

Stati limite di esercizio

Eurocodice 2 vers. 1993

Pier Paolo Rossi

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Classificazione

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

STATO LIMITE DI TENSIONE

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Campo di validità delle prescrizioni (4.4.2.1.)

La fessurazione è quasi inevitabile in strutture di calcestruzzo armato soggette a flessione, taglio, torsione o a trazioni indotte da carichi diretti o da deformazioni impresse impedita.

Le fessure possono anche svilupparsi per altre cause, come ritiro plastico o reazioni chimiche espansive all'interno del calcestruzzo indurito. Tali fessure possono assumere ampiezze inaccettabili ma la prevenzione e limitazione delle stesse esulano dallo scopo di questo punto.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Considerazioni generali (4.4.2.1.)

La fessurazione deve essere limitata a un livello tale da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura o da renderne inaccettabile l'aspetto.

In alternativa, si può o permettere la formazione delle fessure senza nessun tentativo di limitarne la larghezza, o invece impedirla con provvedimenti quali la predisposizione di giunti che consentano il movimento, a condizione che non venga pregiudicato il funzionamento della struttura.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Limiti di apertura delle lesioni (4.4.2.1.)

I limiti appropriati di apertura delle fessure, che tengano conto della funzione e della natura della struttura e dei costi inerenti al contenimento delle fessure devono essere concordati con il committente.

CLASSI DI ESPOSIZIONE 2-4

In assenza di requisiti specifici (per esempio impermeabilità), si può ritenere che, per elementi di calcestruzzo armato di edifici, una limitazione della massima ampiezza di calcolo delle fessure a circa 0,3 mm sotto la combinazione di carico quasi permanente sia generalmente soddisfacente nei riguardi dell'aspetto e della durabilità.

Eurocodice 2 vers. 1993

Classi di esposizione relative alle condizioni ambientali

Prospetto 4.1

	Classi di esposizione	Esempi di condizioni ambientali
1	ambiente secco	interno di edifici per abitazioni normali o uffici
2	ambiente umido	a senza gelo - interno di edifici in cui vi è elevata umidità (per es. lavanderie) - componenti esterni - componenti in terreni e/o acque non aggressivi b con gelo - componenti esterni esposti al gelo - componenti in terreni e/o acque non aggressivi ed esposti al gelo - componenti interni con alta umidità ed esposti al gelo
3	ambiente umido con gelo e impiego di sali di disgelo	- componenti interni ed esterni esposti al gelo e agli effetti dei sali di disgelo
4	ambiente marino	a senza gelo - componenti totalmente o parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi - componenti esposti ad atmosfera saturata di sale (zone costiere) b con gelo - componenti parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi ed esposti al gelo - componenti esposti ad atmosfera saturata di sale ed esposti al gelo
5	ambiente chimico aggressivo	a - ambiente chimico debolmente aggressivo (gas, liquidi o solidi) - atmosfera industriale aggressiva b - ambiente chimico moderatamente aggressivo (gas, liquidi o solidi) c - ambiente chimico fortemente aggressivo (gas, liquidi o solidi)

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Limiti di apertura delle lesioni (4.4.2.1.)

CLASSE DI ESPOSIZIONE 1

Per la classe di esposizione 1, l'apertura delle fessure non ha influenza sulla durabilità e il limite può essere ampliato se ciò non contrasta per altri motivi.

CLASSE DI ESPOSIZIONE 5

Misure particolari per limitare la fessurazione possono essere necessarie per elementi soggetti alla classe di esposizione 5. La scelta delle misure adeguate dipende dalla natura dell'aggressivo chimico presente.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Limitazione della fessurazione (4.4.2.1.)

Si ottiene una limitazione dell'ampiezza delle fessure a valori accettabili se:

- in ogni sezione che possa essere soggetta a trazione significativa dovuta a deformazioni impresse impediti, combinate o meno con carichi diretti, è presente una quantità minima di armatura ancorata, sufficiente ad assicurare che non si abbia snervamento della stessa finché il carico di fessurazione non risulti superato;
- la distanza tra le barre, e i diametri di queste, sono limitati in modo da limitare l'apertura delle fessure.

Quanto sopra vale anche per parti di elementi precompressi dove possa svilupparsi trazione nel calcestruzzo.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Aree minime di armatura (4.4.2.2.)

Nello stabilire l'area minima d'armatura, richiesta per assicurare la limitazione della fessurazione in un elemento o nella parte di un elemento che può essere soggetto a tensioni di trazione dovute a deformazioni impresse impediti, è necessario distinguere due possibili meccanismi di generazione di tali tensioni e precisamente:

deformazioni impresse intrinseche impediti: dove le tensioni sono generate in un elemento a causa di cambiamenti dimensionali dell'elemento considerato come vincolato.

deformazioni impresse estrinseche impediti: dove le tensioni sono generate nell'elemento in quanto resistente a deformazioni impresse dall'esterno.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Aree minime di armatura (4.4.2.2.)

È anche necessario distinguere tra due tipi fondamentali di distribuzione di tensioni all'interno dell'elemento all'insorgere della fessurazione. Essi sono:

flessione: quando la distribuzione delle tensioni di trazione all'interno della sezione è triangolare (cioè una parte della sezione rimane compressa);

trazione: quando l'intera sezione è soggetta a tensioni di trazione.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Aree minime di armatura (4.4.2.2.)

A meno che calcoli più rigorosi dimostrino la possibilità di adottare un'area minore, le aree di armatura minime richieste possono essere calcolate con la relazione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}/\sigma_s$$

A_s area di armatura nella zona tesa;

A_{ct} area di calcestruzzo nella zona tesa: la zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione prima della formazione della fessura.

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari al 90% della tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}/\sigma_s$$

$f_{ct,eff}$ è la resistenza efficace a trazione del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. Se non è possibile stabilire con certezza che il momento della fessurazione sia successivo ai 28 giorni di stagionatura, si suggerisce di adottare una resistenza minima a trazione pari a 3 N/mm²

k_c coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione immediatamente prima della fessurazione ($k_c=1$ per trazione pura; $k_c=0.4$ per flessione)

k coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi ($k=1.0$ per tensioni di trazione dovute a deformazioni estrinseche impediti - valore cautelativo)

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

CONTROLLO DELLA FESSURAZIONE

Metodo semplificato

Calcolo diretto
dell'ampiezza delle fessure

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Controllo della fessurazione senza calcolo diretto
(4.4.2.3.)

PIASTRE

Per piastre in edifici di calcestruzzo armato ordinario o precompresso soggette a flessione senza trazioni assiali significative, non sono necessari provvedimenti specifici per limitare la fessurazione se l'altezza totale non è maggiore di 200 mm e sono state applicate le disposizioni di cui in 5.4.3.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

Se è stata disposta almeno l'armatura minima indicata precedentemente è possibile, in genere, limitare l'ampiezza delle fessure a valori accettabili ed evitare fessure incontrollate tra barre molto distanti limitando il passo delle barre e/o il diametro delle stesse.

I prospetti 4.11 e 4.12 sono concepiti in modo da assicurare che l'ampiezza delle fessure non sia maggiore in genere di 0,3 mm per calcestruzzo armato ordinario e di 0,2 mm per calcestruzzo precompresso. Va notato comunque che è possibile occasionalmente riscontrare fessure più ampie ma ciò non deve, di regola, essere considerato grave.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

L'ampiezza delle fessure non è in genere eccessiva se:

- per fessurazione causata principalmente da impedimenti alla deformazione, la dimensione delle barre non supera quella data nel prospetto 4.11, intendendo come tensione nell'acciaio il valore ottenuto subito dopo la fessurazione;
- per fessurazione causata principalmente da carichi sono rispettate le disposizioni del prospetto 4.11 o quelle del prospetto 4.12.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Prospetto 4.11

Diametri massimi per barre ad aderenza migliorata

Tensione nell'acciaio (MPa)	Diametro massimo delle barre (mm)	
	c.a. ordinario	c.a. precompresso
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	5
400	8	4
450	6	—

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

Nel calcestruzzo armato ordinario il diametro massimo delle barre può essere modificato come segue:

$$\sigma_s = \sigma_s^* \frac{f_{cm}}{2,5} \frac{h}{10(h-d)} \geq \sigma_s^* \frac{f_{cm}}{2,5} \quad \text{per fess. da deformazione impedita}$$

$$\sigma_s = \sigma_s^* \frac{h}{10(h-d)} \geq \sigma_s^* \quad \text{per fess. indotta da carichi}$$

essendo:

σ_s il diametro massimo "modificato" delle barre;

σ_s^* il diametro massimo dato nel prospetto 4.11;

h l'altezza totale della sezione.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Prospetto 4.12

Spaziature massime per barre ad aderenza migliorata

Tensione nell'acciaio (MPa)	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	flessione pura	trazione pura	sezioni precomprese (flessione)
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	—	—
360	50	—	—

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

Nei Prospetti 4.11 e 4.12 le tensioni dell'acciaio adottate saranno, di regola, calcolate nel calcestruzzo armato ordinario in presenza dei carichi quasi permanenti e nel calcestruzzo armato precompresso in presenza dei carichi frequenti e del corrispondente valore stimato di precompressione.

Per sezioni di calcestruzzo precompresso le tensioni nell'armatura saranno di regola calcolate considerando la precompressione come una forza esterna senza tenere conto dell'incremento di tensione nelle armature causato dal carico.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

La fessurazione causata da effetti di azioni tangenziali si può considerare adeguatamente contenuta se si adotta il passo delle staffe indicato nel Prospetto 4.13.

La verifica non è necessaria in elementi per i quali l'armatura a taglio non è richiesta (cioè se $V_{cd} > V_{Sd}$), o dove $3 V_{cd} > V_{Sd}$, in quanto l'elemento non sviluppa fessure di taglio sotto i carichi di esercizio.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Prospetto 4.13

Passo delle staffe nelle travi per il controllo della fessurazione

$\frac{V_{Sd} - 3 V_{cd}}{\rho_w b_w d}$ (N/mm ²)	Passo delle staffe (mm)
≤ 50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

Nel prospetto 4.13 ρ_w è il rapporto dell'armatura a taglio come definito nell'equazione seguente:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha}$$

ρ_w è il rapporto dell'armatura a taglio;
 A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio nel tratto s;
 s è il passo dell'armatura a taglio;
 b_w è la larghezza dell'anima o minima larghezza dell'elemento sull'altezza utile;
 α è l'angolo tra l'armatura a taglio e l'armatura principale (per staffe vert. $\alpha = 90^\circ$ e $\sin \alpha = 1$).

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Metodo semplificato (4.4.2.3.)

Va notato che esiste un rischio particolare di formazione di fessure ampie in corrispondenza di sezioni dove si verificano improvvise variazioni di tensione, per esempio:

- in corrispondenza di cambi di sezione;
- vicino a carichi concentrati;
- in sezioni dove si interrompono le barre;
- in zone di elevate tensioni di aderenza (sovraposizioni).

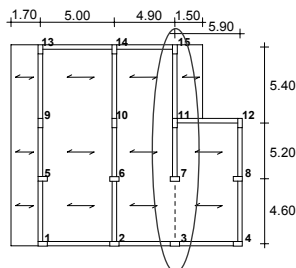
Si dovrà, di regola, cercare di ridurre al minimo le variazioni di tensione in tali sezioni. Comunque le regole per la limitazione della fessurazione indicate ai punti precedenti assicurano normalmente un controllo adeguato anche per questi punti critici, purché siano state rispettate le prescrizioni per la disposizione delle armature riportate nel capitolo 5.

Eurocodice 2 vers. 1993

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave

La verifica è stata effettuata con riferimento alla sezione di mezzeria della campata 11-15 (trave emergente).



APPLICAZIONE

Valori caratteristici e di calcolo dei carichi

Carichi e caratteristiche della sollecitazione

I valori di carico relativi alla combinazione rara sono forniti dalla relazione

$$F_d = G_k + Q_k$$

I valori di carico relativi alla combinazione quasi permanente sono forniti dalla relazione

$$F_d = G_k + \psi_2 Q_k$$

con $\psi_2=0.2$ per edifici destinati a civile abitazione.

APPLICAZIONE

Valori caratteristici e di calcolo dei carichi

Carichi e caratteristiche della sollecitazione

Il carico totale nella combinazione rara è quindi circa il 70% di quello utilizzato nelle verifiche allo S.L.U., mentre quello relativo alla combinazione quasi permanente ne è circa il 56%.

APPLICAZIONE

Verifiche agli stati limite di esercizio

Carichi e caratteristiche della sollecitazione

Questa è ovviamente solo una approssimazione. Se si volesse essere precisi occorrerebbe risolvere gli schemi relativi alle diverse combinazioni, viste per lo S.L.U., con i carichi permanenti e variabili relativi allo SLE. Nel caso della combinazione rara la differenza è sicuramente minima, perché sia i carichi permanenti che quelli variabili mantengono sostanzialmente le rispettive proporzioni. Differenze maggiori si potranno avere per la combinazione quasi permanente, perché in essa si riducono molto di più i carichi variabili. I valori stimati nel modo anzidetto sono però sempre a vantaggio di sicurezza.

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave

Controllo semplificato

Seguendo le indicazioni dell'Eurocodice 2 si è innanzitutto controllato se l'armatura disposta è di per sé idonea ad evitare rilevanti problemi di fessurazione.

Per evitare che l'armatura si snervi appena raggiunto il limite di fessurazione, l'armatura deve essere superiore al seguente valore:

$$A_s \geq \frac{k_c k f_{ct,cls} A_{ct}}{0.9 f_{yk}}$$

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave

$$A_s \geq \frac{k_c k f_{ct,cls} A_{ct}}{0.9 f_{yk}}$$

Nel caso specifico si ha:

- $k_c=0.4$ poiché la trave è soggetta a flessione
- $k=1$ coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi
- $f_{ct}=3 \text{ MPa}$ resistenza del calcestruzzo a trazione
- A_{ct} area di calcestruzzo teso = $b h / 2$ poiché la trave è soggetta a flessione

Si ottiene come minima armatura da disporre $A_s = 2.3 \text{ cm}^2$
Poiché l'armatura tesa è costituita da $4\phi 20 = 12.5 \text{ cm}^2$ tale limite è abbondantemente superato.

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave

Controllo semplificato

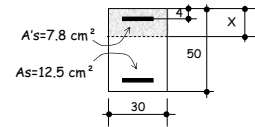
Occorre inoltre non superare un interasse massimo ed un diametro massimo delle barre, che dipendono dalla tensione nell'acciaio nella combinazione di carico quasi permanente.

Per calcolare rigorosamente tale tensione occorre determinare la posizione dell'asse neutro.

Il modello del calcestruzzo è quello del secondo stadio (lineare ma non resistente a trazione, se si è superato il limite di fessurazione), con un coefficiente di omogeneizzazione n che in questo caso si assume pari a 7.

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave



$$x = \psi \cdot h \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_{Gs}}{\psi \cdot h}} \right)$$

$$\psi = \frac{n (A_s + A_s')}{b h} = 0.0947$$

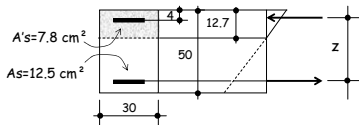


$$d_{Gs} = \frac{A_s d + A_s' c}{A_s + A_s'} = 29.9 \text{ cm}$$

$$x = 12.7 \text{ cm}$$

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave



$$\zeta = 1 - k \xi + s u (k \xi - \gamma)$$

$$\gamma = c/d = 0.0870$$

$$\xi = x/d = 0.277$$

$$u = A_s'/A_s = 0.624$$



$$\zeta = 0.908$$

$$k = 1/3 \text{ mod. lineare}$$

$$s = \frac{\xi - \gamma}{1 - \xi} = \frac{x - c}{d - x} = 0.208$$

$$z = 41.8 \text{ cm}$$

APPLICAZIONE

Verifica a fessurazione di una trave

La tensione nell'armatura può essere determinata mediante l'espressione:

$$\sigma_s = \frac{M}{z A_s}$$

con $M = 0.56 \times 143.9 = 80.6 \text{ kNm}$, ottenendo $\sigma_s = 154.3 \text{ MPa}$

Controllo semplificato

L'interasse e il diametro massimo prescritti dall'EC2 sono per $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$, rispettivamente:

$$i_{\max} < 300 \text{ mm}$$

$$d_{\max} < 32 \text{ mm}$$

Le armature disposte non superano tali limiti; il problema della fessurazione si può ritenere sostanzialmente limitato.

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Armatura di pelle

Nelle travi di altezza totale di 1,0 m o più e con armatura principale concentrata solo in una piccola parte dell'altezza, sarà di regola prevista un'armatura aggiuntiva di pelle per il controllo della fessurazione sulle facce laterali della trave. Tale armatura sarà distribuita uniformemente tra il livello dell'acciaio teso e l'asse neutro e posizionata all'interno delle staffe. L'area di tale armatura sarà non minore del valore ottenuto applicando 4.4.2.2 (3), assumendo k pari a 0,5 e σ_s pari a f_{yk} . La spaziatura e il diametro delle barre possono essere ricavati dai prospetti 4.11 o 4.12, per la condizione di trazione pura, assumendo una tensione nell'acciaio pari alla metà del valore stabilito per l'armatura principale tesa.

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Armatura di pelle per le travi

Le armature di pelle poste in opera al fine di evitare il distacco del calcestruzzo di superficie a causa, per esempio, del fuoco o nei casi in cui si usino gruppi di barre o anche barre singole di diametro maggiore di 32 mm, devono di regola essere realizzate con reti a filo o barre ad aderenza migliorata di piccolo diametro messe all'esterno delle staffe.

L'area delle armature di pelle $A_{s, \text{surf}}$ deve di regola essere non minore di $0.01 A_{ct, \text{ext}}$ nella direzione parallela alle armature tese della trave, essendo $A_{ct, \text{ext}}$ l'area del calcestruzzo teso esterno alle staffe.

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Armatura di pelle per le travi

Le barre longitudinali delle armature di pelle possono essere considerate come armature resistenti a flessione, e le barre trasversali come armature a taglio, purché esse soddisfino i requisiti relativi alle condizioni di posa in opera e di ancoraggio per questi tipi di armature.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

L'ampiezza di calcolo delle fessure può essere ottenuta dalla relazione:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

essendo:

w_k l'ampiezza di calcolo delle fessure;

s_{rm} la distanza media finale tra le fessure;

ε_{sm} la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;

β il coefficiente che correla l'ampiezza media delle fessure al valore di calcolo.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

Nell'equazione precedente può essere assunto per β il valore:

1,7 per fessurazione indotta da carichi e per fessurazione indotta da deformazione impedita in sezioni con dimensione minima maggiore di 800 mm;

1,3 per fessurazione indotta da deformazione impedita in sezioni con dimensione minima (indifferentemente altezza, larghezza o spessore) pari a 300 mm o minore.

Per dimensioni di sezione intermedie i valori possono essere interpolati.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

La deformazione media ε_{sm} può essere calcolata con l'equazione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

σ_s è la tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata;

σ_{sr} è la tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata nella condizione di carico che induce la prima fessura;

Per elementi soggetti solo a deformazioni imprime impedita, σ_s può essere assunta pari a σ_{sr} .

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

β_1 è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, pari a:

1,0 per barre ad aderenza migliorata,

0,5 per barre lisce;

β_2 è il coefficiente che tiene conto della durata del carico o di carichi ripetuti, pari a:

1,0 per un singolo carico di breve durata,

0,5 per un carico di lunga durata o per molti cicli di carico ripetuti;

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

La distanza media finale tra le fessure, per elementi soggetti principalmente a flessione o trazione, può essere calcolata in base alla seguente equazione:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r}$$

essendo:

ϕ il diametro delle barre in mm; se nella stessa sezione sono impiegati più diametri, può essere adottato un diametro medio;

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

- k_1 il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, pari a
- 0,8 per barre ad aderenza migliorata
 - 1,6 per barre lisce.

Nel caso di deformazioni impresse k_1 può essere sostituito da $k_1 \cdot k$, con k definito in 4.4.2.2 (3);

- k_2 il coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni, pari a:
- 0,5 per flessione
 - 1,0 per trazione pura.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

ρ_r il rapporto di armatura efficace $A_s/A_{c,eff}$, dove A_s è l'area dell'armatura contenuta nell'area tesa efficace $A_{c,eff}$. L'area di trazione efficace è in genere l'area di calcestruzzo che circonda le armature tese, di altezza pari a 2,5 volte la distanza dal lembo teso della sezione al baricentro dell'armatura.

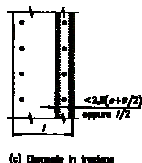
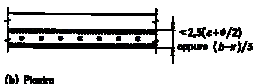
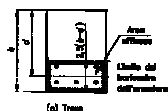
Per piastre o elementi precompressi, in cui l'altezza della zona tesa può essere piccola, l'altezza dell'area efficace non deve di regola essere assunta maggiore di $(h-x)/3$.

Il valore risultante di s_{rm} è espresso in millimetri.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)



Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure (4.4.2.4.)

Se il calcolo dell'ampiezza delle fessure viene effettuato in situazioni di progetto in cui la tensione di trazione deriva da una combinazione di deformazioni impresse impedita e di carichi, possono essere usate le formule indicate in questa sezione, ma la deformazione dovuta ai carichi, calcolata in sezione fessurata, va di regola incrementata di quella risultante dalle deformazioni impresse.

I metodi descritti in questa sezione permettono di calcolare l'ampiezza di calcolo delle fessure in una zona vicino all'armatura aderente (cioè all'interno dell'area di trazione efficace). Al di fuori di tale zona possono verificarsi fessure più ampie.

Eurocodice 2 vers. 1993

APPLICAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

In questo caso è espressamente richiesto di verificare che, per la combinazione di carico rara, l'ampiezza della lesione sia inferiore a 0,2 mm.

In primis' calcoliamo il momento di fessurazione, ovvero il momento corrispondente all'attingimento della resistenza a trazione del calcestruzzo al bordo teso della sezione. Si fa riferimento a un modello del calcestruzzo lineare e resistente a trazione (primo stadio) a ad un coefficiente di omogeneizzazione $n=7$. Si ha:

$$M_f = -f_{ct} \frac{I_g}{y}$$

APPLICAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per la sezione in esame si ha: $y_s = \frac{b h^3 / 12 + n A_s d + n A'_s c}{b h + n A_s + n A'_s}$

$y_g = 25.42$ cm (distanza bordo compresso dal baricentro)

$y = 24.58$ cm (distanza bordo teso dal baricentro)

$$I_g = b h^3 / 12 + b h (y_g - h / 2)^2 + n A_s (d - y_g)^2 + n A'_s (c - y_g)^2$$

$I_g = 374875$ cm⁴ (momento di inerzia rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata)

$f_{ctk} = 1.94$ MPa. è la resistenza a trazione del calcestruzzo (in presenza di flessione)

Si ottiene così $M_f = 29.6$ kNm.

Poiché nella combinazione di carico quasi permanente, in corrispondenza dell'appoggio 11, si raggiunge un momento $M = 100.7$ kNm la trave, come prevedibile, si fessura.

APPLICAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

La distanza media tra le fessure è data dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre in mm $\phi = 20$ mm
 $k_1=0.8$ perché le barre sono ad aderenza migliorata ;
 $k_2=0.5$ poiché la trave è soggetta a flessione pura ;
 ρ_r è la percentuale di armatura longitudinale nella zona tesa ;

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{2.5 \cdot c \cdot b} = 0.0417$$

$$s_{rm} = 98 \text{ mm}$$

APPLICAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Si calcola quindi la deformazione media dell'acciaio, che dipende dalla tensione nell'acciaio ed anche del rapporto tra tensione nella condizione considerata e tensione in incipiente fessurazione. La tensione dell'acciaio nella combinazione di carico quasi permanente è $\sigma_s = 193$ MPa. La deformazione media è:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

$\beta_1=1$

perché le barre sono ad aderenza migliorata

$\beta_2=0.5$

perché i carichi sono di lunga durata

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_r}{M_s}$$

poiché il modello è lineare in entrambi i casi

$$\text{Si ottiene } \epsilon_{sm} = \underbrace{\left[1 - 1 \times 0.5 \times \left(\frac{29.6}{100.7} \right)^2 \right]}_{0.96} \cdot \frac{193}{206000} = 0.000896 = \mathbf{0.09 \%}$$

APPLICAZIONE

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Il valore caratteristico dell'ampiezza delle fessure è dato da:

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

dove β è il coefficiente che correla l'ampiezza media delle fessure al valore di calcolo e vale 1.7 per fessurazione indotta dai carichi. Si ottiene così $w_k = 0.15$ mm. Questo valore è inferiore al limite richiesto dal committente.

La verifica è soddisfatta

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

Tensioni di compressione elevate nel calcestruzzo in presenza di carichi di esercizio possono favorire la formazione di fessure longitudinali e determinare o microfessurazioni nel calcestruzzo o livelli di viscosità maggiori di quelli previsti. Elevate tensioni nell'acciaio possono condurre a fessure ampie e permanentemente aperte. Tali fenomeni possono ridurre la durabilità delle opere.

I valori delle tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio, da confrontare con i corrispondenti valori limite, debbono tener conto, se del caso, degli stati coattivi.

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

CALCESTRUZZO

- a) Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle **classi 3 e 4** devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- **combinazione di carico rara** $0,50 \cdot f_{ck}$
- **combinazione di carico quasi permanente** $0,40 \cdot f_{ck}$

- b) Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle **classi 1 e 2** devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- **combinazione di carico rara** $0,60 \cdot f_{ck}$
- **combinazione di carico quasi permanente** $0,45 \cdot f_{ck}$

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

Limiti imposti alle tensioni normali di compressione nelle strutture in c.a.

Particolare attenzione nella limitazione delle tensioni in esercizio va rivolta quando si riconosca l'esistenza di una particolare incertezza del modello strutturale adottato, e/o quando sussista una significativa alternanza delle sollecitazioni in esercizio nella stessa sezione, anche se le strutture sono riferite alle classi 1 o 2. Del pari particolare attenzione si deve porre nella limitazione delle tensioni in esercizio per sollecitazione a pressoflessione con prevalenza di sforzo normale per la conseguente limitata duttilità.

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

CALCESTRUZZO

Per le strutture in c.a.p. debbono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- all'atto della precompressione $0,60 f_{ckj}$
 f_{ckj} è il valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo all'atto della precompressione;

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

CALCESTRUZZO

- **in servizio:**
 - a) per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 3 e 4:
 - per combinazione di carico rara: $0,50 f_{ck}$;
 - per combinazione di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
 - b) per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2:
 - per combinazione di carico rara: $0,60 f_{ck}$;
 - per combinazione di carico quasi permanente: $0,45 f_{ck}$.

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

ACCIAIO

Limiti per le tensioni di trazione nell'acciaio:

- a) per le armature ordinarie la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carichi rara non deve superare $0,70 f_{yk}$;

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

ACCIAIO

Limiti per le tensioni di trazione nell'acciaio:

- b) per le armature di precompressione, (tenendo conto, ove occorra, degli stati coattivi), non si devono superare i seguenti limiti:
 - all'atto della precompressione valgono i limiti di cui al punto 4.3.4.9. della Parte I del presente decreto;
 - a perdite avvenute, per combinazioni rare, $0,60 f_{pk}$ (tenendo conto anche dell'incremento di tensione dovuto ai carichi).

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

Nella verifica delle tensioni è necessario considerare, se del caso, oltre agli effetti dei carichi anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro, e delle deformazioni imposte aventi altre origini.

Le tensioni debbono essere verificate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi.

In generale deve, di regola, essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera f_{ctm} (Prosp. 3.1.)

D.M. 09/01/1996

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Considerazioni di base (4.4.1.1.)

Quando si adotta una sezione non fessurata, si considera attiva l'intera sezione di calcestruzzo, e si considerano in campo elastico sia a trazione che a compressione il calcestruzzo e l'acciaio.

Quando si adotta la sezione fessurata, il cls può essere considerato elastico in compressione, ma incapace di sostenere alcuna trazione (nel calcolo delle tensioni secondo le presenti regole non va di norma tenuto conto nelle verifiche locali dell'effetto irrigidente del cls teso dopo fessurazione).

In via semplificativa può assumersi il comportamento elastico-lineare e per le armature il coefficiente di omogeneizzazione con il valore convenzionale $n=15$.

D.M. 09/01/1996

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

La verifica è stata effettuata per l'appoggio 11, in corrispondenza del quale la sezione emergente (30x50) è soggetta al massimo momento negativo.

Le armature in essa disposte sono:

$$A_s = 12.5 \text{ cm}^2, \quad A'_s = 7.8 \text{ cm}^2.$$

Utilizzando le relazioni ($n=15$):

$$\psi = \frac{n(A_s + A'_s)}{b \cdot h} \quad d_{Gs} = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot c}{A_s + A'_s} \quad x = \psi \cdot h \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot d_{Gs}}{\psi \cdot h}} \right)$$

si ottiene:

$$\psi = 0.203 \quad d_{Gs} = 29.86 \text{ cm} \quad x = 16.5 \text{ cm} \quad z = 40.7 \text{ cm}.$$

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

La tensione nel calcestruzzo è data da

$$\sigma_c = -\frac{M}{I} y$$

I è il momento d'inerzia della sezione reagente omogeneizzata:

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_s (d - x)^2 + n A'_s (c - x)^2 = 226374 \text{ cm}^4$$

y è la distanza del bordo compresso dall'asse neutro, pari a x.

I limiti delle tensioni σ_c e σ_s sono stati determinati tenendo conto che l'elemento da verificare si trovi in un ambiente appartenente alla classe di esposizione 2.

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Combinazione di carico rara

Il valore del momento flettente è

$$M = -185.3 \times 0.70 = -129.7 \text{ kNm}.$$

Applicando le relazioni:

$$\sigma_c = -\frac{M}{I} y \quad \sigma_s = \frac{M}{z A_s}$$

si ottiene:

$$\sigma_c = 9.44 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 12.45 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_s = 254 \text{ MPa} \leq 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Combinazione di carico quasi permanente

Il valore del momento flettente è

$$M = -185.3 \times 0.56 = -103.8 \text{ kNm}.$$

Applicando le relazioni:

$$\sigma_c = -\frac{M}{I} y \quad \sigma_s = \frac{M}{z A_s}$$

si ottiene:

$$\sigma_c = 7.56 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 9.3 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Le verifiche sono abbondantemente soddisfatte poiché:

1. La sezione non richiedeva forti quantitativi di armatura in compressione.

$$r' = \frac{d}{\sqrt{M_{Sd} / b}} = \frac{0.46}{\sqrt{185.3 / 0.3}} = 0.0185 \Rightarrow u = \frac{A'_s}{A_s} \approx 30\%$$

2. Non è stata operata alcuna ridistribuzione delle sollecitazioni.

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Sezione con forte armatura in compressione

Suppongo che la sezione 30 x 50 sia sottoposta ad un momento flettente più elevato del precedente:

$$M_{Sd} = 265 \text{ kNm}$$

L'armatura tesa necessaria vale:

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 17.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{uso } 5\phi 20 + 1\phi 14 (A_s = 17.2 \text{ cm}^2)$$

L'armatura compressa necessaria vale:

$$r' = \frac{d}{\sqrt{M_{Sd} / b}} = \frac{0.46}{\sqrt{265 / 0.3}} = 0.0154 \Rightarrow u = \frac{A'_s}{A_s} \approx 50\%$$

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Sezione con forte armatura in compressione

Per la verifica alle tensioni d'esercizio, determinata la posizione dell'asse neutro e le caratteristiche geometriche della sezione reagente, calcolo le tensioni:

$$\sigma_c = 11.84 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 12.45 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_s = 265 \text{ MPa} \leq 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

La sezione è ancora verificata ma il margine rispetto al caso precedente si è notevolmente ridotto.

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Sezioni progettate sfruttando la redistribuzione del momento flettente

Suppongo che il momento di progetto della sezione 30 x 50 sia stato ridotto operando una redistribuzione pari al 30% (valore massimo consentito dalla normativa europea).

$$M_{slu} = 265 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 0.7 M_{sd} = 185.5 \text{ kNm}$$

L'armatura tesa vale:

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 12.0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{uso } 4\phi 20 (A_s = 12.5 \text{ cm}^2)$$

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Sezioni progettate sfruttando la redistribuzione del momento flettente

Suppongo che il momento di progetto della sezione 30 x 50 sia stato ridotto operando una redistribuzione pari al 30% (valore massimo consentito dalla normativa europea).

$$M_{slu} = 265 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 0.7 M_{sd} = 185.5 \text{ kNm}$$

L'armatura compressa necessaria vale:

$$r' = \frac{d}{\sqrt{M_{sd}/b}} = \frac{0.46}{\sqrt{185.5/0.3}} = 0.0185 \Rightarrow u = \frac{A'_s}{A_s} \approx 30\%$$

$$A'_s = 3.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{uso } 3\phi 14 (A'_s = 4.6 \text{ cm}^2)$$

APPLICAZIONE

Verifica tensioni di esercizio

Sezioni progettate sfruttando la redistribuzione del momento flettente

Per la verifica alle tensioni d'esercizio, determinata la posizione dell'asse neutro e le caratteristiche geometriche della sezione reagente, calcolo le tensioni:

$$\sigma_c = 14.6 \text{ MPa} > 0.6 f_{ck} = 12.45 \text{ MPa} \quad \text{non verificata}$$

$$\sigma_s = 364 \text{ MPa} > 0.7 f_{yk} = 301 \text{ MPa} \quad \text{non verificata}$$

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Considerazioni di base (4.4.3.1.)

La deformazione di un elemento o di una struttura deve, di regola, essere tale da non comprometterne la funzionalità o l'aspetto estetico.

Adeguati valori limite di deformazione, che tengano conto della natura della struttura, delle finiture, dei tramezzi e degli accessori nonché della funzione della struttura stessa saranno, di regola, concordati coi committenti.

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Considerazioni di base (4.4.3.1.)

Le deformazioni non devono di regola superare quelle che possono essere sopportate senza inconvenienti da altri elementi collegati quali tramezzi, vetrate, rivestimenti, servizi e finiture. In qualche caso possono essere richiesti dei limiti particolari per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti sostenuti dalla struttura o per evitare che l'acqua ristagni su tetti piani. Anche le vibrazioni possono richiedere limiti, in quanto possono causare disagio o allarme negli utenti dell'edificio e, in casi estremi, danni strutturali.

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Considerazioni di base (4.4.3.1.)

I limiti alle inflessioni indicati in (5) e (6) sono dedotti dalla ISO 4356 e assicurano generalmente prestazioni soddisfacenti per edifici come case di abitazione, uffici, edifici pubblici od officine. Di regola si deve curare che non si verifichino circostanze particolari che rendano tali limiti inadeguati per la struttura considerata. Dati ulteriori sui problemi derivanti dalle inflessioni e sui valori limite possono essere ricavati dalla ISO 4356.

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Considerazioni di base (4.4.3.1.)

1. L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione calcolata di una trave, piastra o sbalzo soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di $1/250$ della luce. L'inflessione va intesa come relativa agli appoggi.

Può essere prevista una controfreccia per compensare tutta o parte dell'inflessione, ma la monta delle casseforme verso l'alto non deve di regola essere maggiore di $1/250$ della luce.

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Considerazioni di base (4.4.3.1.)

2. Le inflessioni possono causare danni a tramezzi, a elementi connessi o in contatto con l'elemento considerato, e a finiture e infissi, se la deformazione prevista coi calcolo che si manifesta dopo la costruzione di tali elementi risulta eccessiva. Un limite adeguato dipende dalla natura dell'elemento che può essere danneggiato, ma, indicativamente, un limite di $1/500$ della luce è considerato ragionevole nella maggior parte dei casi. Tale limite può essere reso meno vincolante se gli elementi che possono essere danneggiati sono stati progettati per adattarsi a inflessioni maggiori o se è nota la capacità di resistere a inflessioni maggiori senza danno.

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Casi in cui il calcolo può essere omesso (4.4.3.2)

In genere non è necessario calcolare esplicitamente le inflessioni poiché possono essere formulate regole semplici, come la limitazione del rapporto luce/altezza, atte a evitare problemi di inflessione in circostanze normali. Sono necessarie verifiche più rigorose per elementi al di fuori di tali limiti o se altri limiti alle inflessioni, diversi da quelli impliciti nei metodi semplificati, risultano più adeguati.

Metodo semplificato

Calcolo diretto
delle inflessioni

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Casi in cui il calcolo può essere omesso (4.4.3.2)

Se travi o piastre di calcestruzzo armato di edifici sono dimensionate in modo da rispettare i limiti del rapporto luce/altezza indicati in questo punto, le loro inflessioni non superano di regola i limiti stabiliti. Il rapporto limite luce/altezza è ottenuto dal valore del prospetto 4.14 moltiplicato per fattori di correzione che tengono conto del tipo di armatura usata e di altre variabili. Nella preparazione di questi prospetti non sono state considerate eventuali controfreccie.

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Prospetto 4.14 Valori base dei rapporti luce/altezza utile per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale

Sistema strutturale	Calcestruzzo molto sollecitato	Calcestruzzo poco sollecitato
1. Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate monoo bidirezionali	18	25
2. Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	23	32
3. Campata intermedia di travi o piastre continue mono o bidirezionali	25	35
4. Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	21	30
5. Mensole	7	10

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Casi in cui il calcolo può essere omissso (4.4.3.2)

Il valore ottenuto dal prospetto 4.14 deve, di regola, essere ridotto nei casi seguenti:

- per sezioni a T, se il rapporto tra la larghezza dell'ala e la larghezza dell'anima è maggiore di 3, i valori devono, di regola, essere moltiplicati per 0,8;
- per luci maggiori di 7 m (escluse le piastre senza nervature) caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di deformazioni eccessive, il valore deve, di regola, essere moltiplicato per il rapporto $7 / l_{eff}$ (l_{eff} in metri);
- per piastre senza nervature la cui luce l_{eff} è maggiore di 8,5 m, i valori vanno di regola moltiplicati per il rapporto $8,5 / l_{eff}$ (l_{eff} in metri).

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Casi in cui il calcolo può essere omissso (4.4.3.2)

I valori del prospetto 4.14 sono stati ricavati assumendo la tensione nell'acciaio pari a 250 N/mm^2 (corrispondente approssimativamente a $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$), sotto la condizione di carico di esercizio in sezione fessurata nella mezzera di una trave o di una piastra o all'incastro di una mensola.

- se sono usati livelli di tensione diversi da 250 N/mm^2 i valori del prospetto 4.14 vanno di regola moltiplicati per $250/\sigma_s$, dove σ_s è la tensione nella sezione sopra descritta nella combinazione frequente dei carichi. E' normalmente consigliabile assumere che:

$$\frac{250}{\sigma_s} = \frac{400}{f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}}$$

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Casi in cui il calcolo può essere omissso (4.4.3.2)

Nell'interpretare il prospetto 4.14 vanno tenute presenti le seguenti ulteriori considerazioni:

I valori dati sono stati scelti in genere in via prudenziale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili;

Livello di sollecitazione del calcestruzzo

Calcestruzzo poco sollecitato	$\rho \leq 0,5\%$	essendo
Calcestruzzo molto sollecitato	$\rho \geq 1,5\%$	$\rho = A_s/b$

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Casi in cui il calcolo può essere omissso (4.4.3.2)

PIASTRE

Normalmente le piastre si possono considerare poco sollecitate;

Per piastre con portanza bidirezionale la verifica sarà effettuata con riferimento alla luce minore, per piastre non nervate va di regola considerata la luce maggiore;

I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di $1/250$ della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri, L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Calcolo diretto delle inflessioni A 4.1

Questa appendice definisce le procedure da adottare nel calcolo delle deformazioni e descrive un metodo di calcolo semplificato appropriato per elementi quali telai, travi e piastre.

La deformazione di elementi di calcestruzzo armato ordinario e precompresso è influenzata da un gran numero di fattori, nessuno dei quali conosciuto con certezza. Il risultato del calcolo non deve essere considerato una previsione accurata dell'inflessione prevedibile. Per tale ragione viene evitato l'impiego di metodi di calcolo eccessivamente sofisticati.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Il metodo di calcolo adottato deve simulare il comportamento reale della struttura con un livello di accuratezza adeguato agli obiettivi del calcolo. In particolare, nel caso in cui si ritiene che la fessurazione degli elementi possa avvenire, si deve considerare l'influenza della fessurazione sulle deformazioni del corrente teso e su quelle del corrispondente corrente compresso.

Dove risulti appropriato, si devono prendere in considerazione:

- gli effetti della viscosità e del ritiro;
- l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure;
- la fessurazione risultante da carichi antecedenti;
- l'influenza di azioni indirette come la temperatura;
- il tipo di carico (statico o dinamico)
- il valore appropriato del modulo di elasticità del calcestruzzo tenendo conto del tipo di inerte e della maturazione al momento della messa in carico.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Requisiti A.4.2

Deve essere sottolineato che, se ci si aspetta la fessurazione sono le azioni considerate, per il calcolo delle deformazioni non vale il principio di sovrapposizione degli effetti.

Possono essere utilizzati metodi semplificati, posto che il loro grado di approssimazione risulti accettabile per il caso particolare considerato.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Requisiti A 4.2

Negli edifici sarà normalmente sufficiente considerare le inflessioni per effetto della combinazione di carico quasi permanente, assumendo che tale carico sia di lunga durata.

Occasionalmente può essere necessario prendere in conto deformazioni dovute a cause diverse dalla flessione, per esempio deformazioni dovute a taglio o torsione o ad accorciamenti differenziali di elementi verticali in edifici alti. Tali eventualità non sono comunque ulteriormente contemplate nella presente norma.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Metodo di calcolo A.4.3

Si assume che esistano due condizioni limite per la deformazione delle sezioni di calcestruzzo:

- **la condizione non fessurata.** In tale stato l'acciaio ed il calcestruzzo agiscono insieme in campo elastico sia in trazione che in compressione;
- **la condizione completamente fessurata.** In tale stato l'influenza del calcestruzzo teso viene ignorata.

Saranno considerati come non fessurati gli elementi che non ci si attende risultino caricati oltre il livello che provocherebbe il superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo in un punto qualsiasi dell'elemento stesso. Gli elementi che si presume si fessurino si comporteranno in maniera intermedia tra le condizioni di sezione non fessurata e completamente fessurata.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Metodo di calcolo A.4.3

Per gli elementi soggetti prevalentemente a flessione una stima adeguata del comportamento è fornita dall'equazione:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I$$

dove:

α è il parametro da considerare, che può essere per esempio una deformazione, una curvatura o una rotazione [semplificando, può essere anche una inflessione];

α_I, α_{II} sono rispettivamente valori del parametro calcolati nelle ipotesi di sezione non fessurata e totalmente fessurata;

ζ è il coefficiente di distribuzione

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Metodo di calcolo A.4.3

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2$$

β_1 è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle armature ordinarie
= 0.5; 1.0 per barre lisce / ad aderenza migliorata;

β_2 è il coefficiente che tiene conto della durata del carico o di carichi ripetuti
= 1 per carico singolo di breve durata
= 0.5 per carichi permanenti o molti cicli ripetuti;

σ_s è la tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata;

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto il carico che induce la fessurazione nella sezione in esame;

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Metodo di calcolo A.4.3

Le proprietà critiche del materiale, richieste per consentire la determinazione delle deformazioni dovute a carichi, sono la resistenza a trazione e il modulo elastico efficace del calcestruzzo.

1. In generale, si ottiene una stima migliore del comportamento se viene utilizzato f_{cm} .

2. Un valore stimato del modulo di elasticità del calcestruzzo può essere ottenuto dal prospetto 3.2. La presa in conto della viscosità può essere effettuata utilizzando un modulo efficace:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi)$$

dove ϕ è il coefficiente di viscosità

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Metodo di calcolo A.4.3

Le curvature indotte dal ritiro possono **essere** valutate mediante l'equazione:

$$(1/r)_{cs} = \varepsilon_{cs} \alpha_e S / I$$

dove:

$(1/r)_{cs}$ è la curvatura dovuta al ritiro;

ε_{cs} è la deformazione di ritiro libero (vedere prospetto 3.3);

S è il momento statico dell'area di armatura rispetto al baricentro della sezione;

I è il momento d'inerzia della sezione;

α_e è il rapporto tra i moduli elastici $E_s/E_{c,eff}$

Per definire la curvatura finale, S e I devono di regola essere calcolati sia per la condizione non fessurata che per la condizione totalmente fessurata.

Eurocodice 2 vers. 1993

STATI LIMITE DI DEFORMAZIONE

Metodo di calcolo A.4.3

Importante: Il metodo di calcolo delle inflessioni più rigoroso consiste nel calcolare la curvatura in più sezioni lungo l'asse dell'elemento e successivamente l'inflessione mediante integrazione numerica. Il lavoro che tale metodo richiede non è normalmente giustificato e risulta generalmente accettabile calcolare l'inflessione una volta nell'ipotesi che l'intero elemento non sia fessurato, un'altra nell'ipotesi che lo stesso sia totalmente fessurato, combinando i due valori secondo l'equazione precedentemente descritta. Tale ultimo approccio non è direttamente applicabile a sezioni fessurate soggette a forza normale significativa.

Eurocodice 2 vers. 1993

Fine