

## 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  $\text{N/mm}^2$  (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,

$\gamma_M$  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:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\gamma_C$  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  $\gamma_C$  è pari ad 1,5. Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  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  $\gamma_C$  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:

$\gamma_C$  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  $\gamma_C$  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  $\gamma_C$  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:

$\gamma_S$  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  $\gamma_S$  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:

$\gamma_C$  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

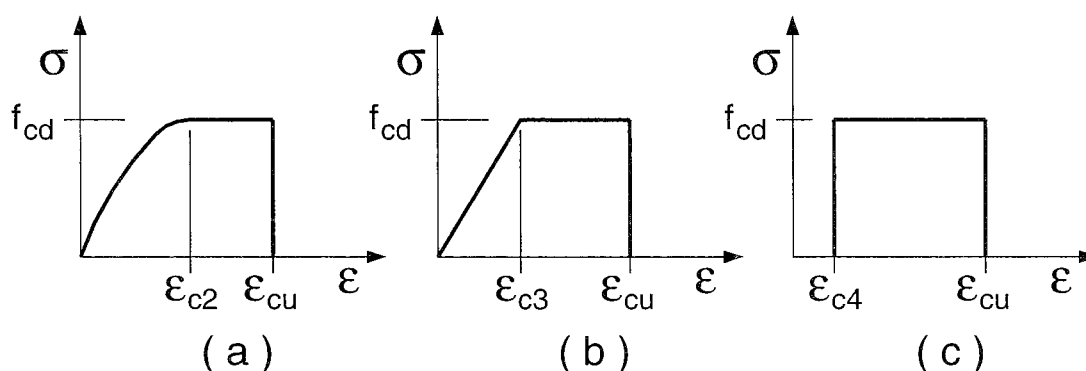
Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza alta, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di

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  $\epsilon_{cu}$ .



**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:

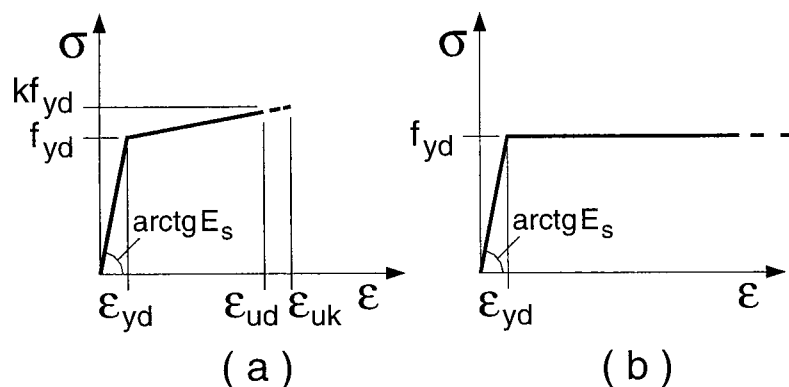
$$\epsilon_{c2} = 0,20\% \qquad \epsilon_{cu} = 0,35\%$$

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

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

#### 4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

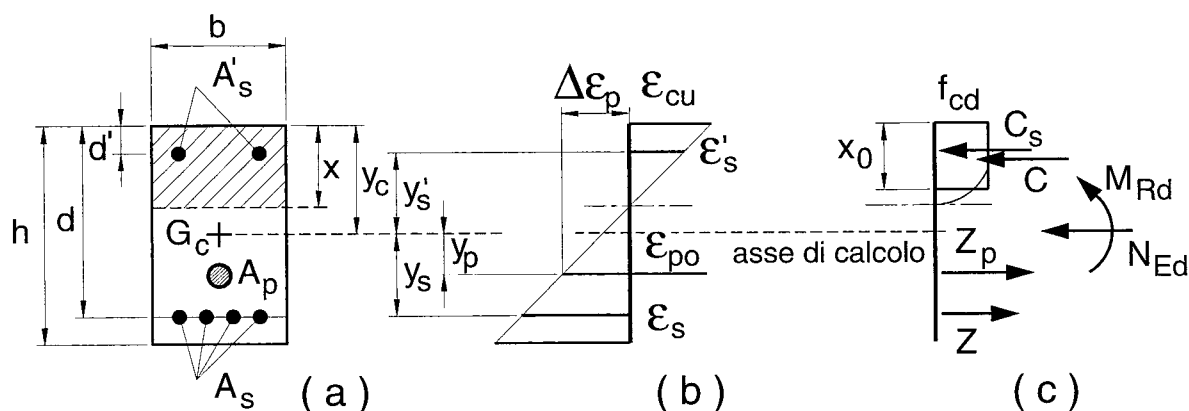
Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al 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  $\sigma'_s$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_p$  nelle armature si deducono dai corrispondenti diagrammi  $\sigma - \varepsilon$  in base alle rispettive deformazioni. Nel caso queste superino il limite  $\varepsilon_{yd}$  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  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

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

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

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

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  $45^\circ$ . 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  $\theta$  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;

$\alpha$  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  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione

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

mentre  $\tau$  e  $\sigma_I$  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

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

#### 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  $\theta$  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  $\theta$  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  $\lambda$  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:

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

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  $\gamma_{CE} = 1,2$ ;

$\varphi$  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 rigidezza 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  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

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

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  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  $\sigma_c$ , 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,  $\sigma_s$ , 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  $\sigma_c$  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:

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

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  $C_\theta$  definita come

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

essendo  $\theta_r$  e  $\theta_y$  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	...
		$\epsilon$	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 $k_\sigma$ see EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420
	$\epsilon$	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
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75
	$\epsilon^2$	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 <sup>(*)</sup>
(E)	(EP)	tutte <sup>(*)</sup>
(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,

$\gamma_M$  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  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  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  $\gamma_{M1}$  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  $\gamma_M$  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  $\gamma_M$  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  $\gamma_M$  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

$\Delta_d$  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  $\gamma_f = 1$ ,

$\Delta_R$  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,

$\gamma_M$  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;

$\tau_{Ed}$  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<sub>f</sub> 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  $\beta$  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  $\lambda$  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.):

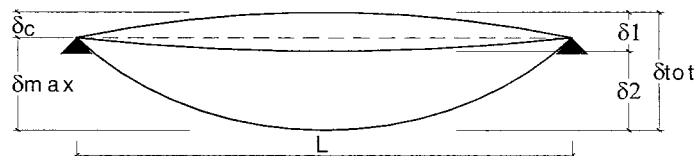


Figura 4.2.1.

$\delta_C$  la montatura iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{max}$  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  $\delta_{max}$  e  $\delta_2$  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 ( $\delta_{\max}$  spostamento nello stato finale;  $\delta_2$  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 ( $\Delta$  spostamento orizzontale in sommità;  $\delta$  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.

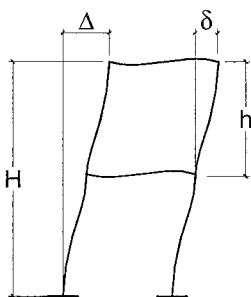


Figura 4.2.2.

#### 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  $\gamma_M$  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  $\gamma_M$  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  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.