

1. Strutture in c.a.

L'oggetto del capitolo sono le strutture di:

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

La nuova versione della norma prevede una individuazione base delle classi di resistenza normalizzate coerenti con la norma UNI EN 206

Classi base UNI EN 206	Classi aggiunte UNI 11104
Tab. 4.1.I – Classi di resistenza	
Classe di resistenza	
C8/10	C28/35
C12/15	C32/40
C16/20	
C20/25	
C25/30	
C30/37	
C35/45	
C40/50	
C45/55	
C50/60	
C55/67	
C60/75	
C70/85	
C80/95	
C90/105	

Per l'utilizzo di calcestruzzo di classe superiore C45/55 occorre caratterizzare "tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato" che "devono essere accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità."

In relazione all'utilizzo sono prescritte delle classi minime di resistenza

Tab. 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

Strutture di destinazione	Classe di resistenza minima
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

I metodi di analisi globale previsti dalla nuova versione coincidono con le precedenti stesure:

Metodo di	Descrizione generale

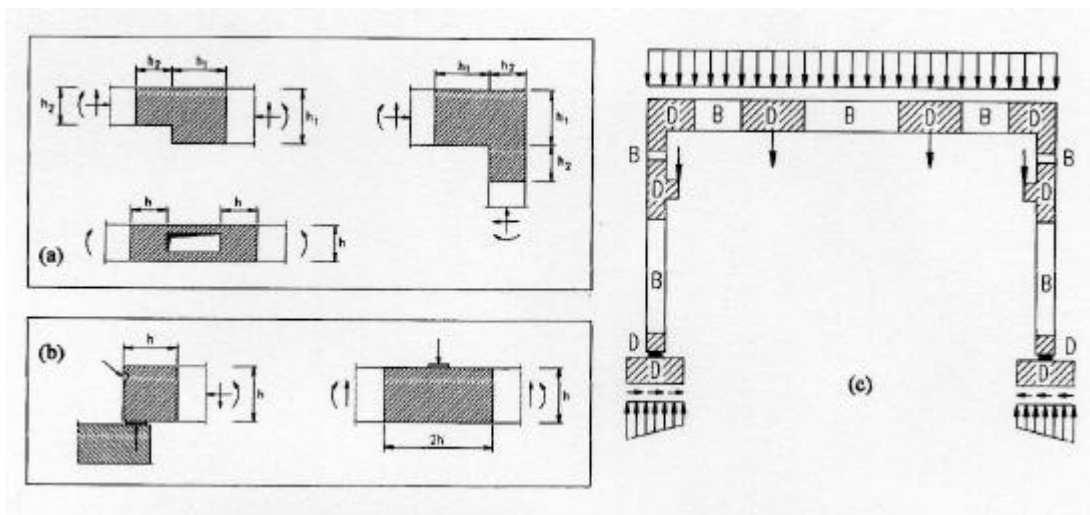
Analisi	
Elastica	<p><i>L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.</i></p> <p><i>Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <i>– sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;</i> <i>– relazioni tensione deformazione lineari;</i> <i>– valori medi del modulo d'elasticità.</i> <p>Nota: E' previsto un controllo di duttilità: per travi continue, solette e travi di telai non soggetti a fenomeni del II ordine, deve essere $x/d \leq 0.45$ se $f_{ck} \leq 50$ MPa $x/d \leq 0.35$ se $f_{ck} > 50$ MPa</p>
Plastica	<p><i>L'analisi plastica può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e per i soli stati limite ultimi.</i></p> <p><i>Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni rigido-plastico verificando che la duttilità delle sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni sia sufficiente a garantire la formazione del meccanismo previsto</i></p>
Non lineare	<p><i>L'analisi non lineare può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza. Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.</i></p>

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

Le indicazioni della norma, relativamente alle zone a comportamento singolare sono riassunte alla successiva figura (Schlaich et al., 1987):



Di tali zone occorre verificarne il comportamento con opportuni modelli meccanici (strut&tie ecc.).

Per i materiali base del c.a. sono riportate quasi tutte le prescrizioni delle precedenti norme, con l'inserimento di alcune modifiche ed aggiunte:

- Modifica della resistenza a trazione per elementi sottili;
- E' contemplata la possibilità di utilizzare l'effetto confinamento delle staffe (cls confinato).

Il secondo aspetto risulta particolarmente utile nei calcoli, soprattutto per valutazioni di duttilità locale degli elementi.

La tabella seguente riporta le prescrizioni relative ai vari materiali.

Art. Norme	Descrizione	Espressione
4.1.2.1.1.1	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
4.1.2.1.1.2	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$
4.1.2.1.1.3	Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
4.1.2.1.1.4	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} / \gamma_c$

I simboli precedenti hanno i significati di seguito riportati:

- α_{cc} = coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$
- γ_c = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: $\gamma_c = 1.5$
- γ_s = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio: $\gamma_s = 1.15$
- f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
- f_{ctk} = resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2)

f_{yk} =	a) per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2);
	b) per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di

	snervamento data, a seconda del tipo di prodotto (cfr. Tab. 11.3.VII)
	f_{pyk} barre;
	$f_{p(0,1)k}$ fili;
	$f_{p(1)k}$ trefoli e trecce;

$\eta_1 = 1,0$	in condizioni di buona aderenza;
$\eta_1 = 0,7$	in condizioni di non buona aderenza
$\eta_2 = 1$	per $\phi \leq 32$ mm;
$\eta_2 = (132 - \phi)/100$	per $\phi > 32$ mm

Una nuova opportunità è fornita dalla regolamentazione dell'effetto di confinamento del calcestruzzo (§4.1.2.1.2.1, *Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo* → paragrafo specifico).

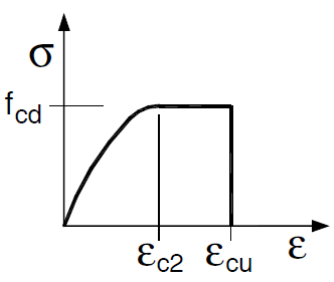
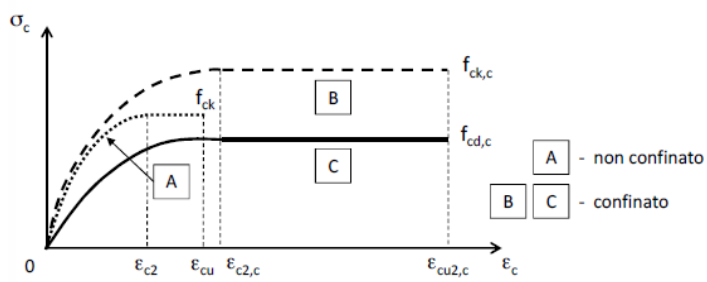
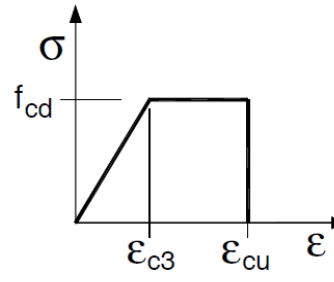
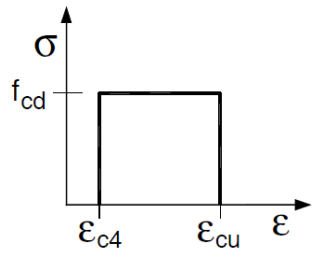
Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne, che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate.

La norma consente di usare i legami costitutivi per il calcestruzzo confinato per le seguenti verifiche

- resistenza ultima;
- duttilità delle sezioni;

devono essere applicati alle sole zone confinate della sezione; ossia, nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato.

Per i legami σ - ε valgono le precedenti prescrizioni e quelle di seguenti elencate per il CLS confinato:

Calcestruzzo non confinato		Calcestruzzo confinato
	$\varepsilon_{c2} = 0.20\%$ $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$	
	$\varepsilon_{c3} = 0.175\%$ $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$	<p>Legame costitutivo</p> $f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$ $f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$ <p>$\sigma_2 =$ pressione laterale efficace di confinamento allo SLV</p> $\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1$
	$\varepsilon_{c4} = 0.07\%$ $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$	$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2$ $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck}$ $f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c$ <p>ε_{c2} ed ε_{cu} sono i valori validi per il CLS n.c.</p>

Per la pressione di confinamento sono fornite le seguenti prescrizioni

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1$$

Dove α = coefficiente di efficienza del confinamento; rapporto tra il volume confinato (V_{ceff}) e quello dell'elemento (V_c), $\alpha = V_{ceff} / V_c \leq 1$

$$\alpha = \alpha_n \quad \alpha_s \leq 1$$

σ_1 = pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

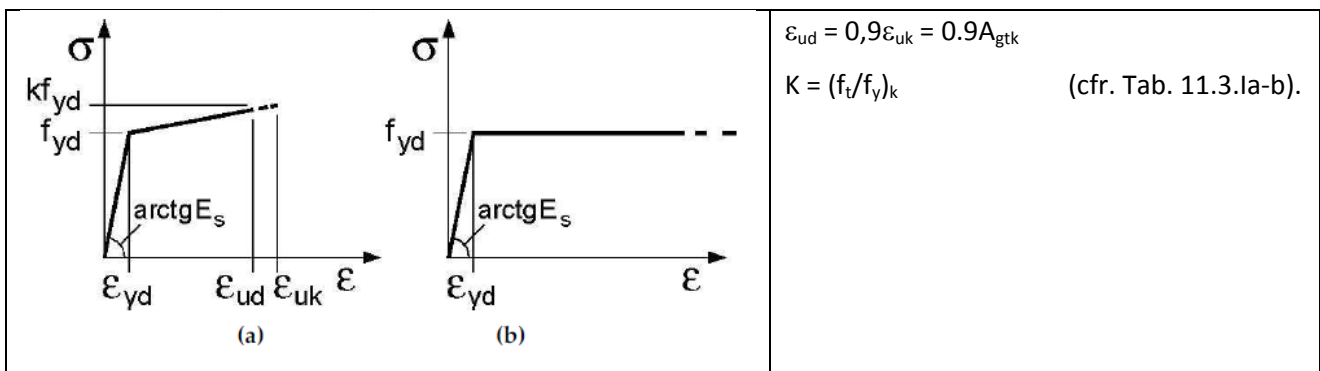
Valgono le definizioni successive

Sezioni rettangolari	Sezioni circolari	
$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y)$ $\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_x)] \cdot [1 - s / (2 \cdot b_y)]$	$\alpha_n = 1$ $\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^\beta$	$\beta = 1$ staffa a spirale $\beta = 2$ staffe circolari
$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s}$ $\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}}$	$\sigma_l = \frac{2 A_{st} \cdot f_{yk,st}}{D_0 \cdot s}$	

Al § 7.4 viene statuito che “Nel valutare la capacità, si può tener conto dell’effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.2), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).”

In letteratura sono disponibili ulteriori modelli, documentati, di legame costitutivo per CLS confinato che potranno essere vantaggiosamente usati dal progettista secondo le sue scelte. “In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità” egli potrà utilizzare le formule di normativa.

Per l’acciaio restano validi i legami costitutivi: elasto-plastico perfetto ed incrudente con controllo della deformazione ultima:



Considerati i legami si cui sopra, la norma prevede le usuali verifiche di resistenza, ed aggiunge quelle di duttilità:

4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al §7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

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

$$\mu_\phi = \mu_\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{E\phi}$$

M_{Rd} = valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} = valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} = valore di progetto del momento di domanda (= $e \cdot N_{Ed}$; $e = \max\{20\text{mm}; L/200\}$);

μ_ϕ = valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

$\mu_{E\phi}$ = domanda in termini di duttilità di curvatura.

Nel caso di pressoflessione deviata vale la seguente espressione per diagramma di interazione M-N:

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

Per sezioni rettangolari l'esponente α vale 2 per sezioni circolari; varia come dalla tabella seguente per quelle rettangolari.

N_{Ed}/N_{Rcd}	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

E' prevista l'interpolazione lineare tra i dati della tabella.

In letteratura sono disponibili espressioni altrettanto semplici e precise rispetto a quelle della norma.

L'aspetto innovativo è la verifica in termini di duttilità.

4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità

Si deve verificare, ove richiesto al § 7.4 delle presenti norme, il rispetto del seguente stato limite:

- duttilità flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale

Si può intravedere in ciò la volontà del legislatore di conferire a tutte le strutture un'adeguata capacità dissipativa in presenza di azioni sismiche. Secondo la norma si ha

Verifica in Duttilità

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} espressa dalla relazione seguente

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd}$$

$\phi'_{yd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa} \\ \text{curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco } (\varepsilon_{c2} \text{ o } \varepsilon_{c3}) \text{ del} \\ \text{calcestruzzo compresso} \end{array} \right.$

M_{Rd} = momento resistente della sezione allo SLU;

M'_{yd} = momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

Ai sensi del paragrafo (§7.3.6.1-DUT) si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- I. nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;*
- II. nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi;*
- III. per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base (v. §7.2.1), indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, qualora non diversamente specificato [...], accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:
- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV, nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC, nel caso si utilizzino modelli non lineari.*

Indipendentemente dalla verifica della duttilità le regole di progettazione in capacità sono obbligatori per gli elementi principali.

Per le strutture a comportamento dissipativo valgono le seguenti opzioni:

- rispetto dei dettagli costruttivi orientati al conferimento di adeguata duttilità: ciò consente di non effettuare tale verifica poiché implicitamente soddisfatta;
- se il progettista decide di non rispettare tali dettagli è obbligatoria la verifica di duttilità.

Le regole appena esposte valgono in generale, e sono dettagliate per le strutture in c.a. al §7.4.

Ciò sarà fatto di seguito al paragrafo 2 dedicato alla progettazione sismica.

Verifica a taglio e torsione

Per il taglio è riportato quanto di seguito.

Elementi non armati a taglio: quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio:

gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati;

Per l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo deve valere: $1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$

La capacità portante è dedotta dalle formule seguenti

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

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

I simboli usati dalla norma sono di seguito riportati.

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

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

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata;

l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

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

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

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

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

Anche per la torsione valgono le precedenti formule, pertanto se ne omette la descrizione.

Una attenzione meritano le zone di diffusione delle tensioni, oltre ai correnti elementi tozzi, a livello di verifica dei meccanismi di trasferimento delle stesse.

La norma dispone quanto di seguito

4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi

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

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

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

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze $R_s < (R_n, R_b, R_c)$

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

Le armature che costituiscono i tiranti devono essere adeguatamente ancorate nei nodi.

Le forze che agiscono sui nodi devono essere equilibrate; si deve tener conto delle forze trasversali perpendicolari al piano del nodo.

I nodi si localizzano nei punti di applicazione dei carichi, agli appoggi, nelle zone di ancoraggio dove si ha una concentrazione di armature ordinarie o da precompressione, in corrispondenza delle piegature delle armature, nelle connessioni e negli angoli delle membrature.

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

Per gli ancoraggi valgono le seguenti prescrizioni:

4.1. 2.3.10 Verifica dell'ancoraggio delle barre di acciaio con il calcestruzzo

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

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

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

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

Dettagli costruttivi

Per i dettagli costruttivi occorre tenere presente che vi è una co-vigenza di prescrizioni di carattere sismico, che generalmente prevalgono, con quelle per strutture non progettate con criteri di sismo-resistenza.

Si ricorda che tutto il territorio nazionale è soggetto ad una sismicità non nulla, pertanto le prescrizioni di carattere “non sismico” inerenti i dettagli d’armatura, passano tipicamente in subordine rispetto a primi, o sono da questi richiamati per zone non strettamente necessarie a garantire duttilità, rispetto di regole di gerarchia di resistenza ecc.

Si riportano alla tabella successiva le varie regole inerenti i dettagli d’armatura per le travi e le colonne.

Travi			
Generali		Requisiti sismici	
4.1.6.1.1 Armatura delle travi	<u>Armatura longitudinale</u> $A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$ $A_{s,min} \geq 0.13\% b_t d$ $A_{s,max} \leq 4\% A_c$	7.4.6.2.1 Travi	<u>Armatura longitudinale</u> $A_{s,min} \geq (2+2)\phi_{14} \text{ inf/sup}$ $\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$ <p>Deve sempre essere</p> $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ <p>zone non dissipative</p> $\rho_{comp} \geq 0,50 \rho$ <p>zone dissipative</p>
	<u>Area minima staffe</u> $A_{sw,min} \geq 0.15b \text{ cm}^2/\text{m}$		<u>Diametro minimo staffe</u> 6 mm
	<u>Passo staffe:</u> $S \leq 0.8 d$ <p>Minimo 3 staffe/ml</p>		<u>Passo staffe:</u> $S \leq d/4$ $S \leq 175\text{mm CD "A"}$ $S \leq 225\text{mm CD "B"}$ $S \leq 6 \phi_{Long,min} \text{ CD "A"}$ $S \leq 6 \phi_{Long,max} \text{ CD "B"}$ $S \leq 24 \phi_{sw}$

Stati Limite di Esercizio

Per gli SLE sono confermati i seguenti punti

- Fessurazione
- Controllo delle tensioni in esercizio.
- Vibrazione (sono riportate poche indicazioni)

Fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle **Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Sensibilità delle armature:

armature sensibili	acciai da precompresso
armature poco sensibili	acciai ordinari

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

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

Apertura fessure:

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

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

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

è previsto uno SL di decompressione: sezione totalmente compressa $\rightarrow \sigma_c \geq 0$.

Controllo tensioni in esercizio

Calcestruzzo

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

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Acciaio

Per l'acciaio la tensione massima deve rispettare la limitazione seguente per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica (rara)

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