compressione $N_{pl,Rd}$ della sezione composta si può calcolare sommando le resistenze plastiche dei componenti (profilo di acciaio, calcestruzzo, armatura).

Per le colonne di tipo riempito si può considerare, secondo le indicazioni della normativa consolidata, un incremento di resistenza dovuto all'effetto di confinamento esercitato dal profilato sul calcestruzzo.

Ai fini delle verifiche di stabilità è necessario introdurre l'effetto della viscosità a lungo termine se l'elemento è particolarmente snello; si può considerare che tale effetto non sia trascurabile se gli elementi sono particolarmente snelli secondo quanto indicato dalla normativa consolidata. In tal caso il modulo di elasticità del calcestruzzo deve essere ridotto nei calcoli.

4.6.5.2.5 Copriferro e minimi di armatura

Per le sezioni completamente rivestite deve essere realizzato un copriferro minimo che garantisca:

- una adeguata trasmissione degli sforzi di aderenza;
- la protezione delle armature dalla corrosione;
- una adeguata protezione nei riguardi dell'espulsione del copriferro stesso.

Si devono rispettare le seguenti limitazioni:

- il copriferro dell'ala non deve essere minore di 40 mm e non inferiore ad 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in cemento armato ordinario.

Le armature devono essere realizzate rispettando le seguenti indicazioni:

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0.3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in cemento armato ordinario;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre ed anche nulla; in questo caso il perimetro efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere considerato pari alla metà o un quarto di quello totale;
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

Nelle sezioni riempite di calcestruzzo generalmente l'armatura non è necessaria.

4.6.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

4.6.6.1 Generalità

Si definisce come composta una soletta gettata in calcestruzzo su una lamiera grecata, in cui quest'ultima, ad avvenuto indurimento del calcestruzzo, partecipa alla resistenza dell'insieme costituendo interamente o in parte l'armatura inferiore.

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non si può fare affidamento sulla aderenza fra i materiali ma si devono adottare sistemi generalmente del tipo:

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purchè combinati a sistemi ad ingranamento;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purchè combinati con sistemi a ingranamento per attrito.

4.6.6.2 Analisi globale

4.6.6.2.1 Metodi di analisi

Nel caso in cui le solette siano calcolate come travi continue si possono utilizzare i seguenti metodi di analisi:

- (a) analisi lineare con o senza redistribuzione;
- (b) analisi globale rigido-plastica, a condizione che, dove vi sono richieste di rotazione plastica, le sezioni abbiano sufficiente capacità rotazionale;
- (c) analisi elasto-plastica che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

I metodi lineari di analisi sono idonei sia per gli stati limite ultimi, sia per gli stati limite di esercizio.

I metodi plastici devono essere utilizzati solo nello stato limite ultimo.

Si può utilizzare, per lo stato limite ultimo, l'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale se si utilizza acciaio da armatura B450C (di cui al paragrafo 11.2.2.1.) e se le campate hanno luce minore di 3 m.

Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Una soletta continua può essere progettata come una serie di campate semplicemente appoggiate; in corrispondenza degli appoggi intermedi si raccomanda di disporre armature secondo le indicazioni del successivo punto 4.6.6.4.1..

4.6.6.2.2 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari

Forze concentrate o applicate lungo una linea parallela alle nervature della lamiera possono essere considerate ripartite su una larghezza b_m operando una diffusione a 45° sino al lembo superiore della lamiera, seguendo le indicazioni della normativa consolidata.

4.6.6.3 Verifiche di resistenza

Si considereranno di regola le seguenti verifiche:

- resistenza flessionale;
- resistenza allo scorrimento;
- resistenza al punzonamento.

Ai fini della verifica allo scorrimento occorre la resistenza a taglio longitudinale di progetto $\tau_{u,Rd}$ tipica della lamiera grecata di previsto impiego, determinata secondo i criteri di cui al cap. 11. delle presenti norme.

La resistenza di una soletta composta alle sollecitazioni di taglio - punzonamento è di regola valutata sulla base di una adeguata sperimentazione, condotta in modo da riprodurre le effettive condizioni della superficie di contatto tra lamiere e getto in calcestruzzo riscontrabili in cantiere.

Qualora si consideri efficace la sola lamiera grecata, attribuendo al calcestruzzo esclusivamente la funzione di contrasto all'imbozzamento locale, la resistenza può essere verificata in accordo con le indicazioni della normativa consolidata in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.6.6.4 Verifiche agli stati limite di esercizio

4.6.6.4.1 Verifiche a fessurazione

L'ampiezza delle fessure nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata con le formulazioni delle strutture in cemento armato.

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con il precedente paragrafo 4.6.6.2.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature nelle costruzioni non puntellate, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate.

4.6.6.4.2 Verifiche di deformabilità

L'effetto di scorrimento di estremità può essere trascurato nei casi indicati dalla normativa consolidata.

Il calcolo delle frecce può essere omissivo se il rapporto tra luce ed altezza non supera i limiti indicati nel precedente capitolo 4.1. relativo alle strutture di c.a. e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità.

4.6.6.5 Verifiche della lamiera grecata nella fase di getto

4.6.6.5.1 Verifica di resistenza

La verifica della lamiera grecata deve essere svolta in accordo con le indicazioni della normativa consolidata in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.6.6.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di $L/180$ o 20 mm, essendo L la lunghezza effettiva della campata fra due appoggi (in questo contesto gli eventuali puntelli devono essere considerati appoggi).

Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo.

4.6.6.6 Dettagli costruttivi

4.6.6.6.1 Spessore minimo delle lamiere grecate

Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm.

4.6.6.6.2 Spessore della soletta

L'altezza complessiva del solaio composto h, non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo h_c al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.

Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed h_c non deve essere minore di 50 mm.

4.6.6.6.3 Inerti

La dimensione nominale dell'inerte dipende dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale il calcestruzzo è gettato.

4.6.6.6.4 Appoggi

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minimo di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm.

Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm.

I valori minimi delle larghezze di appoggio riportati in precedenza possono essere ridotti, in presenza di specifiche di progetto circa tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature.