

SEZIONE 2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

2.1 Requisiti

2.1.1 Requisiti di base

- (1)P La progettazione delle strutture di calcestruzzo deve essere in accordo con le regole generali contenute nella EN 1990.
- (2)P Devono essere inoltre applicate le prescrizioni supplementari per le strutture di calcestruzzo contenute nella presente Sezione.
- (3) Si ritiene che i requisiti di base della Sezione 2 della EN 1990 siano soddisfatti per le strutture di calcestruzzo quando sono applicate tutte le seguenti condizioni:
 - progettazione agli stati limite in congiunzione con il metodo dei coefficienti parziali in conformità alla EN 1990,
 - azioni in conformità alla EN 1991,
 - combinazioni di azioni in conformità alla EN 1990 e
 - resistenze, durabilità ed esercizio in conformità alla presente norma.

Nota I requisiti per la resistenza all'incendio (vedere EN 1990 Sezione 5 e EN 1992-1-2) possono determinare un sovradimensionamento dell'elemento strutturale rispetto a quanto richiesto dalla resistenza strutturale a temperatura normale.

2.1.2 Gestione dell'affidabilità

- (1) Le regole relative alla gestione dell'affidabilità sono contenute nella EN 1990, Sezione 2.
- (2) Si ritiene che una progettazione che utilizzi i coefficienti parziali forniti nel presente Eurocodice (vedere punto 2.4) e i coefficienti parziali forniti nelle appendici della EN 1990 porti ad una struttura associata con la classe di affidabilità RC2.

Nota Per ulteriori informazioni vedere la EN 1990 - appendici B e C.

2.1.3 Vita utile di progetto, durabilità e gestione per la qualità

- (1) Le regole relative alla vita utile di progetto, alla durabilità e alla gestione per la qualità sono contenute nella EN 1990, Sezione 2.

2.2 Principi della progettazione agli stati limite

- (1) Le regole per la progettazione agli stati limite sono contenute nella EN 1990, Sezione 3.

2.3 Variabili di base

2.3.1 Azioni e influenze ambientali

2.3.1.1 Generalità

- (1) Le azioni da utilizzare nella progettazione si possono ottenere dalle parti della EN 1991 pertinenti.

Nota 1 Le parti della EN 1991 pertinenti da utilizzare nella progettazione includono:

EN 1991-1.1	Densities, self-weight and imposed loads
EN 1991-1.2	Fire actions
EN 1991-1.3	Snow loads
EN 1991-1.4	Wind loads
EN 1991-1.5	Thermal actions
EN 1991-1.6	Actions during execution
EN 1991-1.7	Accidental actions due to impact and explosions
EN 1991-2	Traffic loads on bridges

	EN 1991-3	Actions induced by cranes and other machinery
	EN 1991-4	Actions in silos and tanks
Nota 2	Azioni specifiche alla presente norma sono contenute nelle Sezioni di pertinenza.	
Nota 3	Azioni derivanti dalla spinta del terreno e dell'acqua si possono ottenere dalla EN 1997.	
Nota 4	Quando si prendono in conto movimenti differenziali, si possono utilizzare appropriati valori stimati dei movimenti previsti.	
Nota 5	Altre azioni, quando rilevanti, possono essere definite nelle specifiche di un particolare progetto.	

2.3.1.2

Effetti termici

- (1) Si raccomanda che gli effetti termici siano tenuti in conto quando si verificano gli stati limite di esercizio.
 - (2) Si raccomanda di tener conto degli effetti termici negli stati limite ultimi soltanto quando sono significativi (per esempio in condizioni di fatica, nella verifica della stabilità dove gli effetti del secondo ordine sono importanti, ecc.). Negli altri casi non è necessario che siano tenuti in conto, a condizione che la duttilità e la capacità di rotazione degli elementi siano sufficienti.
 - (3) Quando gli effetti termici sono tenuti in conto, si raccomanda che essi siano considerati come azioni variabili e applicati con un coefficiente parziale e un coefficiente ψ .
- Nota Il coefficiente ψ è definito nell'appendice pertinente della EN 1990 e nella 1991-1-5.

2.3.1.3

Cedimenti/movimenti differenziali

- (1) Si raccomanda che cedimenti o movimenti differenziali della struttura dovuti a subsidenza del suolo siano classificati come un'azione permanente G_{set} che si introduce come tale nelle combinazioni delle azioni. In generale, G_{set} è rappresentata da una serie di valori corrispondenti a differenze (rispetto ad un livello di riferimento) di cedimenti/movimenti fra singole fondazioni o parti di fondazioni, $d_{set,i}$ (i indica il numero della singola fondazione o della parte di fondazione).
- Nota Quando si tiene conto di cedimenti differenziali, si possono utilizzare appropriati valori stimati dei cedimenti previsti.
- (2) Si raccomanda che gli effetti dei cedimenti differenziali siano generalmente tenuti in conto nella verifica agli stati limite di esercizio.
 - (3) Per gli stati limite ultimi si raccomanda che essi siano tenuti in conto solo quando sono significativi (per esempio in condizioni di fatica, nella verifica della stabilità dove gli effetti del secondo ordine sono importanti, ecc.). Negli altri casi non è necessario che siano tenuti in conto nelle verifiche agli stati limite ultimi, a condizione che la duttilità e la capacità di rotazione degli elementi siano sufficienti.
 - (4) Se i cedimenti differenziali sono tenuti in conto, si raccomanda di applicare un coefficiente di sicurezza parziale ai loro effetti.
- Nota Il valore del coefficiente di sicurezza parziale per gli effetti dei cedimenti è definito nell'appendice pertinente della EN 1990.

2.3.1.4

Precompressione

- (1)P La precompressione considerata nel presente Eurocodice è applicata tramite cavi di acciaio ad alta resistenza (fili, trefoli o barre).
- (2) I cavi possono essere interni al calcestruzzo. Essi possono essere pre-tesi e aderenti oppure post-tesi e aderenti o non aderenti.
- (3) I cavi possono anche essere esterni alla struttura con punti di contatto in corrispondenza di deviatori e ancoraggi.
- (4) Le disposizioni riguardanti la precompressione si trovano al punto 5.10.

2.3.2 Proprietà di materiali e prodotti

2.3.2.1 Generalità

- (1) Le regole relative alle proprietà dei materiali e dei prodotti sono contenute nella Sezione 4 della EN 1990.
- (2) Le disposizioni relative al calcestruzzo, all'acciaio per armature ordinarie ed all'acciaio da precompressione sono contenute nella Sezione 3 o nella norma di prodotto pertinente.

2.3.2.2 Ritiro e viscosità

- (1) Il ritiro e la viscosità sono proprietà del calcestruzzo che dipendono dal tempo. Si raccomanda di tenere in conto i loro effetti nella verifica agli stati limite di esercizio.
- (2) Si raccomanda che gli effetti del ritiro e della viscosità siano considerati agli stati limite ultimi solo se i loro effetti sono significativi, per esempio nella verifica agli stati limite ultimi di stabilità dove gli effetti del secondo ordine sono importanti. Negli altri casi non è necessario che siano tenuti in conto, negli stati limite ultimi, a condizione che la duttilità e la capacità di rotazione degli elementi siano sufficienti.
- (3) Se si tiene conto della viscosità si raccomanda di valutare i suoi effetti sul progetto sotto la combinazione di azioni quasi-permanente, indipendentemente dalla situazione di progetto considerata, cioè permanente, variabile o eccezionale.

Nota Nella maggior parte dei casi gli effetti della viscosità si possono valutare sotto i carichi permanenti e il valore medio della precompressione.

2.3.3 Deformazioni del calcestruzzo

- (1)^P Le conseguenze della deformazione dovuta alla temperatura, alla viscosità ed al ritiro devono essere tenuti in conto nella progettazione.
- (2) Il rispetto delle regole di applicazione della presente norma permette generalmente di tener conto dell'influenza di questi effetti. Si raccomanda inoltre di cercare di:
 - minimizzare la deformazione e la fessurazione dovute a deformazioni impresse su calcestruzzo giovane, a viscosità e a ritiro attraverso la composizione della miscela di calcestruzzo;
 - minimizzare gli impedimenti alla deformazioni attraverso la disposizione di apparecchi d'appoggio o giunti;
 - se vi sono dei vincoli, assicurarsi che la loro influenza sia tenuta in considerazione nella progettazione.
- (3) Nelle strutture di edifici, gli effetti della temperatura e del ritiro possono essere omessi nell'analisi globale a condizione che siano disposti dei giunti ad intervalli d_{joint} tali da assorbire le deformazioni risultanti.

Nota Il valore di d_{joint} è oggetto di un'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 30 m. Per le strutture prefabbricate il valore può essere più alto che per le strutture gettate in opera, dal momento che una parte della viscosità e del ritiro avviene prima della costruzione.

2.3.4 Dati geometrici

2.3.4.1 Generalità

- (1) Le regole relative ai dati geometrici sono contenute nella EN 1990, Sezione 4.

2.3.4.2 Requisiti supplementari per pali gettati in opera

- (1)^P Si raccomanda che il progetto tenga conto delle incertezze relative alla sezione trasversale dei pali gettati in opera e alle procedure di getto.

- (2) In assenza di altre prescrizioni, si raccomanda che il diametro utilizzato nei calcoli di progetto di pali gettati in opera, senza casseforme permanenti, sia assunto come segue:

- se $d_{nom} < 400 \text{ mm}$ $d = d_{nom} - 20 \text{ mm}$
- se $400 \leq d_{nom} \leq 1\,000 \text{ mm}$ $d = 0,95 \cdot d_{nom}$
- se $d_{nom} > 1\,000 \text{ mm}$ $d = d_{nom} - 50 \text{ mm}$

dove:

d_{nom} è il diametro nominale del palo.

2.4 Verifica con il metodo dei coefficienti parziali

2.4.1 Generalità

- (1) Le regole relative al metodo dei coefficienti parziali sono contenute nella EN 1990, Sezione 6.

2.4.2 Valori di progetto

2.4.2.1 Coefficiente parziale per l'azione del ritiro

- (1) Se è richiesto che le azioni indotte dal ritiro siano tenute in considerazione per lo stato limite ultimo, si raccomanda di utilizzare un coefficiente parziale γ_{SH} .

Nota Il valore di γ_{SH} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

2.4.2.2 Coefficiente parziale per la precompressione

- (1) Si intende che nella maggioranza delle situazioni la precompressione è favorevole e per la verifica allo stato limite ultimo si raccomanda di utilizzare il valore di $\gamma_{P,fav}$. Il valore di progetto della precompressione può essere basato sul valore medio della forza di precompressione (vedere EN 1990, Sezione 4).

Nota Il valore di $\gamma_{P,fav}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per situazioni di progetto persistenti e transitorie è 1,0. Questo valore può essere utilizzato anche per la verifica a fatica.

- (2) Nella verifica allo stato limite ultimo di stabilità con precompressione esterna, se un aumento del valore della precompressione può essere sfavorevole, allora si raccomanda di utilizzare $\gamma_{P,unfav}$.

Nota Il valore di $\gamma_{P,unfav}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per l'analisi globale è 1,3.

- (3) Anche nella verifica degli effetti locali si raccomanda di utilizzare $\gamma_{P,unfav}$.

Nota Il valore di $\gamma_{P,unfav}$ per gli effetti locali da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,2. Gli effetti locali dell'ancoraggio dei cavi pretesi è trattato nel punto 8.10.2.

2.4.2.3 Coefficienti parziali per carichi di fatica

- (1) Il coefficiente parziale per carichi di fatica è $\gamma_{F,fat}$.

Nota Il valore di $\gamma_{F,fat}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

2.4.2.4 Coefficienti parziali per i materiali

- (1) Per gli stati limite ultimi si raccomanda di utilizzare i coefficienti parziali γ_c e γ_s .

Nota I valori di γ_c e γ_s da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per situazioni di progetto persistenti, transitorie ed eccezionali sono riportate nel prospetto 2.1 N. Questi valori non sono validi per la progettazione al fuoco, per la quale si raccomanda di far riferimento alla EN 1992-1-2. Per la verifica a fatica si raccomanda di utilizzare, per i valori di $\gamma_{c,fat}$ e $\gamma_{s,fat}$ i coefficienti parziali relativi alle situazioni di progetto persistenti riportati nel prospetto 2.1N.

prospetto 2.1N

Coefficienti parziali dei materiali per gli stati limite ultimi

Situazioni di progetto	γ_C per il calcestruzzo	γ_S per gli acciai da armatura ordinaria	γ_S per gli acciai da precompressione
Persistenti e transitorie	1,5	1,15	1,15
Eccezionali	1,2	1,0	1,0

- (2) I valori dei coefficienti parziali per i materiali per la verifica agli stati limite di esercizio che si raccomanda di assumere sono quelli forniti nelle parti specifiche del presente Eurocodice.

Nota I valori di γ_C e γ_S agli stati limite di esercizio da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per situazioni non trattate da punti specifici del presente Eurocodice è 1,0.

- (3) Valori di γ_C e di γ_S più bassi possono essere utilizzati se sono giustificati da misure che riducano l'incertezza sulla resistenza di progetto.

Nota Informazioni su questo argomento sono contenute nell'appendice informativa A.

2.4.2.5**Coefficienti parziali per i materiali in fondazione**

- (1) Si raccomanda che i valori di progetto delle proprietà di resistenza del terreno siano calcolati in accordo con la EN 1997.
- (2) Si raccomanda che il coefficiente parziale γ_C fornito nel punto 2.4.2.4 (1) sia moltiplicato per un coefficiente k_f per ottenere la resistenza di progetto dei pali gettati in opera senza casseforme permanenti.

Nota Il valore di k_f da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,1.

2.4.3**Combinazioni di azioni**

- (1) I formati generali per le combinazioni di azioni per gli stati limite ultimi e di esercizio sono forniti nella EN 1990, Sezione 6.

Nota 1 Espressioni dettagliate per le combinazioni di azioni sono contenute nelle appendici normative della EN 1990, cioè l'appendice A1 per gli edifici, A2 per i ponti, ecc. con valori raccomandati significativi per i coefficienti parziali e valori rappresentativi delle azioni forniti nelle note.

Nota 2 La combinazione di azioni per la verifica a fatica è data nel punto 6.8.3.

- (2) Si raccomanda che il limite inferiore o il limite superiore del valore di progetto (quello che dà l'effetto più sfavorevole) di ogni azione permanente sia applicato lungo tutta la struttura (per esempio il peso proprio di una struttura).

Nota Possono esistere alcune eccezioni a questa regola (per esempio nella verifica dell'equilibrio statico, vedere EN 1990 Sezioni 6). In tali casi si può utilizzare una diversa serie di coefficienti parziali (serie A). Un esempio valido per gli edifici è dato nell'appendice A1 della EN 1990.

2.4.4**Verifica dell'equilibrio statico - EQU**

- (1) Il formato di affidabilità per la verifica dell'equilibrio statico può essere anche utilizzato in situazioni di progetto EQU, come per esempio per la verifica di dispositivi antisollevamento o dispositivi di sollevamento degli apparecchi di appoggio nel caso delle travi continue.

Nota Informazioni in merito sono date nell'appendice A alla EN 1990.

2.5**Progettazione assistita da prove**

- (1) Il progetto di strutture o di elementi strutturali può essere assistito da prove.

Nota Informazioni in merito sono contenute nella Sezione 5 e nell'appendice D della EN 1990.

- 2.6** **Requisiti supplementari per le fondazioni**
- (1)P Se l'interazione terreno-struttura ha una rilevante influenza sugli effetti delle azioni nella struttura, si deve tener conto delle proprietà del terreno e degli effetti dell'interazione, in accordo con la EN 1997-1.
- (2) Nel caso sia prevedibile la comparsa di rilevanti assestamenti differenziali, sia raccomanda di verificare la loro influenza sugli effetti delle azioni nella struttura.
- Nota 1 L'appendice G può essere utilizzata nella modellazione dell'interazione terreno-struttura.
- Nota 2 Metodi semplificati, che non tengono conto degli effetti della deformazione del terreno, sono generalmente appropriati nella maggior parte dei progetti strutturali.
- (3) Si raccomanda di dimensionare le fondazioni di calcestruzzo in accordo con la EN 1997-1.
- (4) Si raccomanda che il progetto tenga conto degli effetti di fenomeni come la subsidenza, il rigonfiamento, il gelo, il disgelo, l'erosione, ecc, se questi sono rilevanti.

- 2.7** **Prescrizioni per gli attacchi**
- (1) Si raccomanda di tener conto degli effetti locali e strutturali degli attacchi.
- Nota I requisiti per la progettazione degli attacchi sono contenute nella Specifica Tecnica "Design of fastenings for use in concrete" (in via di redazione). Questa Specifica Tecnica tratta la progettazione dei seguenti tipi di attacchi:
- attacchi inglobati come:
- ancoraggi con testa,
 - barre canale,
- e attacchi post-installati come:
- ancoraggi ad espansione,
 - ancoraggi ad espansione con foro sagomato predisposto,
 - tasselli a vite per calcestruzzo,
 - ancoraggi resi aderenti,
 - ancoraggi ad espansione resi aderenti,
 - ancoraggi ad espansione con foro sagomato predisposto resi aderenti.
- Si raccomanda che la prestazione degli attacchi soddisfi i requisiti di una norma CEN o sia dimostrata da un Benestare Tecnico Europeo.
- La Specifica Tecnica "Design of fastenings for use in concrete" comprendono la trasmissione locale dei carichi sulla struttura.
- Si raccomanda che i carichi e i requisiti aggiuntivi di progetto dati nell'appendice A della suddetta Specifica Tecnica siano tenuti in considerazione nella progettazione della struttura.

SEZIONE 3

MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Generalità

- (1)P I punti seguenti forniscono i principi e le regole per il calcestruzzo normale e ad alta resistenza.
- (2)P Le regole per il calcestruzzo con aggregati leggeri sono fornite alla Sezione 11.

3.1.2 Resistenza

- (1)P La resistenza a compressione del calcestruzzo è individuata con classi di resistenza del calcestruzzo che fanno riferimento alla resistenza caratteristica cilindrica (frattile 5%) f_{ck} , o alla resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube}$, in accordo con la EN 206-1.

- (2)P Le classi di resistenza nel presente codice sono basate sulla resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} determinata a 28 d con un valore massimo di C_{max} .
- Nota Il valore di C_{max} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è C90/105.
- (3) Le resistenze caratteristiche f_{ck} e le corrispondenti caratteristiche meccaniche necessarie per la progettazione sono fornite nel prospetto 3.1.
- (4) In certe situazioni (per esempio precompressione) può essere appropriato determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo prima o dopo 28 d, sulla base di provini conservati in condizioni diverse da quelle prescritte nella EN 12390. Se la resistenza del calcestruzzo è determinata ad un'età $t > 28$ d si raccomanda che i valori α_{cc} e α_{ct} definiti nei punti 3.1.6 (1)P e 3.1.6 (2)P siano ridotti con un coefficiente k_t .
- Nota Il valore di k_t da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,85.
- (5) Può essere richiesto di specificare la resistenza a compressione del calcestruzzo, $f_{ck}(t)$, ad un tempo t in determinate fasi (per esempio scasseratura, trasferimento della precompressione). In tal caso:
- $$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa per } 3 < t < 28 \text{ d)}$$
- $$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ per } t \geq 28 \text{ d.}$$
- Si raccomanda che valori più precisi siano basati su prove, specialmente per $t \leq 3$ d.
- (6) La resistenza a compressione del calcestruzzo ad un'età t dipende dal tipo di cemento, dalla temperatura e dalle condizioni di stagionatura. Per una temperatura media di 20 °C e per stagionatura in accordo con la EN 12390, la resistenza a compressione del calcestruzzo a diverse età $f_{cm}(t)$ si può stimare con le espressioni (3.1) e (3.2).
- $$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$
- con
- $$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$
- dove:
- $f_{cm}(t)$ è la resistenza media a compressione del calcestruzzo all'età di t giorni;
- f_{cm} è la resistenza media a compressione a 28 d secondo il prospetto 3.1;
- $\beta_{cc}(t)$ è un coefficiente che dipende dall'età t del calcestruzzo;
- t è l'età del calcestruzzo in giorni;
- s è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento:
- = 0,20 per cementi di classi di resistenza CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R),
 - = 0,25 per cementi di classi di resistenza CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N),
 - = 0,38 per cementi di classe di resistenza CEM 32,5 N (Classe S).
- Nota $\exp\{ \}$ ha lo stesso significato di $e^{()}$.
- Se il calcestruzzo non è conforme alle specifiche richieste per la resistenza a compressione a 28 d, l'utilizzo delle espressioni (3.1) e (3.2) non è appropriato.
- Si raccomanda di non utilizzare il presente punto in modo retroattivo allo scopo di giustificare una resistenza di riferimento non conforme attraverso un aumento a posteriori della resistenza.
- Per situazioni in cui l'elemento è soggetto a maturazione a vapore vedere punto 10.3.1.1 (3).

(7)P La resistenza a trazione è riferita alla più alta tensione raggiunta in condizioni di trazione assiale. Per la resistenza a trazione per flessione si raccomanda di fare riferimento al punto 3.1.8 (1).

(8) Se la resistenza a trazione è determinata come resistenza a trazione per spacco, $f_{ct,sp}$, si può ottenere un valore approssimato della resistenza a trazione assiale, f_{ct} , mediante:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) Lo sviluppo della resistenza a trazione nel tempo è fortemente influenzato dalle condizioni di maturazione e di essiccamento, nonché dalle dimensioni degli elementi strutturali. In prima approssimazione si può assumere che la resistenza a trazione $f_{ctm}(t)$ sia uguale a:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

dove:

$\beta_{cc}(t)$ è dato dall'espressione (3.2) e

$\alpha = 1$ per $t < 28$

$\alpha = 2/3$ per $t \geq 28$. I valori di f_{ctm} sono forniti nel prospetto 3.1.

Nota Se lo sviluppo della resistenza a trazione nel tempo è importante si raccomanda l'esecuzione di prove che tengano in considerazione le condizioni di esposizione e le dimensioni dell'elemento strutturale.

3.1.3

Deformazione elastica

(1) Le deformazioni elastiche del calcestruzzo dipendono in larga parte dalla sua composizione (in particolar modo dagli aggregati). Si raccomanda che i valori dati nella presente norma siano considerati come indicativi per le applicazioni generali. Tuttavia, si raccomanda che siano determinati in modo specifico nei casi in cui sia probabile che la struttura sia sensibile agli scostamenti da questi valori generali.

(2) Il modulo di elasticità di un calcestruzzo è funzione dei moduli di elasticità dei suoi componenti. Valori approssimati del modulo di elasticità E_{cm} (valore secante tra $\sigma_c = 0$ e $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$), per calcestruzzi con aggregati di quarzite, sono dati nel prospetto 3.1. Si raccomanda che il valore sia ridotto del 10% e del 30% rispettivamente per aggregati calcarei e per aggregati di arenaria. Per aggregati di basalto si raccomanda che il valore sia aumentato del 20%.

Nota L'appendice nazionale di uno Stato può fare riferimento a informazioni complementari non contraddittorie.

prospetto 3.1 Caratteristiche di resistenza e di deformazione del calcestruzzo

Classi di resistenza dei calcestruzzi															Relazione analitica/Spiegazione
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ frattile 5%
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ frattile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{ct} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	vedere figura 3.2 $\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5														vedere figura 3.2 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{cu2} (‰)	2,0														vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5														vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0														per $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{cu3} (‰)	1,75														vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5														vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

- (3) La variazione del modulo di elasticità nel tempo si può stimare con la relazione:

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0,3} E_{cm} \quad (3.5)$$

dove

$E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ sono i valori all'età di t giorni e E_{cm} e f_{cm} sono i valori determinati all'età di 28 d. La relazione fra $f_{cm}(t)$ e f_{cm} è data dall'espressione (3.1).

- (4) Il coefficiente di Poisson si può considerare uguale a 0,2 per calcestruzzo non fessurato e uguale a 0 per calcestruzzo fessurato.
- (5) A meno che non siano disponibili informazioni più accurate, il coefficiente di dilatazione termica lineare si può considerare uguale a $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

3.1.4

Viscosità e ritiro

- (1)P La viscosità e il ritiro del calcestruzzo dipendono dall'umidità dell'ambiente, dalle dimensioni dell'elemento e dalla composizione del calcestruzzo. La viscosità è inoltre influenzata dalla maturazione del calcestruzzo al momento della prima applicazione del carico e dipende dalla durata e dall'entità del carico.
- (2) Il coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$ è in relazione con il modulo tangente, E_c , che si può assumere pari a $1,05 E_{cm}$. Se non è richiesta una grande accuratezza, il valore ricavato dalla figura 3.1 può essere considerato il coefficiente di viscosità, a condizione che il calcestruzzo non sia soggetto a una tensione di compressione maggiore di $0,45 f_{ck}(t_0)$ al tempo t_0 , età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

Nota Per maggiori informazioni, ivi incluso lo sviluppo della viscosità nel tempo, si può utilizzare l'appendice B.

- (3) La deformazione viscosa del calcestruzzo $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ al tempo $t = \infty$ per una tensione di compressione costante σ_c applicata all'età t_0 del calcestruzzo, è data da:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

- (4) Se la tensione di compressione del calcestruzzo al tempo t_0 supera il valore $0,45 f_{ck}(t_0)$, allora si raccomanda di tener conto della viscosità non lineare. Una tensione così alta può risultare dalla precompressione, per esempio in elementi prefabbricati di calcestruzzo al livello del cavo di precompressione. In questi casi si raccomanda che il coefficiente teorico di viscosità non lineare sia ottenuto come segue:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp [1,5 (k_\sigma - 0,45)] \quad (3.7)$$

dove:

$\varphi_k(\infty, t_0)$ è il coefficiente teorico di viscosità non lineare, che sostituisce $\varphi(\infty, t_0)$;

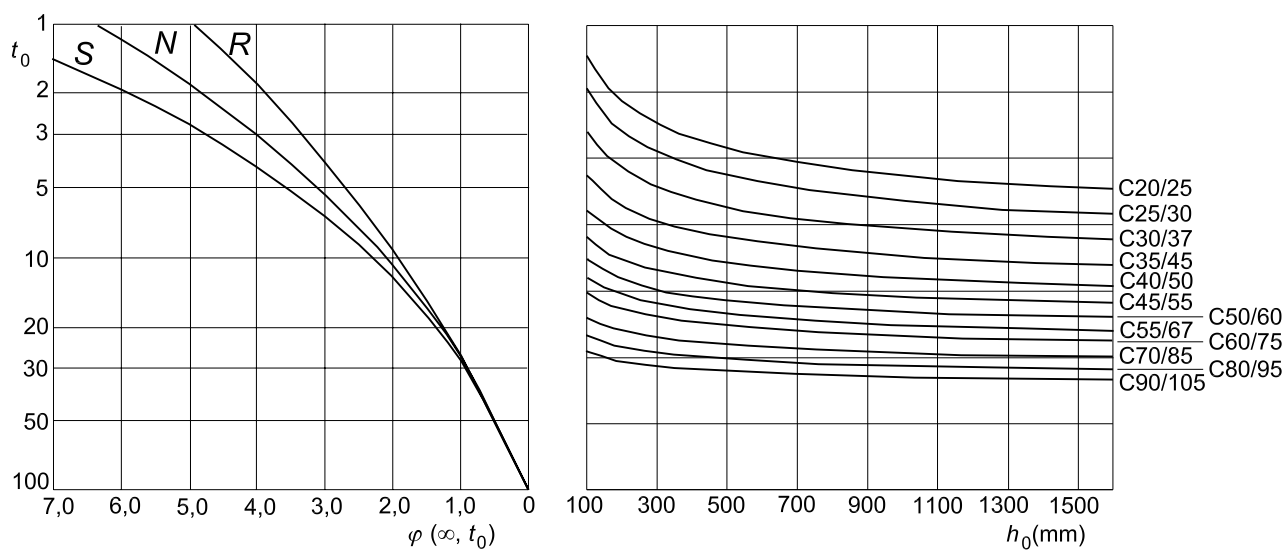
k_σ è il rapporto tensioni-resistenza $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$, dove σ_c è la tensione di compressione e $f_{cm}(t_0)$ è il valore medio della tensione di compressione sul calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

figura 3.1

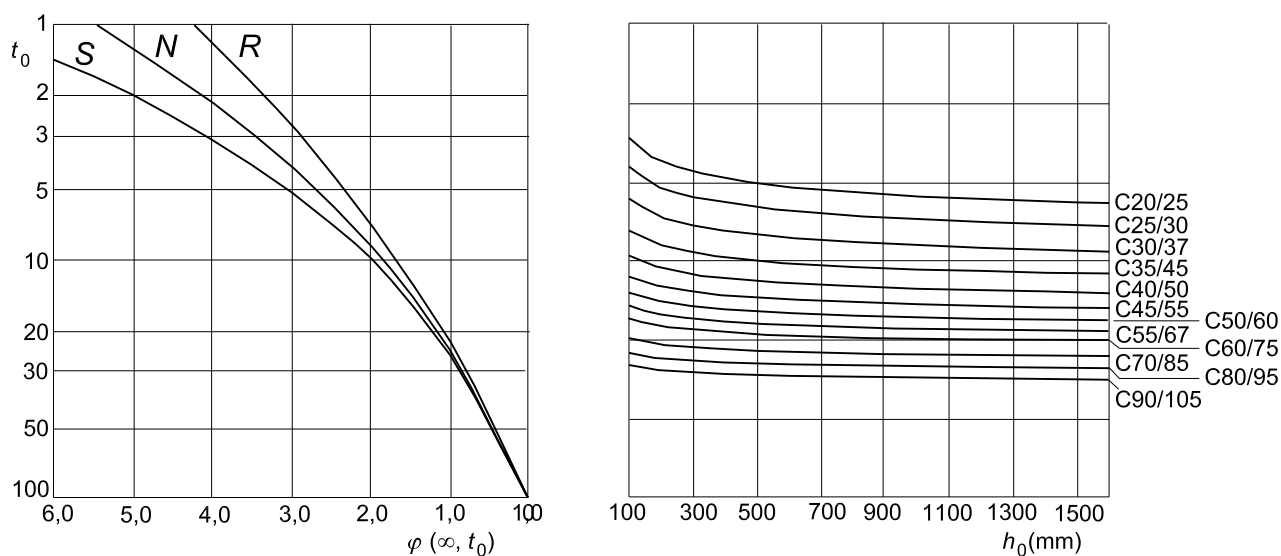
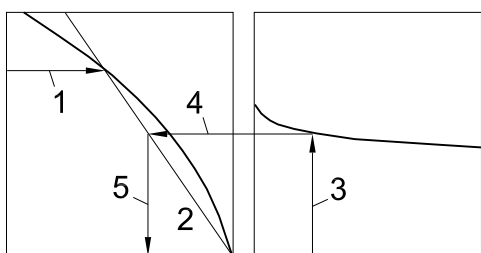
Metodo per determinare il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ di calcestruzzi in condizioni ambientali normali

Legenda

- a) Condizioni interne - RH = 50%
b) Condizioni esterne - RH = 80%



a)



b)

Nota:

- il punto d'intersezione tra le linee 4 e 5 può anche essere al di sopra del punto 1.
- per $t_0 > 100$ è sufficientemente accurato assumere $t_0 = 100$ (e utilizzare la linea tangente).

- (5) I valori dati nella figura 3.1 sono validi per temperature ambientali comprese tra -40 °C e +40 °C e per umidità relativa media compresa tra RH = 40% e RH = 100%. Si utilizzano i seguenti simboli:

$\varphi(\infty, t_0)$ è il coefficiente finale di viscosità;

t_0 è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento dell'applicazione del carico;

h_0 è la dimensione convenzionale = $2A_c/u$, dove A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo e u è il perimetro della parte esposta a essicca-

S è Classe S, secondo il punto 3.1.2 (6);

N è Classe N, secondo il punto 3.1.2 (6);

R è Classe R, secondo il punto 3.1.2 (6).

- (6) La deformazione totale da ritiro è formata da due componenti, la deformazione da ritiro per essiccaamento e la deformazione da ritiro autogeno.

La deformazione da ritiro per essiccaamento si sviluppa lentamente, dal momento che è funzione della migrazione dell'acqua attraverso il calcestruzzo indurito.

La deformazione da ritiro autogeno si sviluppa durante l'indurimento del calcestruzzo: la maggior parte si sviluppa quindi nei primi giorni successivi al getto.

Il ritiro autogeno è una funzione lineare della resistenza del calcestruzzo. Esso si considera specificatamente quando un calcestruzzo fresco è gettato contro un calcestruzzo già indurito. Perciò i valori della deformazione totale da ritiro ε_{cs} discendono da

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale da ritiro;

ε_{cd} è la deformazione da ritiro per essiccaamento;

ε_{ca} è la deformazione da ritiro autogeno.

Il valore finale della deformazione da ritiro per essiccaamento, $\varepsilon_{cd,\infty}$ è uguale a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. $\varepsilon_{cd,0}$ può essere ottenuto dal prospetto 3.2 (valori medi attesi, con un coefficiente di variazione attorno al 30%).

Nota La formula per $\varepsilon_{cd,0}$ è data nell'appendice B.

prospetto 3.2

Valori nominali del ritiro (in %) per essiccaamento non contrastato $\varepsilon_{cd,0}$ del calcestruzzo con cemento CEM classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Lo sviluppo del ritiro per essiccaamento nel tempo è regolato dalla:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

dove:

k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione convenzionale h_0 secondo il prospetto 3.3.

prospetto 3.3

Valori di k_h nell'espressione (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

dove:

 t è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato; t_s è l'età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento (o rigonfiamento). Generalmente questo avviene alla fine della maturazione; h_0 è la dimensione convenzionale (in millimetri) della sezione trasversale
 $= 2A_c/u$.

dove:

 A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo; u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

dove:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.13)$$

con t espresso in giorni.**3.1.5****Relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale non lineare**

- (1) La relazione tra σ_c e ε_c mostrata nella figura 3.2 (tensione di compressione e deformazione di accorciamento rappresentate come valori assoluti) per condizioni di carico monoassiali a breve termine è descritta dall'espressione (3.14):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.14)$$

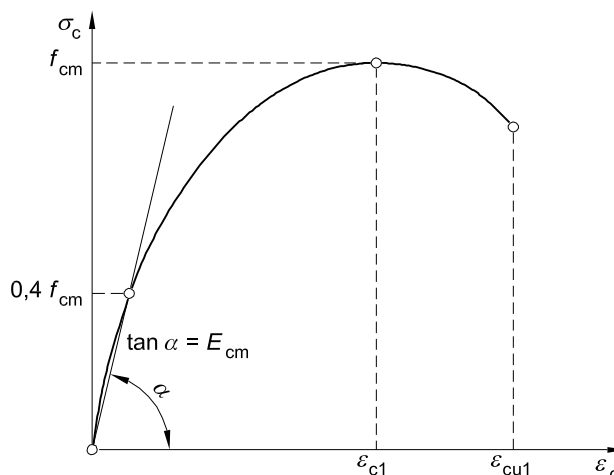
dove:

 $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$; ε_{c1} è la deformazione sotto la massima tensione, secondo il prospetto 3.1; $k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$ (f_{ck} secondo il prospetto 3.1).L'espressione (3.14) è valida per $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ dove ε_{cu1} è la deformazione nominale ultima.

- (2) È possibile applicare altre relazioni idealizzate tensioni-deformazioni, se queste rappresentano adeguatamente il comportamento del calcestruzzo in questione.

figura 3.2

Rappresentazione schematica della relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale (l'utilizzo di $0,4 f_{cm}$ per la definizione di E_{cm} è approssimato)



3.1.6

Resistenze di progetto a compressione e a trazione

(1)P Il valore della resistenza a compressione di progetto è definito come

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo, vedere punto 2.4.2.4, e

α_{cc} è il coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato.

Nota Il valore di α_{cc} da adottare in uno Stato deve di regola essere compreso tra 0,8 e 1,0 e si può reperire nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1.

(2)P Il valore della resistenza a trazione di progetto, f_{ctd} , è definito come

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale per calcestruzzo, vedere punto 2.4.2.4, e

α_{ct} è un coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a trazione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato.

Nota Il valore di α_{ct} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

3.1.7

Relazioni tensioni-deformazioni per la progettazione delle sezioni trasversali

(1) Per la progettazione delle sezioni trasversali, si possono utilizzare le seguenti relazioni tensioni-deformazioni, rappresentate in figura 3.3 (deformazione a compressione rappresentata come positiva):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{per} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per} \quad \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

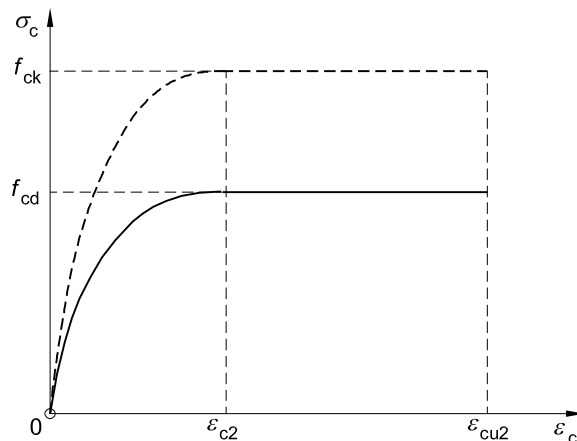
dove:

n è l'esponente secondo il prospetto 3.1;

ϵ_{c2} è la deformazione al raggiungimento della massima tensione, secondo il prospetto 3.1;

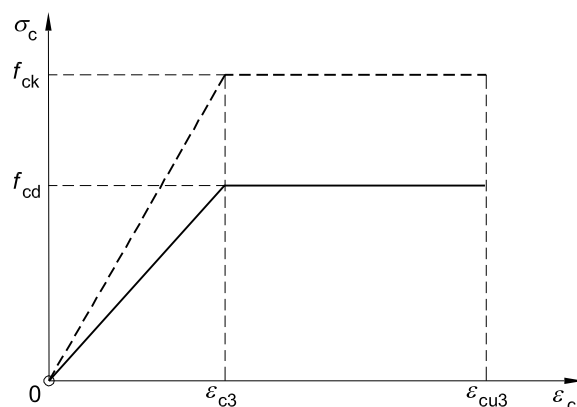
ϵ_{cu2} è la deformazione ultima, secondo il prospetto 3.1.

figura 3.3

Diagramma parabola-rettangolo per calcestruzzo compresso

- (2) Altre relazioni tensioni-deformazioni semplificate possono essere utilizzate se sono equivalenti o più conservative rispetto a quella definita in (1), per esempio bi-lineari come mostrato nella figura 3.4 (tensione di compressione e deformazione di accorciamento assunte in valore assoluto) con valori di ε_{c3} e ε_{cu3} secondo il prospetto 3.1.

figura 3.4

Relazione bilineare tensioni-deformazioni

- (3) Si può ipotizzare una distribuzione rettangolare di tensioni (come mostrato nella figura 3.5). Il coefficiente λ , che definisce l'altezza efficace della zona di compressione e il coefficiente η , che definisce la resistenza effettiva, si deducono da:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

e

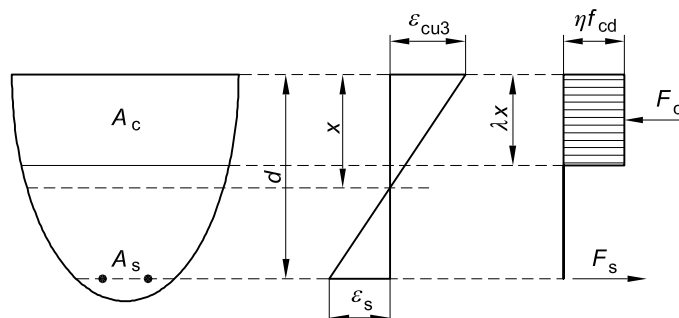
$$\eta = 1,0 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

Nota

Se la larghezza della zona di compressione decresce nella direzione della fibra più compressa, si raccomanda di ridurre del 10% il valore ηf_{cd} .

figura 3.5

Distribuzione rettangolare di tensioni**3.1.8****Resistenza a trazione per flessione**

- (1) La resistenza media a trazione per flessione degli elementi di calcestruzzo armato dipende dalla resistenza media a trazione assiale e dall'altezza della sezione trasversale. Si può utilizzare la relazione seguente:

$$f_{ctm,fl} = \max [(1,6 - h/1\,000) f_{ctm} ; f_{ctm}] \quad (3.23)$$

dove:

h è l'altezza totale dell'elemento, in millimetri;

f_{ctm} è la resistenza media a trazione assiale in base al prospetto 3.1.

La relazione data nell'espressione (3.23) si applica anche ai valori di resistenza caratteristica a trazione.

3.1.9**Calcestruzzo confinato**

- (1) Il confinamento del calcestruzzo conduce ad una modificazione della relazione efficace tensioni-deformazioni: si raggiungono una maggiore resistenza e deformazioni critiche più alte. Le altre caratteristiche di base del materiale possono essere considerate inalterate ai fini del calcolo.
- (2) In assenza di dati più precisi, si può utilizzare la relazione tensioni-deformazioni mostrata nella figura 3.6 (dove la deformazione per compressione è assunta positiva), con resistenza caratteristica e deformazioni aumentate secondo:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (3.27)$$

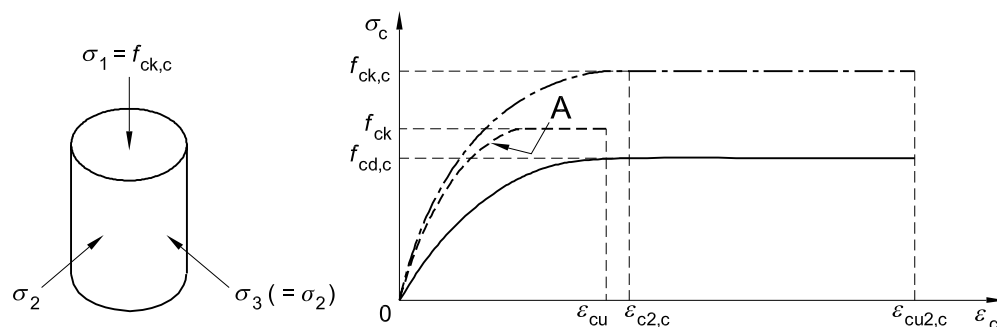
dove σ_2 ($= \sigma_3$) è la tensione di compressione laterale efficace allo SLU dovuta al confinamento e ε_{c2} e ε_{cu2} seguono dal prospetto 3.1. Il confinamento può essere generato da staffe ben chiuse o da tiranti passanti attraverso il calcestruzzo, che raggiungono la condizione plastica a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo.

figura 3.6

Relazione tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato

Legenda

A Non confinato

**3.2****Acciai per armature ordinarie****3.2.1****Generalità**

- (1)P I punti seguenti danno principi e regole per armature ordinarie sotto forma di barre, fili in rotoli, reti saldate e tralicci. Non si applicano a barre rivestite.
- (2)P I requisiti per le proprietà delle armature ordinarie sono riferiti al materiale messo in opera nel calcestruzzo indurito. Se le operazioni in cantiere possono influenzare le proprietà dell'armatura, allora queste proprietà devono essere verificate dopo queste operazioni.
- (3)P Se si impiegano tipi di acciaio, che non siano in accordo con la EN 10080, le loro proprietà devono essere verificate in conformità ai punti da 3.2.2 a 3.2.6 e l'appendice C.
- (4)P Le proprietà richieste per gli acciai d'armatura ordinaria devono essere verificate con le procedure di prova in conformità alla EN 10080.

Nota La EN 10080 fa riferimento ad una tensione di snervamento, R_e , che è in relazione con i valori caratteristici, minimo e massimo, basati su un livello qualitativo di produzione a lungo termine. Per contro f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento basata soltanto sull'armatura utilizzata in una particolare struttura. Non v'è relazione diretta tra f_{yk} e la caratteristica R_e . Tuttavia i metodi di valutazione e verifica della tensione di snervamento dati nella EN 10080 forniscono un controllo sufficiente per ottenere f_{yk} .

- (5) Le regole d'applicazione relative ai tralicci (vedere la EN 10080 per le definizioni) si applicano soltanto a quelli realizzati con barre nervate. I tralicci realizzati con altri tipi di armature possono essere contenuti in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.2.2**Proprietà**

- (1)P Il comportamento degli acciai da armatura ordinaria è definito dalle seguenti proprietà:
 - tensione di snervamento (f_{yk} oppure $f_{0,2k}$);
 - tensione massima effettiva di snervamento ($f_{y,max}$);
 - tensione di rottura (f_t);
 - duttilità (ϵ_{uk} e f_t/f_{yk});
 - piegabilità;
 - caratteristiche di aderenza (f_R : vedere appendice C);
 - dimensioni e tolleranze delle sezioni;
 - resistenza a fatica;
 - saldabilità;
 - resistenza a taglio e resistenza delle saldature di reti saldate e tralicci.

- (2)P Il presente Eurocodice si riferisce a barre di armatura ordinaria ad aderenza migliorata e saldabili, incluse le reti. I metodi di saldatura ammessi sono descritti nel prospetto 3.4.
- Nota 1 Le proprietà delle barre di armatura ordinaria necessarie per l'utilizzo con il presente Eurocodice sono fornite nell'appendice C.
- Nota 2 Le proprietà e le regole per l'utilizzo di barre indentate in prodotti prefabbricati di calcestruzzo si possono trovare nella norma di prodotto corrispondente.
- (3)P Le regole applicative per la progettazione e i dettagli costruttivi date nel presente Eurocodice sono valide per una gamma definita di tensioni di snervamento f_{yk} = da 400 MPa a 600 MPa.
- Nota Il limite superiore di f_{yk} in questa gamma per l'utilizzo in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale.
- (4)P Le caratteristiche di superficie delle barre ad aderenza migliorata devono essere tali da assicurare adeguata aderenza al calcestruzzo.
- (5) Si può ritenere che l'aderenza sia adeguata quando sono rispettate le prescrizioni relative all'indice di aderenza, f_R .
- Nota I valori minimi dell'indice di aderenza f_R sono dati nell'appendice C.
- (6)P Le barre di armatura ordinaria devono presentare un'adeguata piegabilità, in modo da consentire l'utilizzo dei diametri minimi dei mandrini specificati nel prospetto 8.1 e in modo da permettere l'esecuzione della ripiegatura.
- Nota Per i requisiti relativi a piegatura e ripiegatura, vedere l'appendice C.

3.2.3

Resistenza

- (1)P La tensione di snervamento f_{yk} (o la tensione allo 0,2% $f_{0,2k}$) e la tensione di rottura f_{tk} sono definite rispettivamente come i valori caratteristici del carico di snervamento e del massimo carico in trazione, ciascuno diviso per l'area nominale della sezione trasversale.

3.2.4

Caratteristiche di duttilità

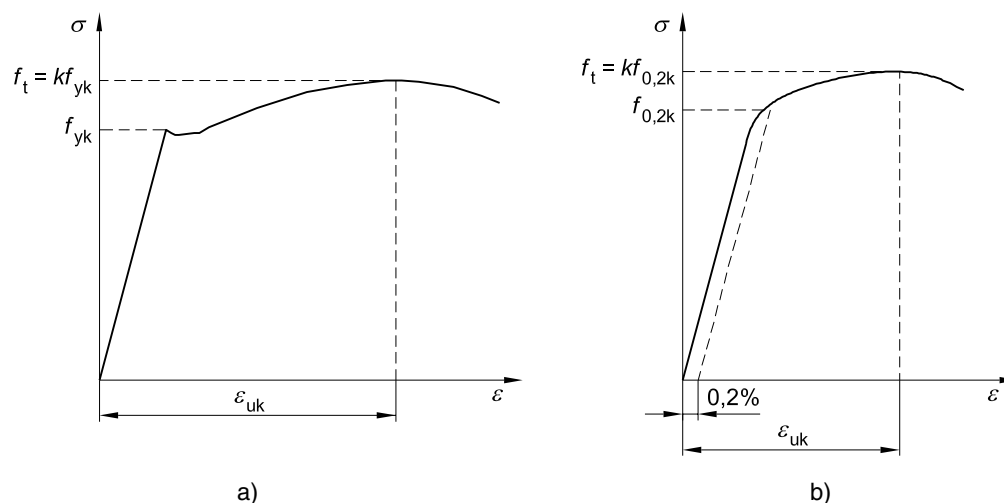
- (1)P Le barre di armatura ordinaria devono presentare adeguata duttilità, definita dal rapporto fra la tensione di rottura e la tensione di snervamento $(f_t/f_y)_k$ e dalla deformazione sotto il carico massimo, ϵ_{uk} .
- (2) La figura 3.7 mostra le curve tensioni-deformazioni rispettivamente per acciai tipici laminati a caldo e per acciai lavorati a freddo.
- Nota I valori di $(f_t/f_y)_k$ e ϵ_{uk} per le classi A, B e C sono forniti nell'appendice C.

figura 3.7

Diagrammi tensioni-deformazioni di tipici acciai per armatura ordinaria (valori assoluti per tensioni e deformazioni)

Legenda

- a) Acciai laminati a caldo
b) Acciai lavorati a freddo



3.2.5

Saldature

(1)P I processi di saldatura per barre da armatura ordinaria devono essere in accordo con il prospetto 3.4 e la saldabilità deve essere in accordo con la EN 10080.

prospetto 3.4

Procedimenti di saldatura ammessi ed esempi applicativi

Caso di carico	Metodo di saldatura	Barre in trazione ¹⁾	Barre in compressione ¹⁾
Prevalentemente statico [vedere punto 6.8.1 (2)]	saldatura per contatto	giunto di testa	
	saldatura manuale ad arco e saldatura ad arco sommerso	giunto di testa con $\phi \geq 20$ mm, manicotto, per sovrapposizione, giunti a croce ³⁾ , giunto con altri elementi di acciaio	
	saldatura ad arco sotto gas di protezione ²⁾	manicotto, per sovrapposizione, giunti a croce ³⁾ e giunto con altri elementi di acciaio	
		-	giunto di testa con $\phi \geq 20$ mm
	saldatura ad attrito	giunto di testa, giunto con altri elementi di acciaio	
	saldatura per punti	giunto per sovrapposizione, ⁴⁾ giunto a croce ^{2) 4)}	
Non prevalentemente statico [vedere punto 6.8.1 (2)]	saldatura per contatto	giunto di testa	
	saldatura manuale ad arco	-	giunto di testa $\phi \geq 14$ mm
	saldatura ad arco sotto gas di protezione ²⁾	-	giunto di testa con $\phi \geq 14$ mm
	saldatura per punti	giunto per sovrapposizione ⁴⁾ giunto a croce ^{2) 4)}	

Note:

1) Si possono saldare insieme soltanto barre che abbiano approssimativamente lo stesso diametro nominale.

2) Rapporto ammissibile di diametri misti di barre $\geq 0,57$.

3) Per giunti portanti $\phi \leq 16$ mm.

4) Per giunti portanti $\phi \leq 28$ mm.

(2)P Tutte le saldature di barre d'armatura ordinaria devono essere eseguite in accordo con la EN ISO 17760.

(3)P La resistenza delle unioni saldate per tutta la lunghezza di ancoraggio delle reti saldate deve essere sufficiente per resistere alle forze di progetto.

- (4) Si può ritenere che la resistenza delle unioni saldate delle reti saldate sia adeguata se ogni unione saldata può sopportare una forza di taglio non minore del 25% di una forza equivalente al prodotto della prescritta tensione caratteristica di snervamento per la superficie nominale della sezione trasversale. Si raccomanda di basare questa forza sull'area del filo maggiore se i due fili sono diversi.

3.2.6

Fatica

- (1)P Se è richiesta resistenza a fatica, essa deve essere verificata in accordo con la EN 10080.

Nota Informazioni sono fornite nell'appendice C.

3.2.7

Ipotesi di progetto

- (1) Si raccomanda di basare la progettazione sulla sezione trasversale nominale della barra di armatura e sui valori di progetto derivanti dai valori caratteristici dati nel punto 3.2.2.
- (2) Per la normale progettazione si può assumere uno dei seguenti modelli (vedere figura 3.8):
- Un ramo superiore inclinato con un limite di deformazione pari a ε_{ud} e una tensione massima pari a kf_{yk}/γ_s a ε_{uk} dove $k = (f_t/f_y)_k$.
 - Un ramo superiore orizzontale senza la necessità di verificare il limite di deformazione.

Nota 1 Il valore di ε_{ud} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,9 ε_{uk} .

Nota 2 Il valore di $(f_t/f_y)_k$ è dato nell'appendice C.

figura 3.8

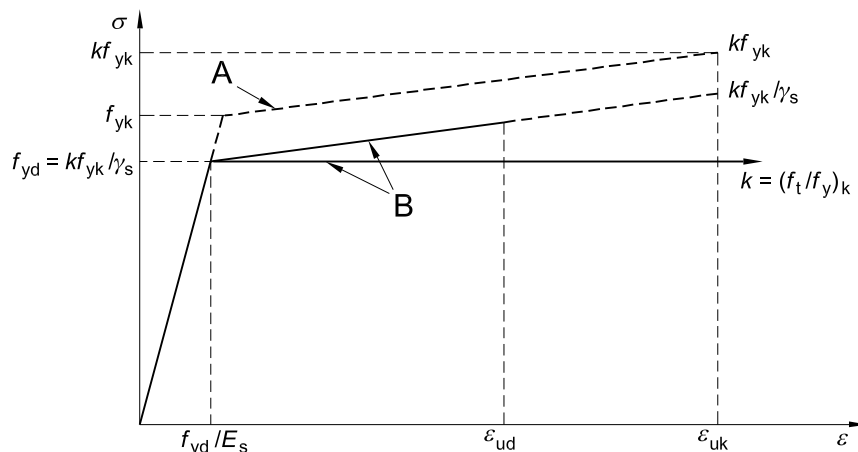
Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati e di progetto per acciai da armature ordinarie (tese e compresse)

Legenda

$$k = (f_t/f_y)_k$$

A Idealizzato

B Calcolo



- (3) Il valore medio della massa volumica può essere assunto pari a 7 850 kg/m³.
- (4) Il valore di progetto del modulo di elasticità, E_s , può essere assunto pari a 200 GPa.

3.3**Acciai da precompressione****3.3.1****Generalità**

- (1)P Il presente punto si riferisce a fili, barre e trefoli utilizzati come armature da precompressione in strutture di calcestruzzo.
- (2)P Le armature da precompressione devono presentare una sensibilità alla corrosione sotto tensione accettabilmente bassa.
- (3) Il livello di sensibilità alla corrosione sotto tensione può essere ritenuto accettabilmente basso se le armature da precompressione sono conformi ai criteri specificati nella EN 10138 o contenuti in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (4) I requisiti per le proprietà delle armature da precompressione si riferiscono al materiale messo in opera nella sua posizione finale nella struttura. Se i metodi di produzione, prova e attestazione di conformità per le armature da precompressione sono in accordo con la EN 10138 o sono forniti in un appropriato Benestare Tecnico Europeo, si può ritenere che i requisiti del presente Eurocodice siano soddisfatti.
- (5)P Per acciai conformi al presente Eurocodice, la resistenza a trazione, la tensione allo 0,1% e la deformazione sotto carico massimo sono specificati in termini di valori caratteristici; questi valori sono denominati rispettivamente f_{pk} , $f_{p0,1k}$ e ϵ_{uk} .

Nota La EN 10138 fa riferimento a valori caratteristici, minimi e massimi, basati sul livello di qualità della produzione a lungo termine. Per contro $f_{p0,1k}$ e f_{pk} sono la tensione caratteristica alla deformazione residua e la resistenza a trazione basate soltanto sullo specifico acciaio da precompressione richiesto per la struttura. Non c'è relazione diretta tra le due serie di valori. In ogni caso, i valori caratteristici della forza $F_{p0,1k}$ allo 0,1%, divisi per l'area S_n della sezione trasversale, forniti nella EN 10138 insieme con i relativi metodi di valutazione e verifica costituiscono un controllo sufficiente per ottenere il valore di $f_{p0,1k}$.

- (6) Se si utilizzano altri tipi di acciaio, che non sono in accordo con la EN 10138, le loro proprietà possono essere fornite da uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (7)P Ogni prodotto deve essere chiaramente identificabile secondo il sistema di classificazione specificato nel punto 3.3.2 (2)P.
- (8)P Le armature di precompressione devono essere classificate ai fini del rilassamento, secondo quanto descritto nel punto 3.3.2 (4)P o in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (9)P Ogni quantitativo consegnato deve essere accompagnato da un certificato contenente tutte le informazioni necessarie per la sua identificazione con riferimento alle proprietà indicate da (i) a (iv) nel punto 3.3.2 (2)P, e ad informazioni aggiuntive se necessarie.
- (10)P Nei fili e nelle barre non devono esserci saldature. Fili o trefoli individuali possono contenere saldature sfalsate soltanto se realizzate prima della trafilatura a freddo.
- (11)P Per le armature da precompressione in rotoli, dopo aver srotolato un tratto di filo o trefolo, la massima freccia deve essere conforme alla EN 10138, a meno che non sia contenuta in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.3.2**Proprietà**

- (1)P Le proprietà degli acciai da precompressione sono fornite nelle parti da 2 a 4 della EN 10138 o in un Benestare Tecnico Europeo.
- (2)P Le armature da precompressione (fili, trefoli e barre) devono essere classificate secondo le seguenti proprietà:
 - (i) Resistenza, individuata dal valore della tensione allo 0,1% di deformazione residua ($f_{p0,1k}$) e dal valore del rapporto tra resistenza a trazione e tensione allo 0,1% di deformazione residua ($f_{pk}/f_{p0,1k}$) e dalla deformazione sotto carico massimo (ϵ_{uk}).
 - (ii) Classe, indicante il comportamento a rilassamento.
 - (iii) Dimensione.
 - (iv) Caratteristiche superficiali.

- (3)P La massa reale delle armature da precompressione non deve differire dalla massa nominale più dei limiti specificati nella EN 10138 o in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (4)P Nel presente Eurocodice sono definite tre classi di rilassamento:
- Classe 1: fili o trefoli, rilassamento ordinario;
 - Classe 2: fili o trefoli, basso rilassamento;
 - Classe 3: barre laminate e lavorate a caldo.

Nota La Classe 1 non è trattata nella EN 10138.

- (5) Si raccomanda di basare i calcoli di progetto per le perdite dovute al rilassamento dell'acciaio da precompressione sul valore $\rho_{1\ 000}$, della perdita per rilassamento (in percentuale) ad un tempo di 1 000 h dopo la messa in tensione e ad una temperatura media di 20 °C (vedere EN 10138 per la definizione della prova isoterma di rilassamento).

Nota Il valore di $\rho_{1\ 000}$ è espresso come una percentuale della tensione iniziale ed è ottenuto per una tensione iniziale uguale a $0,7f_p$, dove f_p è la resistenza a trazione reale dei campioni di acciaio da precompressione. Per i calcoli di progetto si utilizza la resistenza caratteristica a trazione (f_{pk}) e di questo si è tenuto conto nelle espressioni seguenti.

- (6) I valori di $\rho_{1\ 000}$ possono essere assunti pari all'8% per la Classe 1, al 2,5% per la Classe 2 e al 4% per la Classe 3, oppure possono essere presi dal certificato.
- (7) La perdita per rilassamento si può ottenere dai certificati di prova del produttore o può essere definita come il rapporto, in percentuale, della variazione della tensione di precompressione sulla tensione di precompressione iniziale, determinato applicando una delle espressioni qui sotto riportate. Le espressioni (3.28) e (3.29) si applicano rispettivamente a fili e a trefoli da precompressione ordinaria e a basso rilassamento, mentre l'espressione (3.30) si applica alle barre laminate e lavorate a caldo.

$$\text{Classe 1 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1\ 000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1\ 000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.28)$$

$$\text{Classe 2 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1\ 000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1\ 000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{Classe 3 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \rho_{1\ 000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1\ 000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.30)$$

dove:

$\Delta\sigma_{pr}$ è il valore assoluto delle perdite per rilassamento;

σ_{pi} per le armature post-tese σ_{pi} è il valore assoluto della tensione iniziale $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ [vedere anche punto 5.10.3 (2)].

Per le armature pre-tese σ_{pi} è la massima tensione di trazione applicata al cavo meno le perdite immediate che si verificano durante il procedimento di messa in tensione, vedere comma (i) del punto 5.10.4(1);

t è il tempo dopo la messa in tensione (in ore);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, dove f_{pk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'acciaio da precompressione;

$\rho_{1\ 000}$ è il valore della perdita per rilassamento (in percentuale) a 1 000 h dopo la messa in tensione e a una temperatura media di 20 °C.

Nota Se le perdite per rilassamento sono calcolate per diversi intervalli di tempo (fasi) ed è necessaria una maggiore accuratezza, si raccomanda di fare riferimento all'appendice D.

- (8) I valori a lungo termine (finali) delle perdite per rilassamento possono essere stimati per un tempo t uguale a 500 000 h (cioè approssimativamente 57 anni).

- (9) Le perdite per rilassamento sono molto sensibili alla temperatura dell'acciaio. Se è applicato un trattamento termico (per esempio con vapore), si applica quanto previsto nel punto 10.3.2.2. Altrimenti, se la temperatura è maggiore di 50 °C, si raccomanda di verificare le perdite per rilassamento.

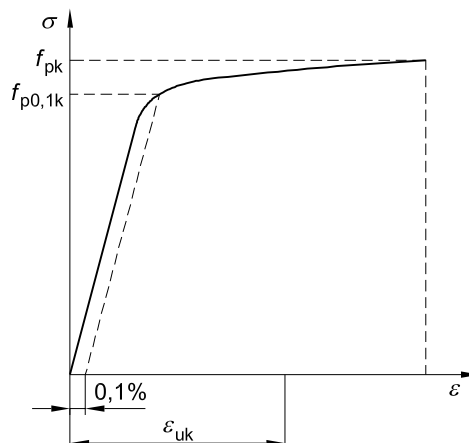
3.3.3

Resistenza

- (1)P La tensione allo 0,1% ($f_{p0,1k}$) di deformazione residua e il valore specificato della resistenza a trazione (f_{pk}) sono definiti come i valori caratteristici rispettivamente del carico allo 0,1% di deformazione residua e del massimo carico di trazione assiale, divisi per l'area nominale della sezione trasversale come illustrato nella figura 3.9.

figura 3.9

Diagramma tensioni-deformazioni per acciai tipici da precompressione (la tensione di trazione e la deformazione sono assunte in valore assoluto)



3.3.4

Caratteristiche di duttilità

- (1)P Le armature per precompressione devono presentare un'adeguata duttilità, come specificato nella EN 10138.
- (2) Si può ritenere che vi sia un'adeguata duttilità all'allungamento quando le armature da precompressione raggiungono il valore dell'allungamento sotto il carico massimo riportato nella EN 10138.
- (3) Si può ritenere che vi sia un'adeguata duttilità al piegamento quando le armature da precompressione soddisfano i requisiti di piegabilità della EN ISO 15630.
- (4) Diagrammi tensioni-deformazioni per armature da precompressione, basati su dati di produzione, devono essere preparati e resi disponibili dal produttore come appendici al certificato che accompagna la consegna [vedere punto 3.3.1 (9)P].
- (5) Si può ritenere che vi sia un'adeguata duttilità in trazione nelle armature da precompressione quando $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k$.

Nota

Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,1.

3.3.5

Fatica

- (1)P Le armature da precompressione devono presentare un'adeguata resistenza a fatica.
- (2)P L'intervallo di tensione a fatica per armature da precompressione deve essere in accordo con la EN 10138 oppure fornito in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.3.6

Ipotesi di progetto

- (1)P L'analisi strutturale si esegue sulla base della sezione trasversale nominale dell'acciaio da precompressione e dei valori caratteristici $f_{p0,1k}$, f_{pk} e ε_{uk} .
- (2) Il valore di progetto del modulo di elasticità E_p può essere assunto uguale a 205 GPa per fili e barre. Il valore effettivo può variare in un intervallo tra 195 GPa e 210 GPa, a seconda del processo produttivo. Si raccomanda che i certificati che accompagnano la partita riportino il valore appropriato.
- (3) Il valore di progetto del modulo di elasticità E_p può essere assunto uguale a 195 GPa per trefoli. Il valore effettivo può variare in un intervallo tra 185 GPa e 205 GPa, a seconda del processo produttivo. Si raccomanda che i certificati che accompagnano la partita riportino il valore pertinente.
- (4) La massa volumica media delle armature per precompressione ai fini del progetto può essere generalmente assunta pari a 7 850 kg/m³.
- (5) I valori sopra specificati possono essere ritenuti validi in un intervallo di temperature compreso tra -40 °C e +100 °C per acciai da precompressione nella struttura finita.
- (6) Il valore di progetto della tensione dell'acciaio, f_{pd} , è assunto come $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (vedere figura 3.10).
- (7) Ai fini del calcolo delle sezioni trasversali, si può assumere uno dei seguenti modelli (vedere figura 3.10):
 - un ramo inclinato, con limite di deformazione pari a ε_{ud} . Il progetto può anche essere basato sulla relazione tensioni/deformazioni effettiva, nel caso in cui questa sia nota, con tensioni al di sopra del limite di elasticità ridotte in analogia alla figura 3.10, oppure
 - un ramo superiore orizzontale senza limite di deformazione.

Nota

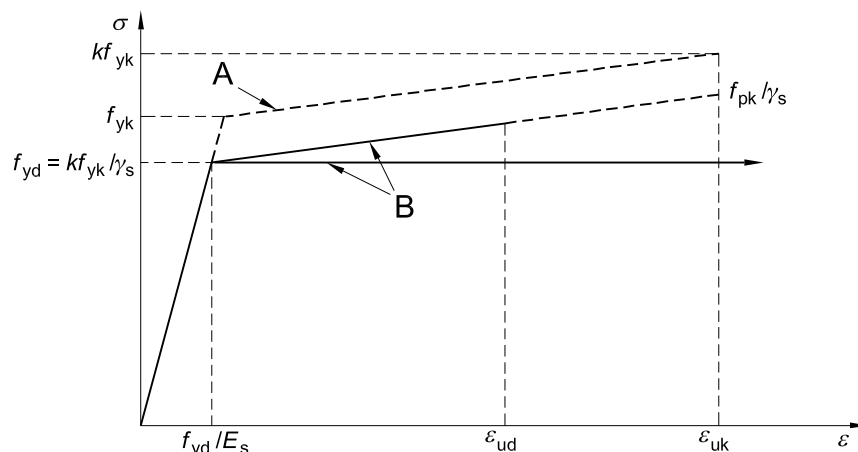
Il valore di ε_{ud} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,9\varepsilon_{uk}$. Se non sono noti valori più accurati, i valori raccomandati sono $\varepsilon_{ud} = 0,02$ e $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.

figura 3.10

Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzato e di progetto per acciai da precompressione (le tensioni di trazione e le deformazioni sono assunte in valore assoluto)

Legenda

- A Idealizzato
B Calcolo



3.3.7

Armature da precompressione in guaine

- (1)P Le armature da precompressione in guaine (per esempio armature rese aderenti in condotti, armature non aderenti, ecc.) devono essere protette adeguatamente e permanentemente contro la corrosione (vedere punto 4.3).

- (2)P Le armature da precompressione in guaine devono essere adeguatamente protette contro gli effetti del fuoco (vedere EN 1992-1-2).

3.4 Dispositivi di precompressione

3.4.1 Ancoraggi e accoppiatori

3.4.1.1 Generalità

- (1)P Il punto 3.4.1 si riferisce ai dispositivi di ancoraggio (ancoraggi) e di giunzione (accoppiatori) da applicare alle strutture post-tese, dove:
- (i) gli ancoraggi sono utilizzati per trasmettere le forze delle armature di precompressione al calcestruzzo nelle zone di ancoraggio;
 - (ii) gli accoppiatori sono utilizzati per collegare tratti singoli di armature di precompressione al fine di ottenere armature continue.
- (2)P Gli ancoraggi e gli accoppiatori per il sistema di precompressione considerato devono essere in conformità allo specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (3)P I dettagli costruttivi delle zone di ancoraggio devono essere in accordo con i punti 5.10, 8.10.3 e 8.10.4.

3.4.1.2 Proprietà meccaniche

3.4.1.2.1 Armature ancorate

- (1)P I complessi armatura di precompressione - ancoraggio e i complessi armatura di precompressione - accoppiatore devono presentare resistenza, allungamento e caratteristiche di comportamento a fatica sufficienti a soddisfare i requisiti di progetto.
- (2) Ciò può essere assunto se:
- (i) La geometria e le caratteristiche dei materiali dell'ancoraggio e i componenti dell'accoppiatore sono in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo e sono tali da escludere un cedimento prematuro degli stessi.
 - (ii) La rottura dell'armatura non è provocata dalla connessione all'ancoraggio o all'accoppiatore.
 - (iii) L'allungamento a rottura del complesso è $\geq 2\%$.
 - (iv) I complessi armatura-ancoraggio non sono collocati in zone già molto sollecitate.
 - (v) Il comportamento a fatica di componenti degli ancoraggi o degli accoppiatori è in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.4.1.2.2 Dispositivi di ancoraggio e zone di ancoraggio

- (1)P Le resistenze dei dispositivi di ancoraggio e delle zone di ancoraggio devono essere tali da consentire il trasferimento della forza dell'armatura al calcestruzzo e da assicurare che la formazione di fessure nella zona di ancoraggio non riduca l'efficienza dell'ancoraggio.

3.4.2 Armature esterne non aderenti

3.4.2.1 Generalità

- (1)P Un'armatura esterna non aderente è un'armatura situata all'esterno della sezione di calcestruzzo ed è collegata alla struttura soltanto tramite ancoraggi e deviatori.
- (2)P Il sistema di post-tensionamento da utilizzare con le armature esterne deve essere conforme allo specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (3) Si raccomanda che i dettagli costruttivi delle armature rispettino le regole descritte al punto 8.10.

3.4.2.2

Ancoraggi

- (1) Il raggio minimo di curvatura dell'armatura nella zona di ancoraggio per armature non aderenti dovrebbe essere indicato nello specifico Benestare Tecnico Europeo.

SEZIONE 4

DURABILITÀ E COPRIFERRI

4.1

Generalità

- (1)P Una struttura durevole deve soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la sua vita utile di progetto, senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali vedere anche la EN 1990).
- (2)P La protezione richiesta per la struttura deve essere stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (vedere EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.
- (3)P Deve essere presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano.

Nota Gli esempi includono le deformazioni dovute alla viscosità e al ritiro (vedere punto 2.3.2).

- (4) La protezione delle armature d'acciaio contro la corrosione dipende dalla massa volumica, dalla qualità e dallo spessore del copriferro di calcestruzzo (vedere punto 4.4) e dalla fessurazione (vedere punto 7.3). La massa volumica e la qualità del copriferro si ottengono controllando il massimo rapporto acqua/cemento e il minimo contenuto di cemento (vedere EN 206-1) e possono essere associate ad una classe di resistenza minima del calcestruzzo.

Nota Informazioni complementari sono date nell'appendice E.

- (5) Se è possibile ispezionare e sostituire gli attacchi metallici, è ammesso che questi siano utilizzati in parti esposte, previa applicazione di un rivestimento superficiale protettivo. In caso contrario, si raccomanda di utilizzare degli attacchi di materiale resistente alla corrosione.
- (6) In situazioni particolari (per esempio per strutture provvisorie o a carattere monumentale, strutture sottoposte ad azioni estreme o inusuali, ecc.) si raccomanda di considerare dei requisiti supplementari, oltre a quelli dati nella presente Sezione.

4.2

Condizioni ambientali

- (1)P Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura è esposta, in aggiunta alle azioni meccaniche.
- (2) Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1.
- (3) In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:
- attacco chimico, dovuto per esempio a:
- utilizzo dell'edificio o della struttura (stoccaggio di liquidi, ecc.),
 - soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
 - cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
 - reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali);
- attacco fisico, dovuto per esempio a:
- variazioni di temperatura,
 - abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13)],
 - penetrazione di acqua (EN 206-1).

prospetto 4.1

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Nota

La composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale. In questo caso, si dovrebbe adottare per f_{ctm} la resistenza più alta per il calcolo dell'armatura minima e per il controllo dell'apertura delle fessure (vedere punti 7.3.2 - 7.3.4).

4.3

Requisiti di durabilità

- (1)P Per ottenere la vita utile di progetto richiesta per una struttura, devono essere prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.
- (2)P I requisiti di durabilità devono essere presi in conto quando si considerano:
- la concezione della struttura,
 - la scelta dei materiali,
 - i dettagli costruttivi,
 - l'esecuzione,
 - il controllo di qualità,
 - l'ispezione,
 - le verifiche,
 - particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

4.4

Metodi di verifica

4.4.1

Copriferro

4.4.1.1

Generalità

- (1)P Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.
- (2)P Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{\min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3):

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1)$$

4.4.1.2

Copriferro minimo, c_{\min}

- (1)P Un copriferro minimo, c_{\min} , deve essere assicurato al fine di garantire:
- la corretta trasmissione delle forze di aderenza (vedere anche le Sezioni 7 e 8);
 - la protezione dell'acciaio contro la corrosione (durabilità);
 - un'adeguata resistenza al fuoco (vedere EN 1992-1-2).
- (2)P Deve essere utilizzato il massimo valore di c_{\min} che soddisfi sia i requisiti relativi all'aderenza, sia quelli relativi alle condizioni ambientali.

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

dove:

$c_{\min,b}$ copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza, vedere punto 4.4.1.2 (3);

$c_{\min,dur}$ copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali, vedere punto 4.4.1.2 (5);

$\Delta c_{dur,\gamma}$ margine di sicurezza, vedere punto 4.4.1.2 (6);

$\Delta c_{dur,st}$ riduzione del copriferro minimo quando si utilizza acciaio inossidabile, vedere punto 4.4.1.2 (7);

$\Delta c_{dur,add}$ riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva, vedere punto 4.4.1.2 (8).

- (3) Per far sì che le forze di aderenza siano trasmesse adeguatamente, e che il calcestruzzo sia sufficientemente compatto, si raccomanda che il copriferro minimo non sia inferiore ai valori di $c_{\min,b}$ dati nel prospetto 4.2.

prospetto 4.2

Copriferro minimo, $c_{\min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{\min,b}$ *)
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{\min,b}$ di 5 mm.	

Nota I valori di $c_{\min,b}$ per guaine circolari e rettangolari di armature post-tese aderenti e per armature da precompressione pre-tese da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per guaine da precompressione per post-tensione sono:

- guaine di sezione circolare: diametro della guaina stessa;
- guaine di sezione rettangolare: la dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore.

Non vi sono requisiti per copriferro di guaine circolari o rettangolari maggiore di 80 mm.

I valori raccomandati per armature pre-tese sono:

- $1,5 \times$ il diametro del trefolo o del filo liscio;
- $2,5 \times$ il diametro del filo indentato.

- (4) Per armature da precompressione, si raccomanda che il copriferro minimo dell'ancoraggio sia calcolato in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (5) Con un calcestruzzo di peso normale, il copriferro minimo delle armature, in accordo con la EN 10080 e che tenga conto delle classi di esposizione e delle classi strutturali è dato da $c_{\min,dur}$.

Nota La classificazione strutturale e i valori di $c_{\min,dur}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. La Classe Strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) è S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nell'appendice E e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1.

I valori raccomandati di $c_{\min,dur}$ sono dati nel prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel prospetto 4.5N (acciai da precompressione).

prospetto 4.3N

Classificazione strutturale raccomandata

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Note al Prospetto 4.3N

- 1) Si considera che la classe di resistenza e il rapporto a/c siano correlate. È possibile considerare una composizione particolare (tipo di cemento, valore del rapporto a/c, fini) con l'intento di ottenere una bassa permeabilità.
- 2) Il limite può essere ridotto di una classe di resistenza se si applica più del 4% di aria aggiunta.

prospetto 4.4N

Valori del copriferro minimo, $c_{\min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{\min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N

Valori del copriferro minimo, $c_{\min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{\min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

- (6) Si raccomanda che il copriferro sia aumentato di un margine di sicurezza aggiuntivo $\Delta c_{dur,\gamma}$

Nota Il valore di $\Delta c_{dur,\gamma}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm.

- (7) Nel caso si utilizzi acciaio inossidabile o siano prese misure particolari, il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,st}$. In tali situazioni si raccomanda di considerare gli effetti sulle proprietà rilevanti del materiale, ivi inclusa l'aderenza.

Nota Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.

- (8) Per calcestruzzo con protezioni aggiuntive (per esempio rivestimento) il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,add}$.

Nota Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.

- (9) Nel caso di un calcestruzzo messo in opera in contatto con altri elementi di calcestruzzo (prefabbricato o in situ) il valore minimo del copriferro rispetto all'interfaccia può essere ridotto a un valore corrispondente al requisito per l'aderenza [vedere comma (3) sopra], a condizione che:

- la classe del calcestruzzo sia almeno C25/30,
- il tempo di esposizione della superficie di calcestruzzo all'ambiente esterno sia breve (<28 d),
- l'interfaccia sia resa rugosa.

- (10) Per armature non aderenti si raccomanda di realizzare il copriferro in conformità con il Benestare Tecnico Europeo.

- (11) Nel caso di superfici irregolari (per esempio aggregati esposti) si raccomanda che il copriferro minimo sia aumentato di almeno 5 mm.
- (12) Dove si preveda che il calcestruzzo sia soggetto a cicli di gelo/disgelo o ad attacco chimico (Classi XF e XA) si raccomanda di prestare particolare attenzione alla composizione del calcestruzzo (vedere EN 206-1 Sezione 6). Un copriferro in conformità con il punto 4.4 è generalmente sufficiente in tali situazioni.
- (13) Per quanto riguarda l'abrasione del calcestruzzo, si raccomanda di prestare particolare attenzione agli aggregati, conformemente alla EN 206-1. Come opzione si può tener conto dell'abrasione del calcestruzzo aumentando il copriferro (strato sacrificale). In questo caso si raccomanda che il copriferro minimo c_{\min} sia aumentato di k_1 per la Classe di abrasione XM1, di k_2 per XM2 e di k_3 per XM3.

Nota La Classe di abrasione XM1 corrisponde ad un'abrasione moderata, come nel caso di elementi di siti industriali con transito di veicoli su pneumatici. La Classe di abrasione XM2 corrisponde ad alta abrasione, come nel caso di elementi di siti industriali con transito di carrelli elevatori con ruote pneumatiche o di gomma dura. La Classe di abrasione XM3 corrisponde ad abrasione estrema, come nel caso di siti industriali con transito di carrelli elevatori con ruote di elastomeri o di acciaio o veicoli cingolati. I valori di k_1 , k_2 e k_3 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono 5 mm, 10 mm e 15 mm.

4.4.1.3

Margine di progetto per gli scostamenti

- (1)P Nel calcolo del copriferro nominale, c_{nom} , si deve aumentare il copriferro minimo per tener conto degli scostamenti (Δc_{dev}). Il copriferro minimo richiesto deve essere aumentato del valore assoluto dello scostamento negativo accettato.

Nota Il valore di Δc_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm.

- (2) Per gli edifici, la ENV 13670-1 fornisce i valori ammissibili degli scostamenti. Questi valori sono generalmente sufficienti anche per altre tipologie di strutture. Si raccomanda che essi siano considerati al momento della scelta del valore di progetto del copriferro nominale. Si raccomanda che il valore di progetto del copriferro nominale sia utilizzato nei calcoli e specificato sui disegni, a meno che non sia specificato un valore diverso (per esempio valore minimo).

- (3) In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso, Δc_{dev} , possono essere ridotti.

Nota La riduzione di Δc_{dev} da adottare in uno Stato in tali circostanze può essere reperita nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev} , può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ mm} \quad (4.3N)$$

- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0 \text{ mm} \quad (4.4N)$$

- (4) Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, si raccomanda che il copriferro minimo sia generalmente aumentato per tener conto dei maggiori scostamenti nel progetto. Si raccomanda che tale aumento sia in relazione con la differenza provocata dalle irregolarità e il copriferro minimo sia almeno pari a k_1 mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e k_2 mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno. Si raccomanda di aumentare il copriferro anche nei casi in cui siano presenti irregolarità superficiali, quali per esempio finiture striate o aggregati a vista, in modo da tener conto dell'irregolarità superficiale [vedere punto 4.4.1.2 (11)].

Nota I valori di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 40 mm e 75 mm.

SEZIONE 5**ANALISI STRUTTURALE****5.1****Generalità****5.1.1****Requisiti generali**

- (1)P Lo scopo dell'analisi strutturale è stabilire la distribuzione delle forze interne e dei momenti o delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti, nell'intera struttura o in una parte di essa. Un'analisi locale aggiuntiva deve essere svolta ove necessario.

Nota Nella maggioranza dei casi normali l'analisi è utilizzata per calcolare la distribuzione delle forze interne e dei momenti; la completa verifica o dimostrazione della resistenza delle sezioni trasversali è basata sugli effetti di queste azioni interne; tuttavia, per alcuni elementi particolari, i metodi di analisi utilizzati (per esempio l'analisi agli elementi finiti) forniscono tensioni, deformazioni e spostamenti piuttosto che forze interne e momenti. Per utilizzare questi risultati e ottenere un'appropriata verifica è necessario adottare metodi particolari.

- (2) Analisi locali possono essere necessarie se non è valida l'ipotesi di distribuzione lineare delle deformazioni, per esempio:
- in prossimità degli appoggi;
 - in corrispondenza di carichi concentrati;
 - alle intersezioni travi-colonne;
 - nelle zone di ancoraggio;
 - in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.
- (3) Per stati di tensione piani è possibile utilizzare un metodo semplificato per il calcolo delle armature.

Nota Un metodo semplificato è fornito nell'appendice F.

- (4)P L'analisi deve essere svolta idealizzando la geometria e il comportamento della struttura. Le idealizzazioni scelte devono essere appropriate per il problema in questione.
- (5) Nella progettazione si deve tener conto della geometria e delle proprietà della struttura nonché del suo comportamento in ogni fase della costruzione.
- (6)P Nella progettazione si deve tener conto dell'effetto della geometria e delle proprietà della struttura sul suo comportamento in ogni fase della costruzione
- (7) Le idealizzazioni generalmente utilizzate nell'analisi sono:
- comportamento elastico lineare (vedere punto 5.4);
 - comportamento elastico lineare con ridistribuzione limitata (vedere punto 5.5);
 - comportamento plastico (vedere punto 5.6), comprendente la modellazione tirante-puntone (vedere punto 5.6.4);
 - comportamento non lineare (vedere punto 5.7).
- (8) Negli edifici, le deformazioni delle travi e delle solette dovute al taglio e alle forze normali possono essere trascurate se si prevede che esse siano minori del 10% di quelle dovute alla flessione.

5.1.2**Requisiti particolari per le fondazioni**

- (1)P Se l'interazione terreno-struttura ha un'influenza rilevante sugli effetti delle azioni sulla struttura, le proprietà del suolo e gli effetti dell'interazione devono essere tenuti in conto in accordo con la EN 1997-1.

Nota Per ulteriori informazioni sull'analisi delle fondazioni sottili vedere l'appendice G.

- (2) Appropriati modelli semplificati per la descrizione dell'interazione terreno-struttura possono essere utilizzati nel calcolo delle fondazioni superficiali.

Nota Nel caso di semplici plinti di fondazione e di solette di collegamento fra pali, gli effetti dell'interazione terreno-struttura possono solitamente essere trascurati.

- (3) Nel dimensionamento dei singoli pali si raccomanda che le azioni siano determinate tenendo in considerazione l'interazione tra i pali, la soletta di collegamento e il terreno di supporto.
- (4) Nel caso in cui i pali siano disposti su più file, si raccomanda che l'azione di ogni palo sia valutata considerando la loro interazione.
- (5) Questa interazione può essere trascurata quando la distanza netta tra i pali è superiore a due volte il loro diametro.

5.1.3

Casi di carico e combinazioni

- (1)P Le combinazioni di carico considerate (vedere EN 1990 Sezione 6) devono tener conto dei casi di carico pertinenti, in modo da permettere la determinazione delle condizioni critiche di progetto per tutte le sezioni della struttura o della parte considerata.

Nota

Ove sia richiesta una semplificazione nel numero di disposizioni di carichi da adottare in uno Stato, si fa riferimento alla sua appendice nazionale. Per gli edifici, si raccomandano le seguenti disposizioni di carico semplificate:

- (a) Campate alterne caricate con i carichi di progetto variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), le campate rimanenti caricate con il solo carico di progetto permanente, $\gamma_G G_k + P_m$.
- (b) Due qualsiasi campate adiacenti caricate con i carichi di progetto variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), tutte le altre campate caricate con il solo carico di progetto permanente, $\gamma_G G_k + P_m$.

5.1.4

Effetti del secondo ordine

- (1)P Gli effetti del secondo ordine (vedere EN 1990, Sezione 1) devono essere presi in conto ove possano influenzare in modo significativo la stabilità complessiva di una struttura o il raggiungimento dello stato limite ultimo nelle sezioni critiche.
- (2) Si raccomanda che gli effetti del secondo ordine siano presi in conto secondo il punto 5.8.
- (3) Nel caso di edifici, gli effetti del secondo ordine al di sotto di certi limiti possono essere trascurati [vedere punto 5.8.2 (6)].

5.2

Imperfezioni geometriche

- (1)P L'analisi degli elementi e della struttura deve tener conto degli effetti sfavorevoli di eventuali scostamenti nella geometria della struttura e nel posizionamento dei carichi.

Nota

Gli scostamenti relativi alle dimensioni della sezione trasversale sono generalmente presi in conto nei coefficienti di sicurezza per i materiali. Si raccomanda che questi non siano inclusi nell'analisi strutturale. Un'eccentricità minima per il calcolo delle sezioni trasversali è data nel punto 6.1 (4).

- (2)P Si deve tener conto delle imperfezioni agli stati limite ultimi in situazioni di progetto persistenti ed eccezionali.
- (3) Non è necessario prendere in considerazione le imperfezioni agli stati limite di esercizio.
- (4) Le disposizioni seguenti si applicano a elementi sottoposti a compressione assiale e a strutture sottoposte a carichi verticali, principalmente edifici. I valori numerici sono riferiti agli scostamenti esecutivi normali (Classe 1 nella ENV 13670). Per altri scostamenti (per esempio Classe 2), si raccomanda che i valori siano modificati adeguatamente.
- (5) Le imperfezioni possono essere rappresentate da un'inclinazione, θ_i , data da:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

dove:

θ_0 è il valore di base;

α_h è il coefficiente di riduzione relativo alla lunghezza o all'altezza:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m è il coefficiente di riduzione relativo al numero di elementi:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)};$$

l è la lunghezza o altezza [metri], vedere il comma (4);

m è il numero di elementi verticali che contribuiscono all'effetto totale.

Nota Il valore di θ_0 da adottare in uno Stato, può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $1/200$.

(6) Nell'espressione (5.1), la definizione di l e m dipende dall'effetto considerato, per cui si possono distinguere tre casi principali (vedere anche figura 5.1):

- Effetto su un elemento isolato: l = lunghezza reale dell'elemento, $m = 1$.
- Effetto su un sistema di controvento: l = altezza dell'edificio, m = numero di elementi verticali che contribuiscono alla forza orizzontale agente sul sistema di controvento.
- Effetto su solai o diaframmi di copertura che ripartiscono le forze orizzontali: l = altezza del piano, m = numero di elementi verticali nel piano/nei piani che contribuiscono alla forza orizzontale totale sul solaio.

(7) Nel caso di elementi isolati (vedere punto 5.8.1), l'effetto delle imperfezioni può essere tenuto in considerazione con due modalità alternative, a) e b):

a) con un'eccentricità e_i data da:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

dove:

l_0 è la lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.3.2.

Per muri e pilastri isolati in sistemi controventati, si può assumere, per semplicità, $e_i = l_0/400$ che corrisponde ad $\alpha_n = 1$.

b) con una forza trasversale H_i nella posizione che dà il momento massimo:

per telai a nodi spostabili (vedere figura 5.1 a1):

$$H_i = \theta_i N \quad (5.3a)$$

per telai a nodi fissi (vedere figura 5.1 a2):

$$H_i = 2\theta_i N \quad (5.3b)$$

dove N è la forza normale.

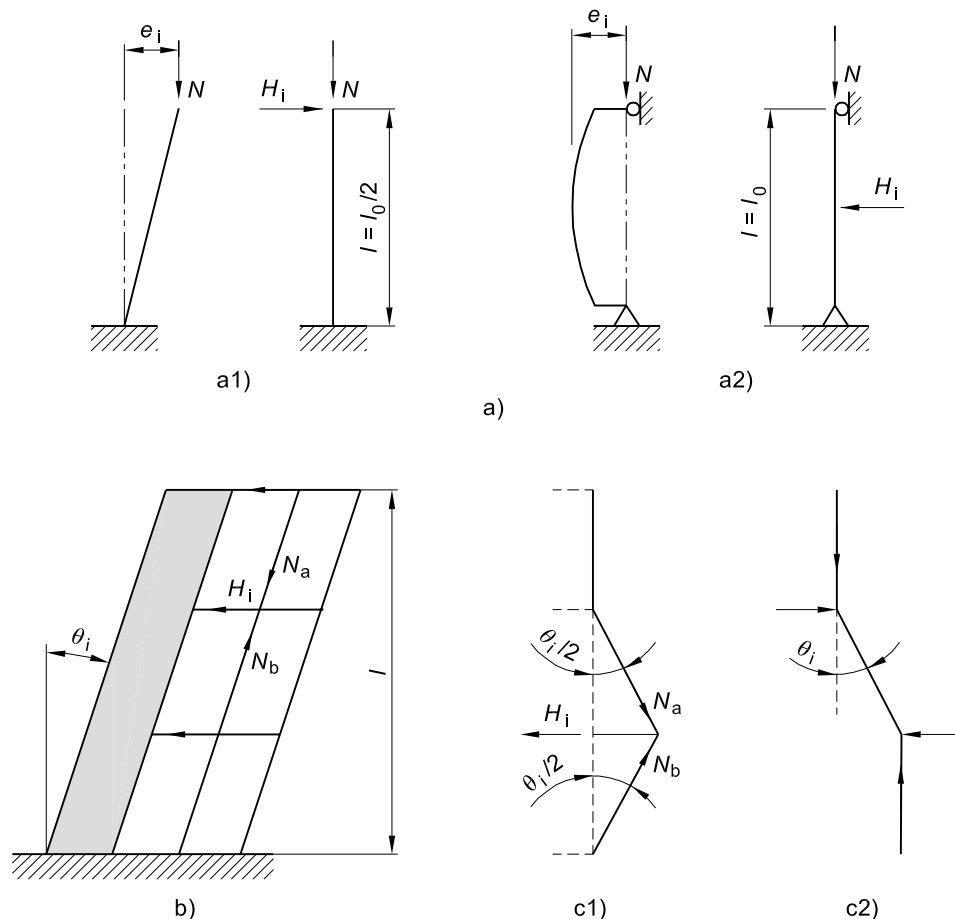
Nota L'uso dell'eccentricità è conveniente soprattutto per elementi isostatici, mentre la forza trasversale può essere utilizzata sia per elementi isostatici, sia per elementi iperstatici. La forza H_i può essere sostituita con qualche altra azione trasversale equivalente.

figura 5.1

Esempi dell'effetto delle imperfezioni geometriche

Legenda

- a) Elementi isolati sottoposti a carico assiale eccentrico o a forza laterale
- a1) Non controventato
- a2) Controventato
- b) Sistema di controvento
- c1) Solaio come diaframma
- c2) Copertura come diaframma



- (8) Per le strutture, l'effetto dell'inclinazione θ_i può essere rappresentato con forze trasversali, da includere nell'analisi insieme alle altre azioni.

Effetto su un sistema di controvento, (vedere figura 5.1 b):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Effetto su un solaio diaframma (vedere figura 5.1 c1):

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2 \quad (5.5)$$

Effetto su una copertura diaframma (vedere figura 5.1 c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (5.6)$$

dove N_a e N_b sono le forze longitudinali che contribuiscono a H_i .

- (9) Una soluzione alternativa semplificata, applicabile a muri e colonne isolate in sistemi controventati, consiste nell'utilizzare un'eccentricità $e_i = l_0/400$ per coprire le imperfezioni dovute a normali tolleranze esecutive [vedere punto 5.2 (4)].

5.3 Idealizzazione della struttura

5.3.1 Modelli strutturali per l'analisi globale

- (1)P Gli elementi di una struttura sono classificati, secondo la loro natura e la loro funzione, come travi, pilastri, solette, muri, piastre, archi, gusci, ecc. Sono fornite le regole per l'analisi dei più comuni di tali elementi e delle strutture formate da insiemi di tali elementi.
- (2) Per gli edifici, si applicano le seguenti disposizioni da (3) a (7):
- (3) Una trave è un elemento la cui luce è non inferiore a 3 volte l'altezza complessiva della sezione. Altrimenti si raccomanda che l'elemento sia considerato trave parete.
- (4) Una soletta è un elemento la cui la larghezza o lunghezza minima è non inferiore a 5 volte lo spessore complessivo.
- (5) Una soletta soggetta prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti può essere considerata portante in una sola direzione se:
 - possiede due bordi liberi (non appoggiati) e sensibilmente paralleli, o
 - è la parte centrale di una piastra rettangolare allungata, vincolata su quattro lati, con rapporto tra la luce maggiore e minore maggiore di 2.
- (6) Nell'analisi strutturale può non essere necessario scomporre in elementi discreti le solette nervate o alleggerite, purché l'ala o la parte superiore strutturale e le nervature trasversali siano dotate di adeguata rigidità torsionale. Tale assunzione è valida se:
 - il passo delle nervature non eccede 1 500 mm;
 - l'altezza della nervatura, al di sotto dell'ala, non è superiore a 4 volte la sua larghezza;
 - lo spessore dell'ala è uguale o superiore al maggior valore tra 1/10 della luce netta tra le nervature e 50 mm;
 - sono presenti nervature trasversali distanti tra loro non più di 10 volte lo spessore totale della soletta.

Lo spessore minimo di 50 mm dell'ala può essere ridotto a 40 mm nel caso di blocchi inclusi permanentemente tra le nervature.
- (7) Un pilastro è un elemento la cui sezione ha altezza non superiore a 4 volte la larghezza, e la cui lunghezza è almeno 3 volte l'altezza della sezione. Altrimenti si raccomanda che sia considerato un muro.

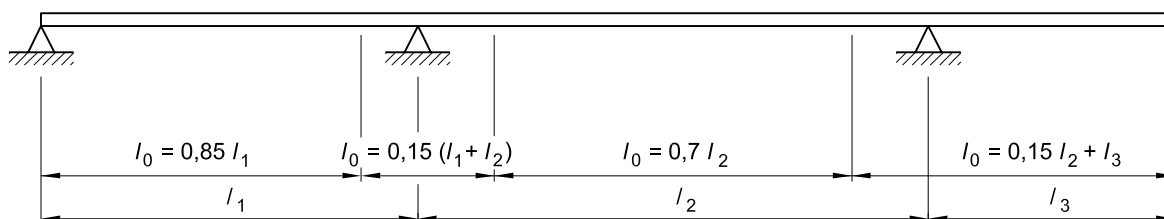
5.3.2 Dati geometrici

5.3.2.1 Larghezza efficace delle ali (per tutti gli stati limite)

- (1)P Nelle travi a T la larghezza efficace dell'ala, sulla quale si possono assumere condizioni uniformi di tensione, dipende dalle dimensioni dell'ala e dell'anima, dal tipo di carico, dalla luce, dalle condizioni di vincolo e dall'armatura trasversale.
- (2) Si raccomanda che la larghezza efficace dell'ala sia basata sulla distanza l_0 tra i punti di momento nullo così come si può ricavare dalla figura 5.2.

figura 5.2

Definizione di l_0 , per il calcolo della larghezza efficace dell'ala



Nota Si raccomanda che la lunghezza dello sbalzo, l_3 , sia minore di metà della luce adiacente e il rapporto tra luci adiacenti sia compreso tra $\frac{2}{3}$ e 1,5.

(3) La larghezza efficace dell'ala b_{eff} per una trave a T o a L può essere definita come:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

con

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (5.7a)$$

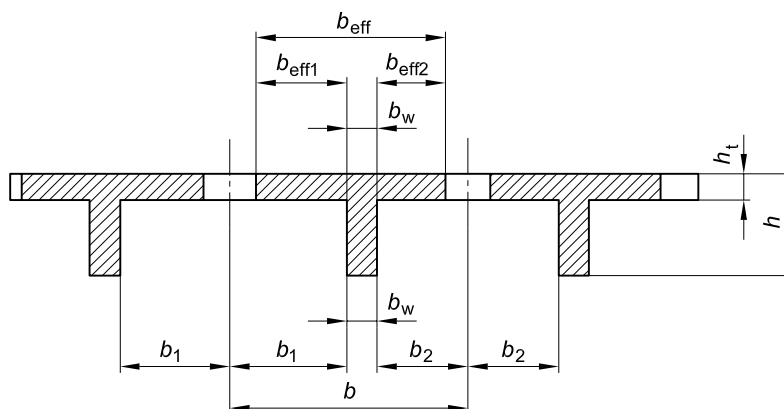
e

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(per le notazioni vedere le figure 5.2 sopra e 5.3 sotto).

figura 5.3

Parametri per la larghezza efficace dell'ala



(4) Per l'analisi strutturale, nel caso in cui non sia richiesta una grande precisione, può essere assunta una larghezza costante per tutta la luce. Si raccomanda di adottare tale valore per tutta la campata.

5.3.2.2

Luce efficace di travi e solette in edifici

Nota Le disposizioni seguenti sono fornite principalmente ai fini dell'analisi strutturale degli elementi. Alcune di queste semplificazioni, se appropriate, possono essere utilizzate per il calcolo dei telai.

(1) La luce efficace, l_{eff} , di un elemento può essere calcolata come segue:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

dove:

l_n è la luce netta tra i fili degli appoggi;

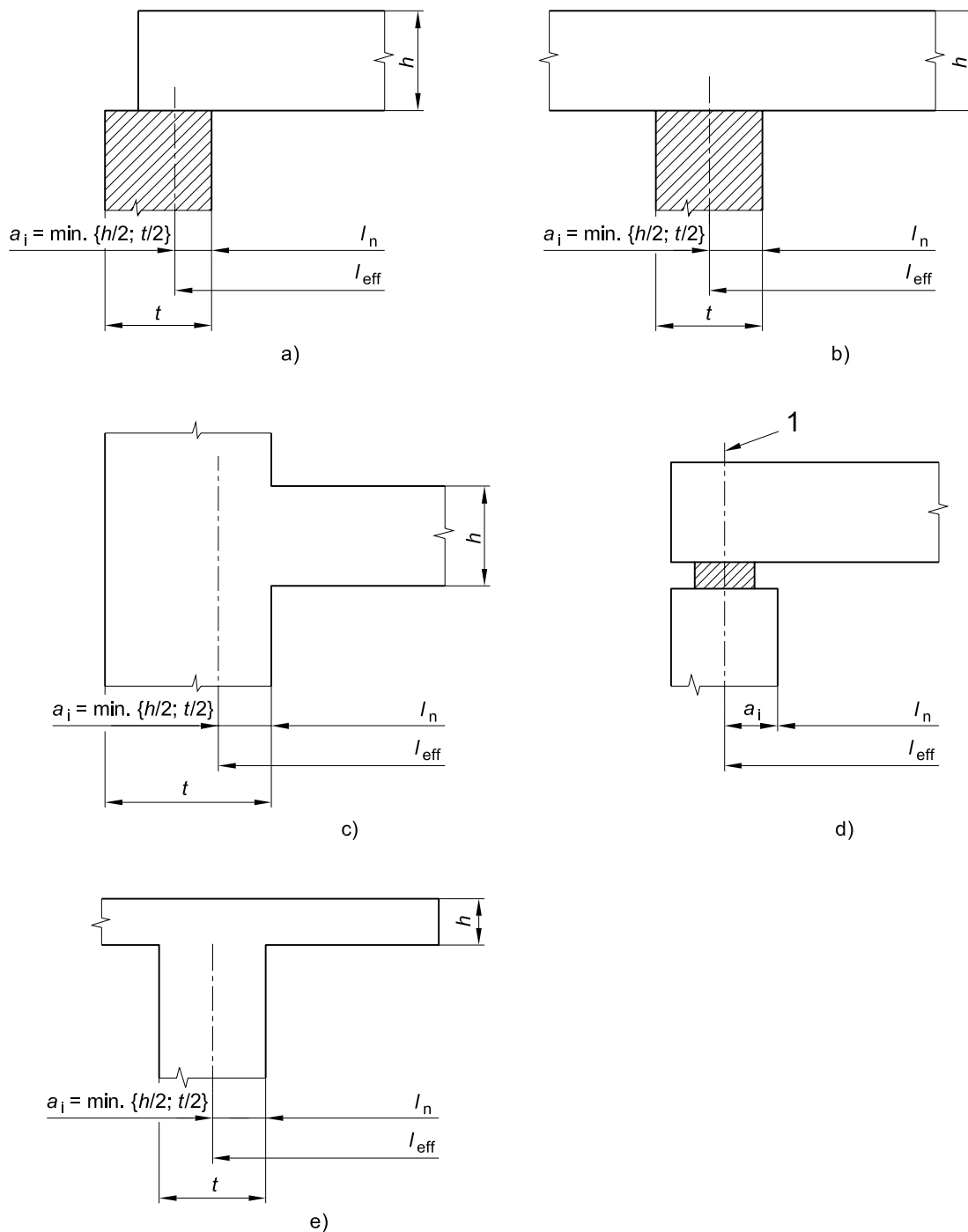
I valori di a_1 e a_2 , alle due estremità della luce, possono essere ricavati dai pertinenti valori a_i indicati nella figura 5.4, dove t è la larghezza dell'appoggio.

figura 5.4

Luce efficace (l_{eff}) per diverse condizioni di appoggio

Legenda

- 1 Linea di mezzeria
- a) Appoggi di estremità
- b) Appoggi intermedi di elementi continui
- c) Vincolo d'appoggio considerato di incastro perfetto
- d) Vincolo d'appoggio con apparecchio interposto
- e) Mensola



(2) In generale solette e travi continue possono essere analizzate nell'ipotesi di vincoli a semplice appoggio (senza vincoli alla rotazione).

- (3) Quando una trave o soletta è realizzata in getto unico con i suoi appoggi, il momento critico di progetto sull'appoggio può essere valutato al filo dell'appoggio stesso. Si raccomanda che il momento e la reazione di progetto trasferiti all'elemento di sostegno (per esempio pilastro, muro, ecc) siano assunti pari ai valori più alti tra quelli elastici o ridistribuiti.
- Nota Si raccomanda che il momento al filo dell'appoggio non sia minore di 0,65 volte il momento calcolato assumendo la condizione di incastro perfetto.
- (4) Indipendentemente dal metodo di analisi utilizzato, quando una trave o una soletta sono continue su un appoggio che possa essere considerato come non costituente vincolo alla rotazione (per esempio sui muri), il momento di progetto all'appoggio, calcolato sulla base di una luce pari alla distanza tra le linee d'asse degli appoggi, può essere ridotto di una quantità ΔM_{Ed} pari a:
- $$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (5.9)$$
- dove:
- $F_{Ed,sup}$ è il valore di progetto della reazione di appoggio;
 t è la larghezza dell'appoggio [vedere figura 5.4 b)].
- Nota Se si utilizzano apparecchi di appoggio, si raccomanda che t sia assunto pari alla larghezza dell'apparecchio di appoggio.

5.4

Analisi elastica lineare

- (1)P L'analisi lineare degli elementi basata sulla teoria dell'elasticità può essere impiegata sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi.
- (2) Per la determinazione degli effetti delle azioni, l'analisi lineare può essere sviluppata assumendo:
- i) sezioni trasversali non fessurate,
 - ii) relazioni tensioni-deformazioni lineari, e
 - iii) valore medio del modulo di elasticità.
- (3) Per gli effetti delle deformazioni termiche, dei cedimenti e del ritiro allo stato limite ultimo (SLU), può essere assunta una rigidità ridotta corrispondente alle sezioni fessurate, trascurando l'effetto di "tension stiffening" ma includendo gli effetti della viscosità. Per gli stati limite di esercizio (SLE) si raccomanda di considerare un'evoluzione graduale della fessurazione.

5.5

Analisi elastica lineare con ridistribuzione limitata

- (1)P Si deve tener conto dell'influenza delle ridistribuzioni dei momenti su tutti gli aspetti della progettazione.
- (2) L'analisi lineare con ridistribuzione limitata può essere applicata all'analisi degli elementi strutturali per la verifica allo SLU.
- (3) I momenti flettenti allo SLU, calcolati utilizzando un'analisi elastica lineare, possono essere ridistribuiti, a condizione che la distribuzione risultante dei momenti flettenti rimanga in equilibrio con i carichi applicati.
- (4) In travi o solette continue che:
- a) sono soggette prevalentemente a flessione, e
 - b) hanno rapporti fra le lunghezze di luci adiacenti comprese fra 0,5 e 2.
- La ridistribuzione dei momenti flettenti può essere sviluppata senza un controllo esplicito sulla capacità di rotazione, a condizione che:
- $$\delta \geq k_1 + k_2 x_u/d \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$
- $$\delta \geq k_3 + k_4 x_u/d \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$
- $\geq k_5$ se si utilizzano armature di Classe B o Classe C (vedere appendice C)
- $\geq k_6$ se si utilizzano armature di Classe A (vedere appendice C)

dove:

δ è il rapporto tra il momento ridistribuito e il momento flettente elastico;

x_u è la profondità dell'asse neutro allo stato limite ultimo dopo la ridistribuzione;

d è l'altezza utile della sezione.

Nota I valori di k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 e k_6 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per k_1 è 0,44, per k_2 è 1,25 ($0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}$), per k_3 è 0,54, per k_4 è 1,25 ($0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}$), per k_5 è 0,7 e k_6 è 0,8 ε_{cu2} è la deformazione ultima secondo il prospetto 3.1.

(5) Si raccomanda di non applicare la ridistribuzione dei momenti nei casi in cui la capacità di rotazione non possa essere definita con sicurezza (per esempio negli angoli di telai precompressi).

(6) Nel calcolo dei pilastri si raccomanda di utilizzare i momenti flettenti elastici risultanti dal comportamento a telaio, senza alcuna ridistribuzione.

5.6 Analisi plastica

5.6.1 Generalità

(1)P I metodi basati sull'analisi plastica possono essere utilizzati soltanto per la verifica allo SLU.

(2)P La duttilità delle sezioni critiche deve essere sufficiente perché si possa formare il meccanismo previsto.

(3)P Si raccomanda che l'analisi plastica sia basata sul metodo del limite inferiore (statico) o sul metodo del limite superiore (cinematico).

Nota L'appendice nazionale di uno Stato può fare riferimento ad informazioni complementari non contraddittorie.

(4) Gli effetti di precedenti applicazioni del carico possono generalmente essere trascurati e si può assumere un incremento monotono dell'intensità delle azioni.

5.6.2 Analisi plastica per travi, telai e piastre

(1)P L'analisi plastica senza verifica diretta della capacità di rotazione può essere utilizzata per lo stato limite ultimo se le condizioni del punto 5.6.2 (2) sono rispettate.

(2) Si può ritenere che la duttilità richiesta sia raggiunta senza una verifica esplicita, se tutte le condizioni seguenti sono soddisfatte:

i) l'area dell'armatura tesa è limitata di modo tale che in ogni sezione:

$x_u/d \leq 0,25$ per classi di resistenza del calcestruzzo $\leq C50/60$,

$x_u/d \leq 0,15$ per classi di resistenza del calcestruzzo $\geq C55/67$;

ii) l'acciaio di armatura è di Classe B o C;

iii) il rapporto tra i momenti agli appoggi intermedi e i momenti in campata è indicativamente compreso tra 0,5 e 2.

(3) Si raccomanda che i pilastri siano verificati per i momenti plastici massimi che possono essere trasmessi dagli elementi di collegamento. Per collegamenti a solette piane si raccomanda che questi momenti siano inclusi nella verifica a punzonamento.

(4) Quando si esegue l'analisi plastica di piastre, si raccomanda di tener conto delle armature non uniformi, delle reazioni di vincolo agli angoli e della torsione alle estremità libere.

(5) I metodi plastici possono essere estesi alle solette non piene (nervate, cave o alleggerite) se il loro comportamento è simile a quello di una piastra piena, con particolare riferimento agli effetti torsionali.

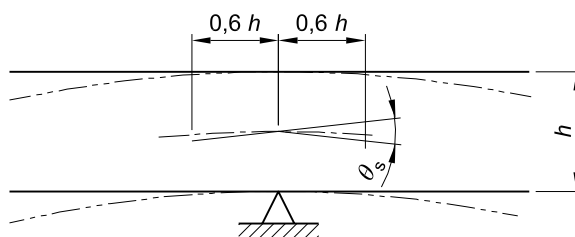
5.6.3

Capacità di rotazione

- (1) La procedura semplificata per travi continue e solette continue portanti in una sola direzione è basata sulla capacità di rotazione di tratti di trave/soletta su una lunghezza di circa 1,2 volte l'altezza della sezione. Si ipotizza che queste zone siano soggette ad una deformazione plastica (formazione di cerniere plastiche) sotto la pertinente combinazione di azioni. La verifica della rotazione plastica allo stato limite ultimo è considerata soddisfatta, se si dimostra che sotto la pertinente combinazione di azioni la rotazione di progetto, θ_s , è minore o uguale alla rotazione plastica ammissibile (vedere figura 5.5).

figura 5.5

Rotazione plastica θ_s di sezioni di calcestruzzo armato per travi continue e solette continue portanti in una sola direzione



- (2) Nelle regioni delle cerniere plastiche, x_u/d non deve eccedere il valore 0,45 per classi di resistenza del calcestruzzo minori o uguali a C50/60 e 0,35 per classi di resistenza del calcestruzzo maggiori o uguali a C55/67.
- (3) Si raccomanda che la rotazione θ_s sia determinata sulla base dei valori di progetto delle azioni e dei materiali e sulla base dei valori medi della precompressione al tempo in questione.
- (4) Nella procedura semplificata, la rotazione plastica ammissibile può essere calcolata moltiplicando il valore di base della rotazione ammissibile $\theta_{pl,d}$ per un coefficiente di correzione k_λ che dipende dalla snellezza a taglio.

Nota

I valori di $\theta_{pl,d}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per le Classi di acciaio B e C (l'utilizzo di acciaio di Classe A non è consigliato per l'analisi plastica) e classi di resistenza del calcestruzzo minori o uguali a C50/60 e C90/105 sono dati nella figura 5.6N. I valori per classi di resistenza del calcestruzzo da C55/67 a C90/105 possono essere interpolati di conseguenza. I valori si applicano per una snellezza a taglio $\lambda = 3,0$. Per valori diversi della snellezza a taglio, si raccomanda di moltiplicare $\theta_{pl,d}$ per k_λ :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (5.11N)$$

dove λ è il rapporto tra la distanza fra i punti di momento nullo e momento massimo dopo la ridistribuzione e l'altezza utile, d .

Più semplicemente λ può essere calcolato per i valori di progetto concomitanti di momento flettente e taglio:

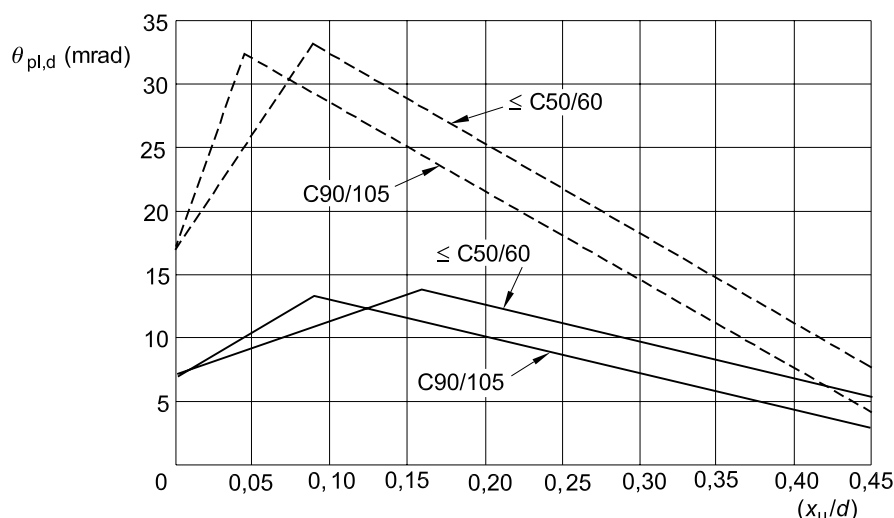
$$\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

figura 5.6N

Rotazione plastica ammissibile $\theta_{pl,d}$ di sezioni di calcestruzzo armato per armature di Classi B e C.
I valori si applicano per una snellezza a taglio $\lambda = 3,0$

Legenda

----- Classe C
 ————— Classe B



5.6.4

Analisi con modelli tirante-puntone

- (1) I modelli tirante-puntone possono essere utilizzati per il calcolo allo SLU di regioni in continuità (stato fessurato di travi e piastre, vedere punti 6.1 - 6.4) e per il calcolo allo SLU e la disposizione delle armature nelle regioni di discontinuità (vedere punto 6.5). In generale queste ultime si estendono fino ad una distanza h (altezza della sezione dell'elemento) dalla discontinuità. Modelli tirante-puntone possono anche essere utilizzati per elementi per i quali si assuma una distribuzione lineare nella sezione trasversale, per esempio deformazione piana.
- (2) Anche alcune verifiche agli stati limite di esercizio possono essere svolte utilizzando modelli tirante-puntone, per esempio la verifica delle tensioni nell'acciaio e il controllo dell'ampiezza delle fessure, se è assicurata una congruenza approssimata per i modelli tirante-puntone (in particolare si raccomanda di orientare la posizione e la direzione dei puntoni principali in accordo con la teoria dell'elasticità lineare).
- (3) I modelli tirante-puntone sono composti da puntoni che rappresentano i campi di tensione di compressione, tiranti che rappresentano le armature, e nodi di connessione. Si raccomanda di calcolare le forze negli elementi di un modello tirante-puntone equilibrando i carichi applicati allo stato limite ultimo. Si raccomanda che gli elementi dei modelli tirante-puntone siano dimensionati secondo le regole date nel punto 6.5.
- (4) Si raccomanda che i tiranti di un modello tirante-puntone coincidano nella posizione e nella direzione con le armature corrispondenti.
- (5) Fra i mezzi possibili per lo sviluppo di idonei modelli tirante-puntone si includono la determinazione di linee isostatiche e di distribuzioni di tensioni derivanti dalla teoria dell'elasticità lineare oppure il ricorso al metodo del percorso di carico. Tutti i modelli tirante-puntone possono essere ottimizzati con criteri energetici.

5.7

Analisi non lineare

- (1) Metodi di analisi non lineare possono essere utilizzati sia per gli SLU, sia per gli SLE, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza e che si ipotizzi un adeguato comportamento non lineare dei materiali. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

- (2) Allo stato limite ultimo, si raccomanda di verificare la capacità delle sezioni locali critiche di sopportare tutte le deformazioni non elastiche assunte nell'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.
- (3) Per strutture prevalentemente soggette a carichi statici, gli effetti di precedenti applicazioni del carico possono generalmente essere trascurati e si può assumere un incremento monotono dell'intensità delle azioni.
- (4)P Quando si utilizza l'analisi non lineare si devono utilizzare caratteristiche dei materiali che rappresentino la rigidità in modo realistico, che tengano conto delle incertezze di collasso. Si devono utilizzare solo procedimenti di calcolo che siano validi nei campi di applicazione in oggetto.
- (5) Per strutture snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non possano essere trascurati, si può utilizzare il metodo di calcolo fornito nel punto 5.8.6.

5.8

Effetti del secondo ordine in presenza di carico assiale

5.8.1

Definizioni

Flessione deviata : flessione simultanea intorno a due assi principali.

Elementi o sistemi controventati : elementi o sottosistemi strutturali, per i quali nell'analisi e nel calcolo si ipotizza che non contribuiscano alla stabilità globale orizzontale di una struttura.

Elementi o sistemi di controvento : elementi o sottosistemi strutturali, che nell'analisi e nel calcolo si ipotizza che contribuiscano alla stabilità globale orizzontale di una struttura.

Instabilità : collasso dovuto a instabilità di un elemento o di una struttura sotto compressione perfettamente assiale e senza carico trasversale.

Nota L'instabilità "pura", così come definita sopra, non è uno stato limite effettivamente applicabile alle strutture reali, a causa delle imperfezioni e dei carichi trasversali; tuttavia un carico nominale d'instabilità può essere utilizzato come parametro in alcuni metodi per l'analisi del secondo ordine.

Carico critico : il carico sotto il quale si produce il collasso per instabilità; per elementi elastici isolati coincide con il carico di Eulero.

Lunghezza libera d'inflessione : una lunghezza utilizzata per tener conto della forma della curva d'inflessione; può anche essere definita come la lunghezza di una colonna incernierata con forza assiale costante, avente la stessa sezione trasversale e lo stesso carico critico dell'elemento reale.

Effetti del primo ordine : effetti calcolati non tenendo in considerazione l'effetto delle deformazioni strutturali, ma tenendo conto delle imperfezioni geometriche.

Elementi isolati : elementi che sono effettivamente isolati, oppure elementi facenti parte di una struttura, ma che ai fini del calcolo sono trattati come isolati; esempi di elementi isolati con diverse condizioni di vincolo sono mostrati nella figura 5.7.

Momento nominale del secondo ordine : un momento del secondo ordine utilizzato in certi metodi di calcolo che danno un momento totale compatibile con la resistenza ultima della sezione trasversale [vedere punto 5.8.5 (2)].

Effetti del secondo ordine : effetti aggiuntivi causati dalle deformazioni strutturali.

5.8.2

Generalità

- (1)P La presente Sezione tratta gli elementi e le strutture il cui comportamento strutturale è significativamente influenzato da effetti del secondo ordine (per esempio pilastri, muri, pali, archi e gusci). Effetti globali del secondo ordine possono verificarsi in strutture con un sistema di controvento flessibile.
- (2)P Se si tiene conto degli effetti del secondo ordine, vedere comma (6), l'equilibrio e la resistenza devono essere verificati nello stato deformato. Le deformazioni devono essere calcolate tenendo conto degli effetti della fessurazione, delle proprietà non lineari dei materiali e della viscosità.

Nota Utilizzando valori ridotti della rigidità, vedere punto 5.8.7, si può condurre un'analisi strutturale basata sull'ipotesi di linearità dei materiali.

- (3)P Ove rilevante, l'analisi deve includere l'effetto della flessibilità degli elementi adiacenti e delle fondazioni (interazione terreno-struttura).
- (4)P Il comportamento strutturale deve essere studiato nella direzione nella quale possono prodursi le deformazioni e la flessione deviata deve essere tenuta in conto quando necessario.
- (5)P Le incertezze nella geometria e nella posizione dei carichi assiali devono essere tenute in conto come effetti aggiuntivi del primo ordine basati su imperfezioni geometriche, vedere punto 5.2.
- (6) Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori del 10% dei corrispondenti effetti del primo ordine. Criteri semplificati sono dati per elementi isolati nel punto 5.8.3.1 e per strutture nel punto 5.8.3.3.

5.8.3

Criteri semplificati per effetti del secondo ordine

5.8.3.1

Criterio della snellezza per elementi isolati

- (1) Come alternativa al punto 5.8.2 (6), gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se la snellezza λ (come definita nel punto 5.8.3.2) è al di sotto di un certo valore λ_{lim} .

Nota Il valore di λ_{lim} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato si calcola con l'espressione:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

dove:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (se φ_{ef} non è noto, si può adottare $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (se ω non è noto, si può adottare $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (se r_m non è noto, si può adottare $C = 0,7$);

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità; vedere punto 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; rapporto meccanico di armatura;

A_s è l'area totale dell'armatura longitudinale;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; forza assiale adimensionale;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; rapporto tra i momenti;

M_{01}, M_{02} sono i momenti del primo ordine alle estremità, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Se i momenti finali M_{01} e M_{02} provocano trazione sullo stesso lato, si raccomanda che r_m sia assunto positivo (cioè $C \leq 1,7$), in caso contrario negativo (cioè $C > 1,7$).

Nei casi seguenti, si raccomanda che r_m sia assunto pari a 1,0 (cioè $C = 0,7$):

- per telai a nodi fissi soggetti solo a momenti del primo ordine o a momenti dovuti prevalentemente ad imperfezioni o a carico trasversale;
- per telai a nodi mobili in generale.

- (2) Nei casi di flessione deviata, la verifica secondo il criterio della snellezza può essere effettuata separatamente in ogni direzione. A seconda del risultato di questa verifica, gli effetti del secondo ordine

(a) possono essere trascurati in entrambe le direzioni;

(b) si raccomanda che siano tenuti in conto in una direzione, o

(c) si raccomanda che siano tenuti in conto in entrambe le direzioni.

5.8.3.2

Snellezza e lunghezza libera d'inflessione di elementi isolati

- (1) La snellezza è definita come:

$$\lambda = l_0 / i \quad (5.14)$$

dove:

l_0 è la lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.3.2 da (2) a (7);

i è il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato.

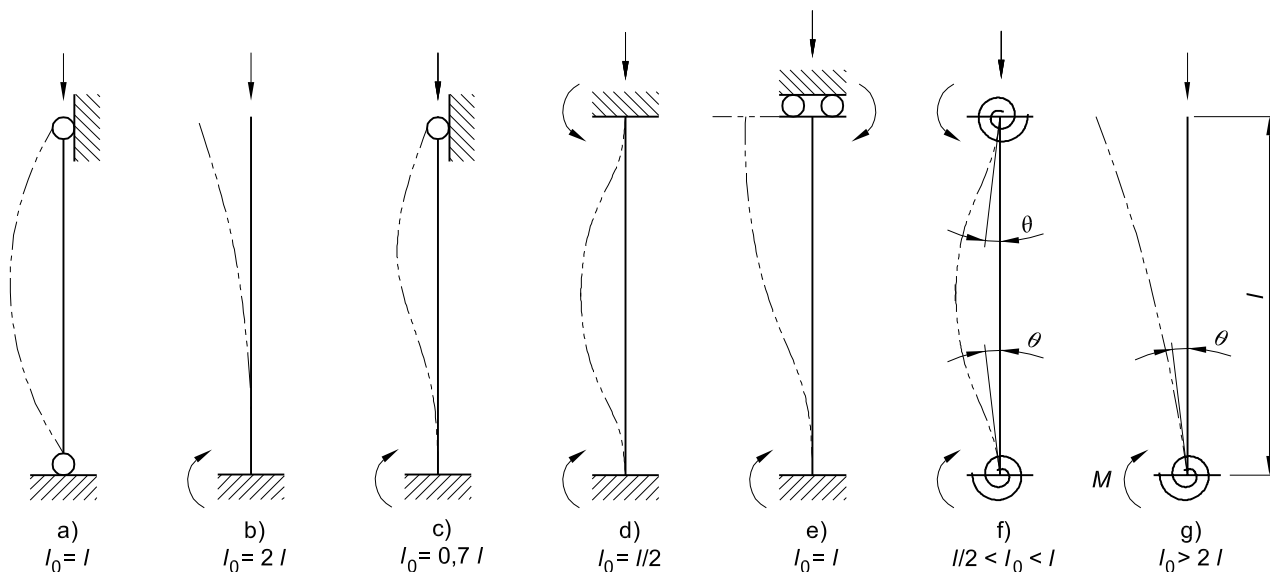
- (2) Per una definizione generale della lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.1. Alcuni esempi di lunghezze libere d'inflessione di elementi isolati con sezione trasversale costante sono mostrati nella figura 5.7.

figura 5.7

Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati

Legenda

- a) $l_0 = l$
- b) $l_0 = 2l$
- c) $l_0 = 0,7l$
- d) $l_0 = l/2$
- e) $l_0 = l$
- f) $l/2 < l_0 < l$
- g) $l_0 > 2l$



- (3) Per elementi compressi in telai regolari, si raccomanda di verificare il criterio della snellezza (vedere punto 5.8.3.1) con una lunghezza libera d'inflessione l_0 calcolata nel modo seguente:

Telai a nodi fissi [vedere figura 5.7 (f)]:

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Telai a nodi mobili [vedere figura 5.7 (g)]:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (5.16)$$

dove:

k_1, k_2 sono le flessibilità relative alla rotazione degli incastri alle estremità 1 e 2 rispettivamente;

$k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$;

θ è la rotazione degli incastri per il momento flettente M ; vedere anche figura 5.7 (f) e (g);

EI è la rigidezza flessionale dell'elemento compresso, vedere anche il punto 5.8.3.2 (4) e (5);

l è la distanza libera tra i vincoli di estremità dell'elemento compresso.

Nota $k = 0$ è il limite teorico per vincoli rigidi alla rotazione, e $k = \infty$ rappresenta il limite per nessun vincolo a rotazione. Poiché i vincoli totalmente rigidi sono in pratica rari, si raccomanda un valore minimo di 0,1 per k_1 e k_2 .

- (4) Se un elemento compresso (pilastro) adiacente in un nodo costituisce vincolo alla rotazione in caso di instabilità, allora, nel calcolo di k , si raccomanda che (EI/I) sia sostituito con $[(EI/I)_a + (EI/I)_b]$, dove a e b rappresentano gli elementi compressi (pilastri) che stanno sopra e sotto il nodo.
- (5) Nel calcolo delle lunghezze libere d'inflessione, si raccomanda che la rigidezza degli elementi vincolanti includa l'effetto della fessurazione, a meno che non si possa dimostrare che gli elementi stessi non siano fessurati allo SLU.
- (6) Per casi diversi da quelli in (2) e (3), per esempio per elementi sottoposti a forze variabili o elementi con sezione trasversale variabile, si raccomanda di verificare il criterio nel punto 5.8.3.1 con una lunghezza libera d'inflessione basata sul carico critico (calcolato per esempio con un metodo numerico):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI/N_B} \quad (5.17)$$

dove:

EI è una rigidezza flessionale rappresentativa;

N_B è il carico critico espresso in termini di questa EI ;

[nell'espressione (5.14), anche i deve corrispondere a questa EI].

- (7) Nel calcolo della lunghezza libera d'inflessione dei muri con il fattore β dato nel punto 12.6.5.1 si può tener conto dell'effetto limitante dei muri trasversali. Nell'espressione (12.9) e nel prospetto 12.1, l_w è sostituito con l_0 calcolato secondo il punto 5.8.3.2.

5.8.3.3

Effetti globali del secondo ordine in edifici

- (1) In alternativa al punto 5.8.2 (6), gli effetti del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

dove:

$F_{V,Ed}$ è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n_s è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio al di sopra del livello del vincolo flessionale;

E_{cd} è il valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo, vedere punto 5.8.6 (3);

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

Nota Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,31.

L'espressione (5.18) è valida solo se tutte le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- l'instabilità torsionale non è rilevante, cioè la struttura è ragionevolmente simmetrica;
- le deformazioni globali dovute a taglio sono trascurabili (come in un sistema di controvento costituito prevalentemente da muri di taglio senza grandi aperture);
- gli elementi di controvento sono fissati rigidamente alla base e cioè le rotazioni sono trascurabili;
- la rigidezza degli elementi di controvento è ragionevolmente costante lungo l'altezza;
- il carico verticale totale aumenta approssimativamente della stessa quantità per ogni piano.

- (2) k_1 nell'espressione (5.18) può essere sostituito con k_2 se è possibile verificare che gli elementi di controvento non siano fessurati allo stato limite ultimo.

- Nota 1 Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,62.
- Nota 2 Nei casi in cui il sistema di controvento presenti significative deformazioni globali a taglio e/o rotazioni, vedere l'appendice H (che fornisce anche le basi delle regole precedenti).

5.8.4

Viscosità

- (1)P L'effetto della viscosità deve essere tenuto in conto nell'analisi al secondo ordine, con particolare riferimento sia alle condizioni generali di viscosità (vedere punto 3.1.4), sia alla durata dei diversi carichi nelle combinazioni di carico considerate.
- (2) La durata di applicazione dei carichi può essere presa in considerazione in modo semplificato adottando un coefficiente efficace di viscosità φ_{ef} , il quale, utilizzato insieme al carico di progetto, dà una deformazione viscosa (curvatura) corrispondente al carico quasi-permanente.

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.19)$$

dove:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ è il coefficiente finale di viscosità secondo il punto 3.1.4;

M_{0Eqp} è il momento flettente del primo ordine sotto la combinazione di carico quasi-permanente (SLE);

M_{0Ed} è il momento flettente del primo ordine sotto la combinazione di carico di progetto (SLU).

Nota È anche possibile calcolare φ_{ef} sulla base dei momenti flettenti totali M_{Eqp} e M_{Ed} , ma questo richiede un'iterazione e una verifica di stabilità sotto carico quasi-permanente con $\varphi(\infty, t_0)$.

- (3) Se M_{0Eqp} / M_{0Ed} varia in un elemento o in una struttura, il rapporto può essere calcolato nella sezione soggetta al momento massimo, oppure si può utilizzare un valore medio rappresentativo.
- (4) L'effetto della viscosità può essere trascurato, cioè si può assumere $\varphi_{ef} = 0$, se sono soddisfatte le tre condizioni seguenti:
- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
 - $\lambda \leq 75$
 - $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$

In queste M_{0Ed} è il momento del primo ordine e h è l'altezza della sezione trasversale nella direzione corrispondente.

Nota Se le condizioni per poter trascurare gli effetti del secondo ordine secondo i punti 5.8.2 (6) o 5.8.3.3 sono soddisfatte di misura, trascurare sia gli effetti del secondo ordine sia la viscosità può essere troppo poco sicuro, a meno che il rapporto meccanico di armatura $[\omega]$, vedere punto 5.8.3.1 (1)] non sia almeno pari a 0,25.

5.8.5

Metodi di analisi

- (1) I metodi di analisi comprendono un metodo generale, basato sull'analisi non lineare del secondo ordine, vedere punto 5.8.6, e i due seguenti metodi semplificati:
- (a) metodo basato sulla rigidezza nominale, vedere punto 5.8.7;
 - (b) metodo basato sulla stima della curvatura nominale, vedere punto 5.8.8.

Nota 1 La scelta dei metodi semplificati (a) e (b) da adottare in uno Stato può essere reperita nella sua appendice nazionale.

Nota 2 I momenti nominali del secondo ordine risultanti dai metodi semplificati (a) e (b) sono talvolta maggiori di quelli corrispondenti all'instabilità. Questo per assicurare che il momento totale sia compatibile con la resistenza della sezione trasversale.

- (2) Il metodo (a) può essere utilizzato sia per elementi isolati, sia per l'intera struttura, se i valori nominali delle rigidezze sono stimati correttamente, vedere punto 5.8.7.
- (3) Il metodo (b) è appropriato specialmente per elementi isolati, vedere punto 5.8.8. Comunque, se le ipotesi di distribuzione della curvatura sono realistiche, il metodo descritto nel punto 5.8.8 può essere utilizzato anche per strutture.

5.8.6

Metodo generale

- (1)P Il metodo generale è basato sull'analisi non lineare, comprendente la non linearità geometrica e cioè gli effetti del secondo ordine. Si applicano le regole per l'analisi non lineare date nel punto 5.7.
- (2)P Devono essere utilizzate curve tensioni-deformazioni per calcestruzzo e acciaio idonee per l'analisi globale. L'effetto della viscosità deve essere tenuto in conto.
- (3) Possono essere utilizzate le relazioni tensioni-deformazioni per calcestruzzo e acciaio date nel punto 3.1.5, l'espressione (3.14) e il punto 3.2.3 (figura 3.8). Con diagrammi tensioni-deformazioni basati sui valori di progetto, si ottiene direttamente dall'analisi il valore di progetto del carico ultimo. Quindi nell'espressione (3.14) e nel valore di k si sostituisce f_{cm} con la resistenza a compressione di progetto f_{cd} e si sostituisce E_{cm} con:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} \quad (5.20)$$

Nota Il valore di γ_{cE} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,2.

- (4) In assenza di modelli più raffinati, la viscosità può essere tenuta in conto moltiplicando tutti i valori della deformazione nel diagramma tensioni-deformazioni secondo il punto 5.8.6 (3) per un fattore $(1 + \varphi_{ef})$, dove φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità secondo il punto 5.8.4.
- (5) L'effetto favorevole del "tension stiffening" può essere tenuto in conto.

Nota Questo effetto è favorevole e per semplicità può essere sempre trascurato.

- (6) Generalmente le condizioni di equilibrio e congruenza delle deformazioni vengono soddisfatte in un certo numero di sezioni trasversali. Un'alternativa semplificata consiste nel considerare soltanto la sezione critica o le sezioni critiche, assumendo una variazione appropriata della curvatura tra di esse, per esempio simile a quella del momento del primo ordine o comunque semplificata in modo adeguato.

5.8.7

Metodo basato sulla rigidezza nominale

5.8.7.1

Generalità

- (1) In un'analisi del secondo ordine basata sulla rigidezza, si raccomanda di utilizzare dei valori nominali della rigidezza a flessione, che tengano conto degli effetti della fessurazione, della non linearità dei materiali e della viscosità sul comportamento complessivo. Questi valori nominali, come sopra definiti si applicano anche per gli elementi adiacenti compresi nell'analisi, per esempio travi, solette o fondazioni. Si raccomanda che l'interazione terreno-struttura sia tenuta in conto ove rilevante.
- (2) I momenti flettenti risultanti di progetto sono utilizzati per il calcolo della resistenza delle sezioni trasversali con riferimento alla loro resistenza al momento flettente e forza assiale secondo il punto 6.1, come comparato con il punto 5.8.6 (2).

5.8.7.2

Rigidezza nominale

- (1) Il modello seguente può essere utilizzato per stimare la rigidezza nominale di elementi compressi snelli con qualsiasi sezione trasversale:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

dove:

E_{cd} è il valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo, vedere punto 5.8.6(3);

I_c è il momento d'inerzia della sezione trasversale di calcestruzzo;

E_s è il valore di progetto del modulo di elasticità delle armature, vedere punto 5.8.6 (3);

I_s è il momento d'inerzia dell'area delle armature, rispetto al baricentro del calcestruzzo;

K_c è un coefficiente relativo agli effetti di fessurazione, viscosità, ecc, vedere punto 5.8.7.2 (2) o (3);

K_s è un coefficiente relativo al contributo delle armature, vedere punto 5.8.7.2 (2) o (3).

- (2) Nell'espressione (5.21) possono essere utilizzati i seguenti coefficienti, a condizione che $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico d'armatura, A_s/A_c ;

A_s è l'area totale delle armature;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità, vedere punto 5.8.4;

k_1 è un coefficiente che dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo, espressione (5.23);

k_2 è un coefficiente che dipende dalla forza assiale e dalla snellezza, espressione (5.24).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}}/20 \text{ (MPa)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

dove:

n è la forza assiale adimensionale, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;

λ è il rapporto di snellezza, vedere punto 5.8.3.

Se il rapporto di snellezza λ non è definito, k_2 può essere assunto pari a

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

- (3) I seguenti coefficienti possono essere utilizzati come alternativa semplificata nell'espressione (5.21), a condizione che $\rho \geq 0,01$:

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \quad (5.26)$$

Nota

L'alternativa semplificata può essere appropriata come fase preliminare, alla quale far seguire un calcolo più accurato secondo il sotto punto (2).

- (4) In strutture iperstatiche, si raccomanda di tenere in considerazione gli effetti sfavorevoli della fessurazione in elementi adiacenti. Le espressioni (5.21-5.26) non sono in genere applicabili a tali elementi. Fessurazione parziale e "tension stiffening" possono essere tenuti in conto per esempio secondo il punto 7.4.3. Si possono comunque adottare, come semplificazione, delle sezioni totalmente fessurate. Si raccomanda che la rigidezza sia basata sul modulo di elasticità fittizio del calcestruzzo:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

dove:

E_{cd} è il valore di progetto del modulo di elasticità secondo il punto 5.8.6 (3);

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità; si possono utilizzare gli stessi valori utilizzati per pilastri.