LE NUOVE NTC 2018

Principali innovazioni rispetto alle NTC2008

ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROVINCIA DI PERUGIA

Commissione Strutture e Geotecnica
Ing. Carlo Brondi

Par 4,1,1,1

... Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione. In particolare la ridistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.	*... Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione. In particolare la ridistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5 - 2,0.* *... Per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, il rapporto x/d nelle sezioni critiche non deve comunque superare il valore 0,45 per fck ≤ 50 MPa e 0,35 per fck > 50 MPa.*

SONO STATE MEGLIO SPECIFICATE LE CONDIZIONI PER IL CALCOLO CON RIDISTRIBUZIONE PLASTICA

Par. 4,1,2,1,1,4

Fbk = 2,25 η fctk *in cui* *η = 1,0 per barre di diametro f 32mm* *η = (132 - Φ)/100 per barre di diametro superiore.* *Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.*	*Fbk= 2,25 η1 η2 fctk* *in cui* *η1 = 1,0 in condizioni di buona aderenza;* *η1 = 0,7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;* *η2= 1,0 per barre di diametro Φ ≤ 32 mm* *η2= (132 - Φ)/100 per barre di diametro superiore* *La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2005.*

E' STATA MODIFICATO IL VALORE DELLA TENSIONE DI ADERENZA TRA FERRO E CLS

par 4,1,2,1,2,1

Calcestruzzo confinato

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale. Questi modelli possono essere adottati nel calcolo sia della resistenza ultima sia della duttilità delle sezioni e devono essere applicati alle sole zone confinate della sezione.

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.

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1{,}0 + 5{,}0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}\right) \quad \text{per} \quad \sigma_2 \le 0{,}05 f_{ck} \qquad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1{,}125 + 2{,}5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}\right) \quad \text{per} \quad \sigma_2 > 0{,}05 f_{ck} \qquad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(f_{ck,c} / f_{ck}\right)^2 \qquad [4.1.10]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0{,}2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \qquad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \qquad [4.1.12]$$

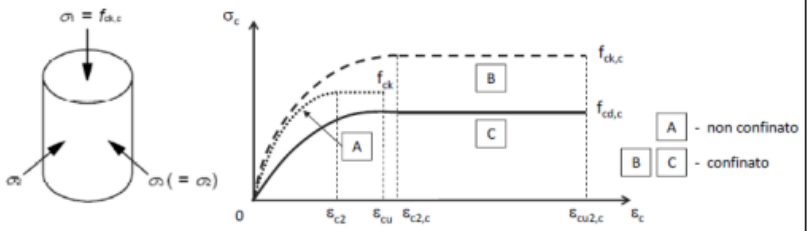


Fig. 4.1.2 – *Modelli σ-ε per il calcestruzzo confinato*

Fig. 4.1.2

La pressione efficace di confinamento σ2 può essere determinata attraverso la relazione seguente:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l \qquad [4.1.12.a]$$

dove α è un coefficiente di efficienza (< 1), definito come rapporto fra il volume Vc,eff di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume Vc dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e σl è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

La pressione laterale può essere valutata, per ogni direzione principale della sezione, direttamente da considerazioni di equilibrio sul nucleo confinato, in corrispondenza della tensione di snervamento dell'armatura trasversale, come di seguito indicato,

a) Per sezioni rettangolari

Per le due direzioni principali della sezione x e y valgono, rispettivamente, le relazioni:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s} \qquad [4.1.12.b]$$

dove Ast,x e Ast,y sono il quantitativo totale (aree delle sezioni) di armatura trasversale in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali x e y, bx e by sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe), s è il passo delle staffe, fyk,st è la tensione caratteristica dell'acciaio delle staffe.

La pressione laterale equivalente σl può essere determinata attraverso la relazione:

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}} \qquad [4.1.12.c]$$

b) Per sezioni circolari

$$\sigma_l = \frac{2A_{st} \cdot f_{yk,st}}{D_0 \cdot s} \qquad [4.1.12.d]$$

dove: Ast è l'area della sezione della staffa, D0 è il diametro del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe).

Il coefficiente di efficienza α può essere valutato come prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \qquad [4.1.12.e]$$

con:

a) per sezioni rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / \left(6 \cdot b_x \cdot b_y\right) \qquad [4.1.12.f]$$

$$\alpha_s = \left[1 - s/(2 \cdot b_x)\right] \cdot \left[1 - s/(2 \cdot b_y)\right] \qquad [4.1.12.g]$$

delle staffe, attraverso la relazione:

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI PERUGIA

Commissione Strutture e Geotecnica
Ing. Carlo Brondi

	dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, bi è la distanza tra barre consecutive contenute. *b) per sezioni circolari* $\alpha_n = 1$ [4.1.12.h] $\alpha_s = \left[1 - s/\left(2 \cdot D_0\right)\right]^{\beta}$ [4.1.12.i] *dove: β = 2 per staffe circolari singole, β = 1 per staffa a spirale.* *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.* *Nel caso di utilizzo di rinforzi appositamente progettati per il confinamento degli elementi è possibile considerare i modelli di comportamento riportati in riferimenti tecnici di comprovata validità.*

E' STATO INTRODOTTA LA MODALITA' DI CALCOLO PER LA RESISTENZA DEL CLS CONFINATO
Viene utilizzato solo nelle verifiche delle duttilità e push over perchè aumenta la capacità rotazionale
Interviene sui controlli di duttilità effettuati in maniera rigorosa e/o analisi push over
Incide il passo delle staffe e la distanza fra gli spilli
Il confinamento è sensibile alla volumetria interna alle staffe

par. 4,1,2,2,4,5

Stato limite di apertura delle fessure	*Stato limite di apertura delle fessure*
Il valore di calcolo di apertura delle fessure (wd) non deve superare i valori nominali w1, w2, w3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. *Il valore di calcolo è dato da:* *wd = 1,7 wm* *L'ampiezza media delle fessure wm è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura εsm per la distanza media tra le fessure Δsm:* *wm = εsm Δsm.*	*Il valore caratteristico di apertura delle fessure (wk) non deve superare i valori nominali w1, w2, w3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.* *L'ampiezza caratteristica delle fessure wk è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura εsm per la distanza media tra le fessure Δsm:* $w_k = 1{,}7\ \varepsilon_{sm}\ \Delta_{sm}$ [4.1.14]

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	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

E' STATO MODIFICATO IL CALCOLO DELLE FESSURE

PAR 4,1,2,3,4

Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)	Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale
4.1.2.1.2.1 Ipotesi di base *Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:* *- conservazione delle sezioni piane;* *- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;* *- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;* *- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;* *- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;* *- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.* Fig. 4.1.3 > *... Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli s - e di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:* *MRd = MRd (NEd) ≥ MEd (4.1.9)* *dove* *MRd è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;* *NEd è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;* *MEd è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione. Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo*	*4.1.2.3.4.1 Ipotesi di base* *Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi monodimensionali, si adottano le seguenti ipotesi:* *– conservazione delle sezioni piane;* *– perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;* *– deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.* *– resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.* *4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità* *Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ–ε di cui al § 4.1.2.1.2.*

MEd = e ×NEd con eccentricità e pari almeno a 0,05h ≥ 20mm (con h altezza della sezione).

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

(MEyd / MRyd)α + (MEzd / MRzd)α < 1

n mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente α=1

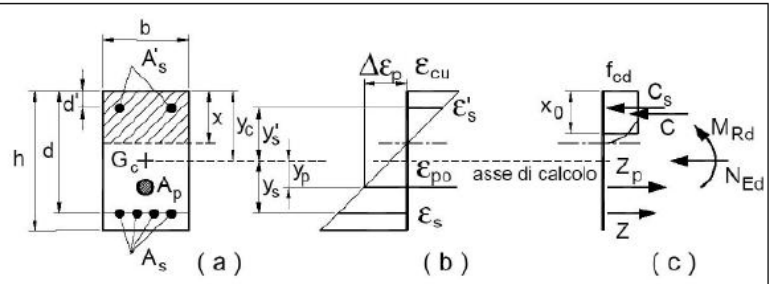


Fig. 4.1.4 – *Sezione pressoinflessa*

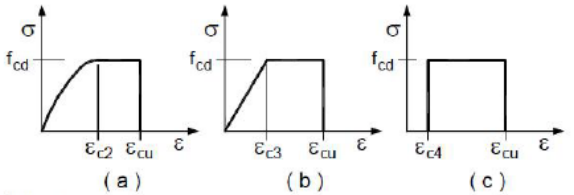


Fig. 4.1.1 – *Modelli σ-ε per il calcestruzzo*

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:

Mrd = Mrd (NEd) ≥ Med [4.1.18a]

μϕ = μϕ(NEd) ≥ μEd [4.1.18b]

dove

Mrd è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a Ned;

Ned è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI PERUGIA

Commissione Strutture e Geotecnica
Ing. Carlo Brondi

Med è il valore di progetto del momento di domanda;

μφè il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a Ned;

μEd è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente Med = e Nφ con eccentricità e pari almeno ad 1/200 dell'altezza libera di inflessione del pilastro, e comunque non minore di 20 mm

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

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

MEyd, MEzd sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z;

MRyd, MRzd sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

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

$$\nu = N_{Ed}/N_{Rcd} \qquad [4.1.20]$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd}/N_{Rcd} \qquad [4.1.21]$$

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

In mancanza di una specifica valutazione, può assumersi:
- per sezioni rettangolari:

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

con interpolazione lineare per valori diversi di Ned/NRcd;

per sezioni circolari ed ellittiche: α = 2.

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI PERUGIA

Commissione Strutture e Geotecnica
Ing. Carlo Brondi

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura $\mu\phi$ 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:

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

dove:

$\phi'yd$ è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ($\varepsilon c2$ se si usa il modello parabola-rettangolo oppure $\varepsilon c3$ se si usa il modello triangolorettangolo) del calcestruzzo compresso;

Mrd è il momento resistente della sezione allo SLU;

M'yd è il momento corrispondente a $\phi'yd$ e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

VIENE INTRODOTTO IL CONCETTO DI DUTTILITA' E VIENE DEFINITA LA RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE
La duttilità viene verificata al capitolo 7 relativamente alla parte sismica
La domanda in duttilità deve essere fatta allo slc da confrontare con la capacità in duttilità fissato lo sforzo normale
Nel dm 08 le verifiche di duttilità venivano escluse se rispetto i minimi di armatura nel 2018 la verifica è richiesta sostanzialmente alla base del pilastro e per gli elementi secondari a tutti i piani
Viene imposto un minimo id eccentricità di 20 mm

par.4,1,2,1,3,1

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio *È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio VRd di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.*	*Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio* *Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.*

MODIFICATA LA DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO

par. 4,1,2,3,5,2

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con *Vrcd = 0,9 d bw ac f'cd(ctgα + ctgθ)/(1 + ctg2θ)* *dove* *f'cd resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f'cd= 0,5 fcd)* *...Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a* *al= 0,9 d (ctg θ - ctg α) / 2>0*	*Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con* *Vrcd = 0,9 d bw ac v fcd(ctgα + ctgθ)/(1 + ctg2θ)* *dove* *v fcd resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (v fcd= 0,5)* *...Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di* *al=(0,9 d ctg θ) / 2* *lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.*

MODIFICATA LA FORMULA PER LA DEFINIZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO

par. 4,1,2,3,5,4

Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati. *In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante 2d dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della piastra stessa.* *Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.* *Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.*	***Verifica al punzonamento*** *Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati* *In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante 2d dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta.* *Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma* *UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.* *Nel caso di fondazioni si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.*

DEFINITA LA VERIFICA A PUNZONAMENTO IN BASE ALL'EUROCODICE

par. 4,1,2,3,6

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti $0,4 \leq ctg\ \theta \leq 2,5$	**Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti** *.....L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti* $1 \leq ctg\ \theta \leq 2,5$

LIMITAZIONE NELLA BIELLA COMPRESSA DI CLS

par. 4,1,2,3,9,2

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite *λlim= 15,4 C / v1/2* *dove* *v = NEd/ (Ac· fcd) è l'azione assiale adimensionalizzata* *C = 1,7 – rm dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine (0,7≤C≤2,7);* *rm = M01/ M02 è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con | M02|≥| M01|).*	***Verifiche di stabilità per elementi snelli*** *Snellezza limite per pilastri singoli* *In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite* $$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{v}} \qquad [4.1.41]$$ *dove* *v = NEd/ (Ac· fcd) è l'azione assiale adimensionalizzata.*

MODIFICATA LA SNELLEZZA LIMITE DEI PILASTRI

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DI PERUGIA

Commissione Strutture e Geotecnica
Ing. Carlo Brondi

par. 4.1.6.1.1

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio	*Armatura delle travi* *.... Negli appoggi di estremità, all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata coerentemente con il modello a traliccio adottato per il taglio e quindi applicando la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle compresse di calcestruzzo.* *... Eventuali armature longitudinali compresse di diametro ϕ prese in conto nei calcoli di resistenza devono essere trattenute da armature trasversali con spaziatura non maggiore di 15ϕ.*

DIFFERENTI SPECIFICHE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

par 4,1,8,1,1

Stati limite ultimi *Vale quanto stabilito al § 4.1.2.1.* *In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione,si assumerà un valore di calcolo della forza di precompressione con* $\gamma P = 1,2$	**Stati limite ultimi** *Per la valutazione della resistenza degli elementi strutturali vale quanto stabilito al § 4.1.2.3, tenendo presente che per la verifica delle sezioni si assumerà il valore di progetto della forza di precompressione con il coefficiente parziale* $\gamma P = 1$*, secondo quanto previsto al punto § 2.6.1.* *Per le verifiche di resistenza locale degli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà, invece, un valore di progetto della forza di precompressione con* $\gamma P = 1,2$.

SONO VARIATE ALCUNE PROGETTAZIONI PER GLI ELEMENTI PRECOMPRESSI

Par. 4,1,8,1,4

Tensioni iniziali nel calcestruzzo *All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:* *σc< 0,70 fckj* *essendo fckj la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.* *Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali sc prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:* *σc < 0,90 fckj.* *Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.*	*Tensioni iniziali nel calcestruzzo* *All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:* *σc < 0,60 fckj* *essendo fckj la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.* *Per elementi con armatura pre-tesa, la tensione del calcestruzzo al momento del trasferimento della pretensione può essere aumentata sino al valore 0,70 fckj* *Nella zona di ancoraggio delle armature di precompressione si possono tollerare compressioni locali σc prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:* *σc < c fcd* *dove* *σc = γP P / A0 è la pressione agente sull'impronta caricata di area A0;* *P è la forza iniziale di tesatura nel cavo (γP =1,2);* *fcd = fckj / γc è la resistenza cilindrica del calcestruzzo all'atto della precompressione;* *c ≤ 3 è un fattore di sovraresistenza che dipende da:* *il rapporto A0/A1 tra l'area caricata e quella circostante interessata;* *la posizione dell'impronta caricata rispetto ai bordi della sezione;* *le eventuali interferenze con aree interessate vicine.* *Per i valori di c si può far utile riferimento al §6.7 della norma UNI EN1992-1-1.* *Si raccomanda di disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto del carico.* *Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.*

SONO VARIATE ALCUNE PROGETTAZIONI PER GLI ELEMENTI PRECOMPRESSI

par. 4.1.11.1

Valutazione della sicurezza – norme di calcolo *Nelle verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si deve trascurare la resistenza a trazione del calcestruzzo. La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni di compressione che insorgono nel calcestruzzo per effetto delle azioni di calcolo sotto la combinazione rara risultino minori della seguente tensione:* *σc = 0,30 fck per calcestruzzo debolmente armato* *σc = 0,25 fck per calcestruzzo non armato* *Le verifiche a taglio si intendono soddisfatte quando le tensioni tangenziali massime valutate per combinazione rara siano inferiori al valore limite di seguito riportato:* *τc = 0,25 fctk per calcestruzzo debolmente armato* *τc = 0,21 fctk per calcestruzzo non armato*	*Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato* *Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN. Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.* *Valutazione della sicurezza – norme di calcolo* *Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale NEd con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con* *con x = a – 2e.* *La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo* $N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd}\, b\, x$ [4.1.50] *di taglio VEd nella direzione del lato a si pone con*

	$V_{Ed} \le V_{Rd} = f_{cvd}\, b\, x / 1{,}5$ con $f_{cvd} = \sqrt{(f^2_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$ per $\sigma_c \le \sigma_{clim}$ $f_{cvd} = \sqrt{(f^2_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)}$ per $\sigma_c > \sigma_{clim}$ dove $\sigma_c = N_{Ed} / (b\, x)$ $\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$ $\sigma_{clim} = f_{cd} - 2\sqrt{(f^2_{ct1d} + f_{cd}\, f_{ct1d})}$ dove $f_{ct1d} = 0{,}85\, f_{ctd}$ *è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.*

modificate le specifiche di progetto per gli elementi in calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armati