



Calcestruzzo confinato, duttilità delle sezioni di calcestruzzo e verifiche di duttilità per la zona sismica (bozza Nuove NTC 2017)

Ing. Fabio MINGHINI fabio.minghini@unife.it
 Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni
 Dipartimento di Ingegneria – Università di Ferrara

Costruzioni in calcestruzzo - Calcestruzzo confinato

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

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

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

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

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

essendo σ_2 la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre ε_{c2} ed ε_{cu} sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1.

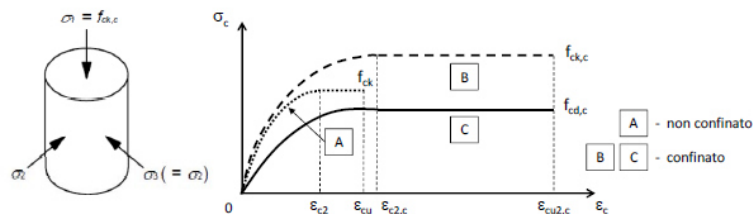


Fig. 4.1.2 – Modelli σ - ε per il calcestruzzo confinato

Il legame vale solo nel nucleo confinato (no copriferro)

Ci si uniforma a EN 1992-1-1

Costruzioni in calcestruzzo - Calcestruzzo confinato

La pressione efficace di confinamento σ_2 può essere determinata attraverso la relazione seguente:

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

dove α è un coefficiente di efficienza (≤ 1), definito come rapporto fra il volume V_{conf} di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume V_c dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e σ_l 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:

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

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

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

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

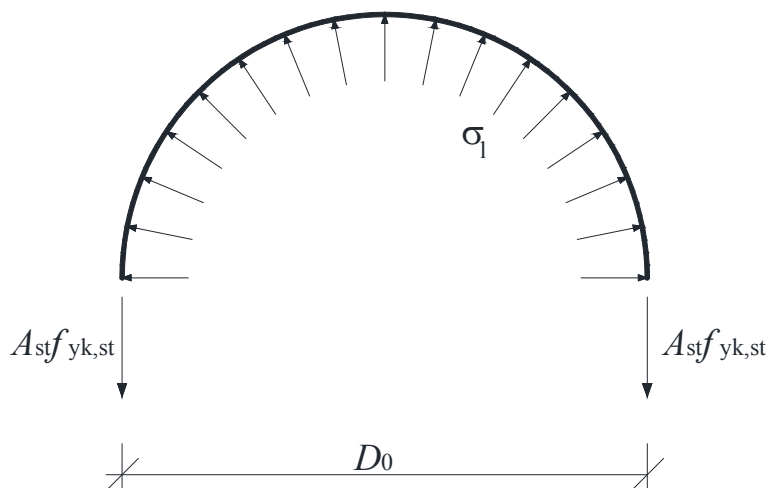
b) Per sezioni circolari

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

dove: A_{st} è l'area della sezione della staffa, D_0 è il diametro del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe).

Costruzioni in calcestruzzo - Calcestruzzo confinato

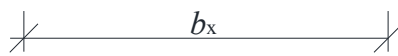
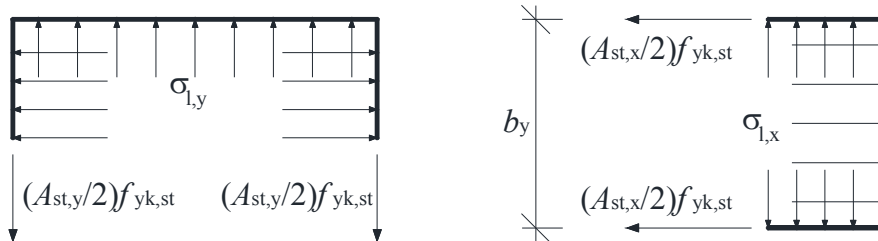
Sezioni circolari



$$\sigma_l D_0 s = 2A_{st} f_{yk,st} \quad \rightarrow \quad \sigma_l = 2A_{st} f_{yk,st} / (D_0 s)$$

Costruzioni in calcestruzzo - Calcestruzzo confinato

Sezioni rettangolari



$$\sigma_{l,y} b_x s = A_{st,y} f_{yk,st}$$



$$\sigma_{l,y} = A_{st,y} f_{yk,st} / (b_x s)$$

NB: per n tiranti in direzione i ($i = x, y$) ho la somma delle aree di tutti i tiranti

$$\sigma_{l,x} b_y s = A_{st,x} f_{yk,st}$$



$$\sigma_{l,x} = A_{st,x} f_{yk,st} / (b_y s)$$

Costruzioni in calcestruzzo - Calcestruzzo confinato

Il fattore di efficienza α è:

da EN 1998-1 (EC8)

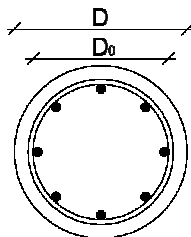
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s$$

- sezioni circolari:

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \begin{cases} (1 - s/2D_0)^2 & \leftarrow \text{staffe circolari} \\ (1 - s/2D_0) & \leftarrow \text{spirali} \end{cases}$$

con D_0 diametro del calcestruzzo confinato (al baricentro delle staffe).



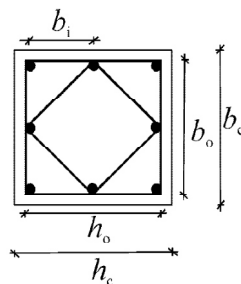
Costruzioni in calcestruzzo - Calcestruzzo confinato

da EN 1998-1 (EC8)

- sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right)$$

dove n è il numero di barre vincolate dalle staffe e b_i la loro distanza.



$$h_0 \equiv b_x \text{ (linea media st.)}$$

$$b_0 \equiv b_y \text{ (linea media st.)}$$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Base $B = 40$ cm

Altezza $H = 40$ cm

Acciaio superiore $A_s = 3\Phi 18 \rightarrow \rho = 0.47\%$

Acciaio inferiore $A'_s = 3\Phi 18 \rightarrow \rho' = 0.47\%$

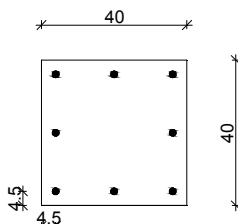
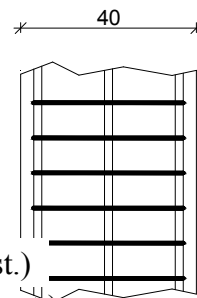
Armatura centrale $A_c = 2\Phi 18 \rightarrow \rho'' = 0.32\%$

Copriferro $c = 4.2$ cm (asse ferri long.)

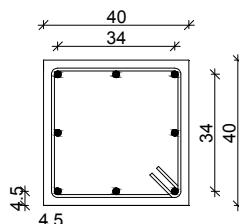
Base nucleo confinato $b_0 = 34.2$ cm (linea media st.)

Altezza nucleo confinato $h_0 = 34.2$ cm (linea media st.)

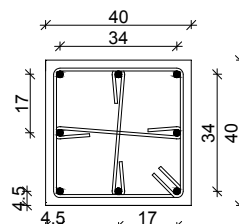
Passo staffe $s = 8$ cm $\varnothing_{st} = 8$ mm



Caso 1

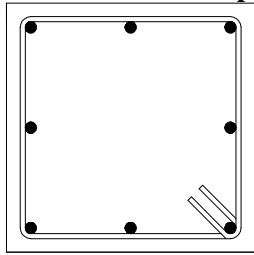


Caso 2



Caso 3

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)



$$A_{st,x} = A_{st,y} = A_{st} = 100 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - 4b_i^2 / (6b_0h_0) = 0.43$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.78$$

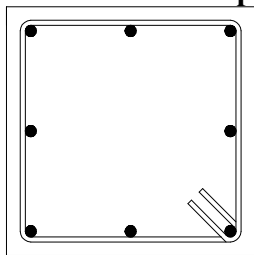
$$\alpha = \alpha_s \alpha_n = 0.34$$

con $b_i = 31.6$ cm (distanza barre trattenute)

$$\sigma_1 = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \alpha \sigma_1 = 0.56 \text{ MPa}$$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)



$$A_{st,x} = A_{st,y} = A_{st} = 100 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - 4b_i^2 / (6b_0h_0) = 0.43$$

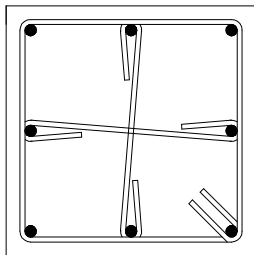
$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.78$$

$$\alpha = \alpha_s \alpha_n = 0.34$$

con $b_i = 31.6$ cm (distanza barre trattenute)

$$\sigma_1 = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \alpha \sigma_1 = 0.56 \text{ MPa}$$



$$A_{st,x} = A_{st,y} = A_{st} = 150 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - 8(b_i / 2)^2 / (6b_0h_0) = 0.72$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.78$$

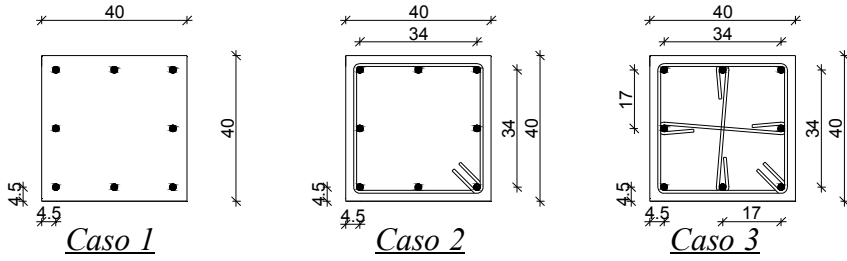
$$\alpha = \alpha_s \alpha_n = 0.56$$

con $b_i = 15.8$ cm (distanza barre trattenute)

$$\sigma_1 = 2.48 \text{ MPa}$$

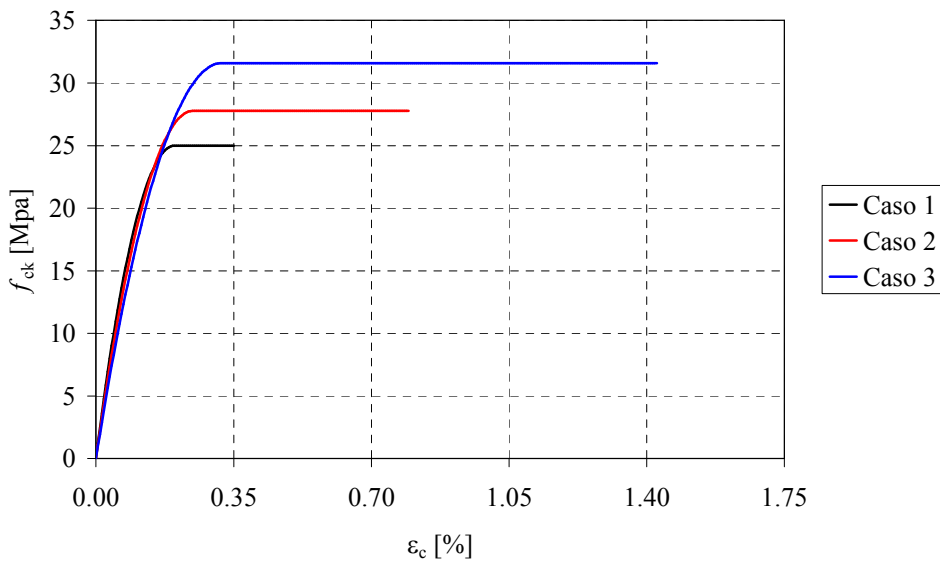
$$\sigma_2 = \alpha \sigma_1 = 1.38 \text{ MPa}$$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)



$\varepsilon_{c2} = 0.2\%$	$\varepsilon_{c2,c} = 0.25\% (1.2 \varepsilon_{c2})$	$\varepsilon_{c2,c} = 0.32\% (1.6 \varepsilon_{c2})$
$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$	$\varepsilon_{cu,c} = 0.79\% (2.3 \varepsilon_{cu})$	$\varepsilon_{cu,c} = 1.43\% (4.1 \varepsilon_{cu})$
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ck,c} = 27.8 \text{ MPa} (1.1 f_{ck})$	$f_{ck,c} = 31.6 \text{ MPa} (1.3 f_{ck})$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)



Costruzioni in calcestruzzo - Verifiche a flessione

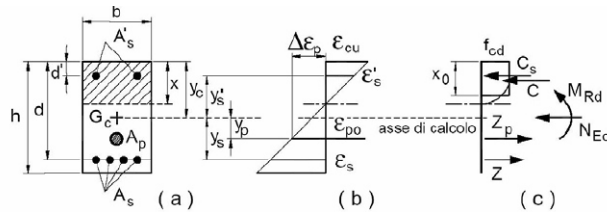


Fig. 4.1.4 - Sezione pressoinflessa

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:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

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

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

Costruzioni in calcestruzzo - Verifiche a flessione

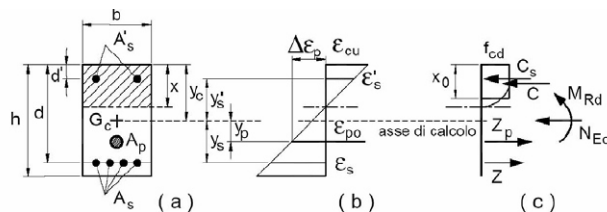


Fig. 4.1.4 - Sezione pressoinflessa

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:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

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

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

**Si introducono
esplicitamente le
verifiche di
duttività**

Costruzioni in calcestruzzo - Duttività

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:

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

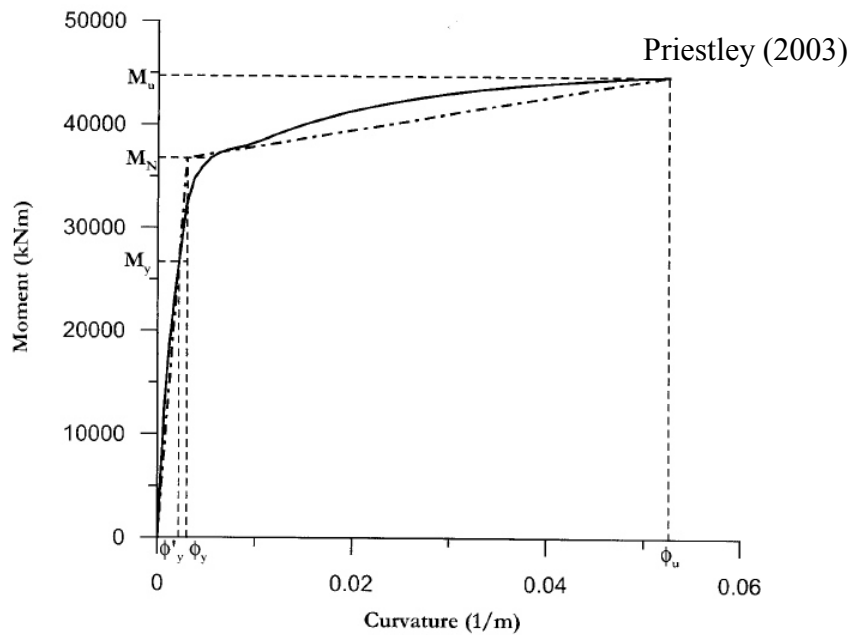
dove:

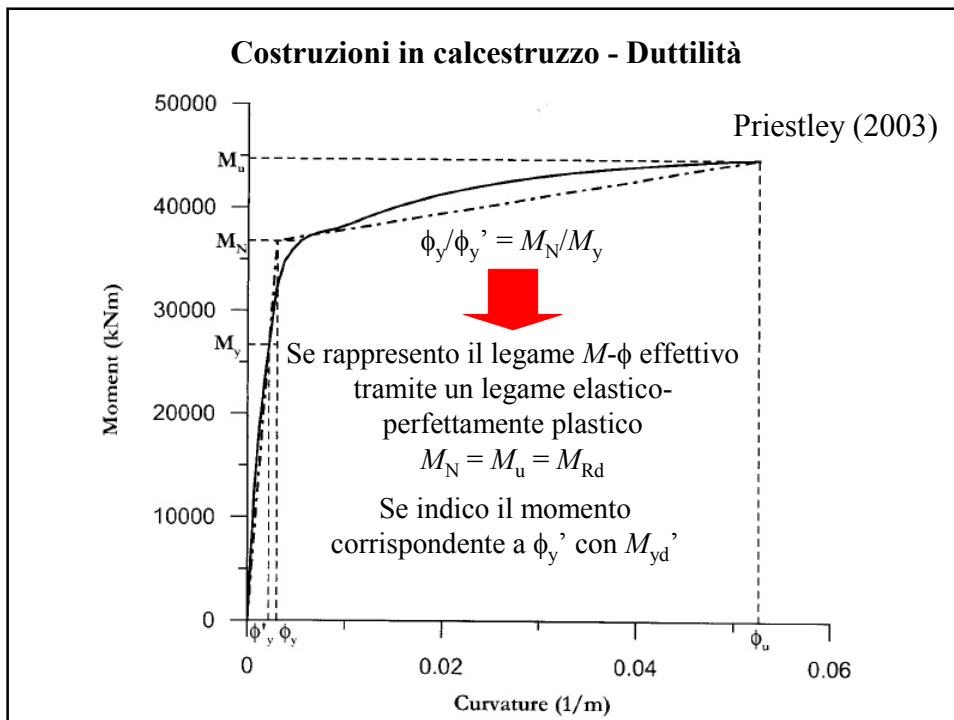
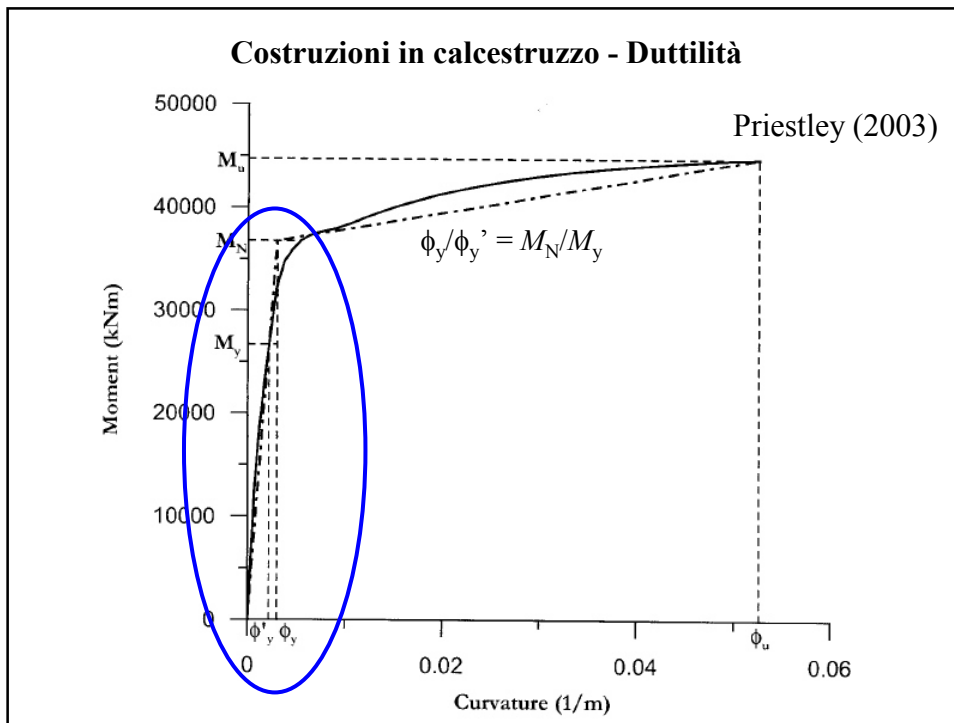
ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco (ϵ_{c2} se si usa il modello parabola-rettangolo oppure ϵ_{c3} se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

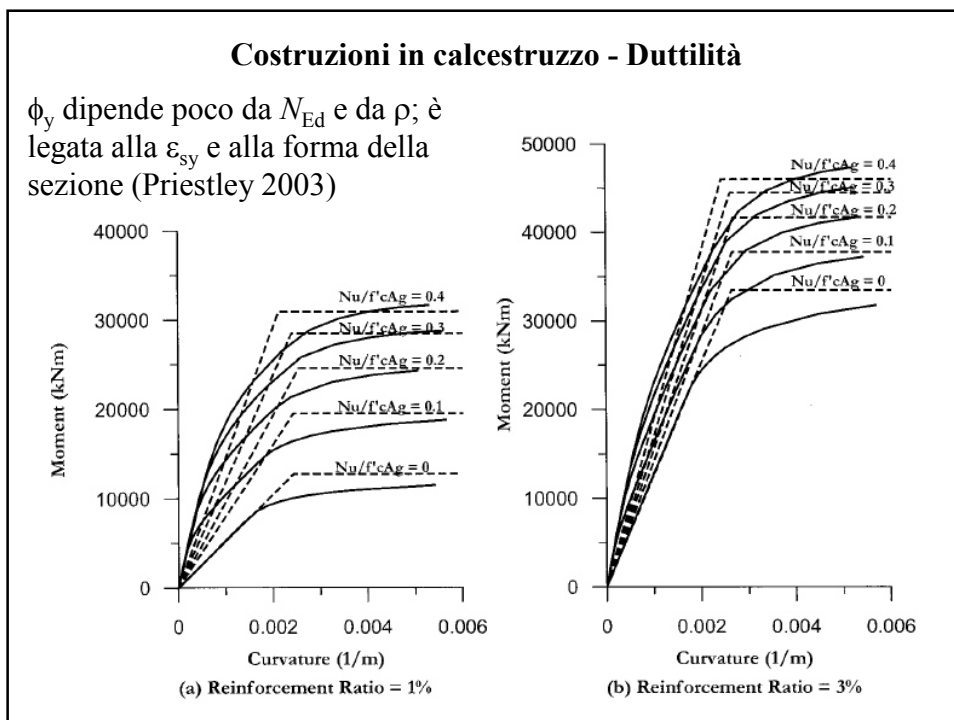
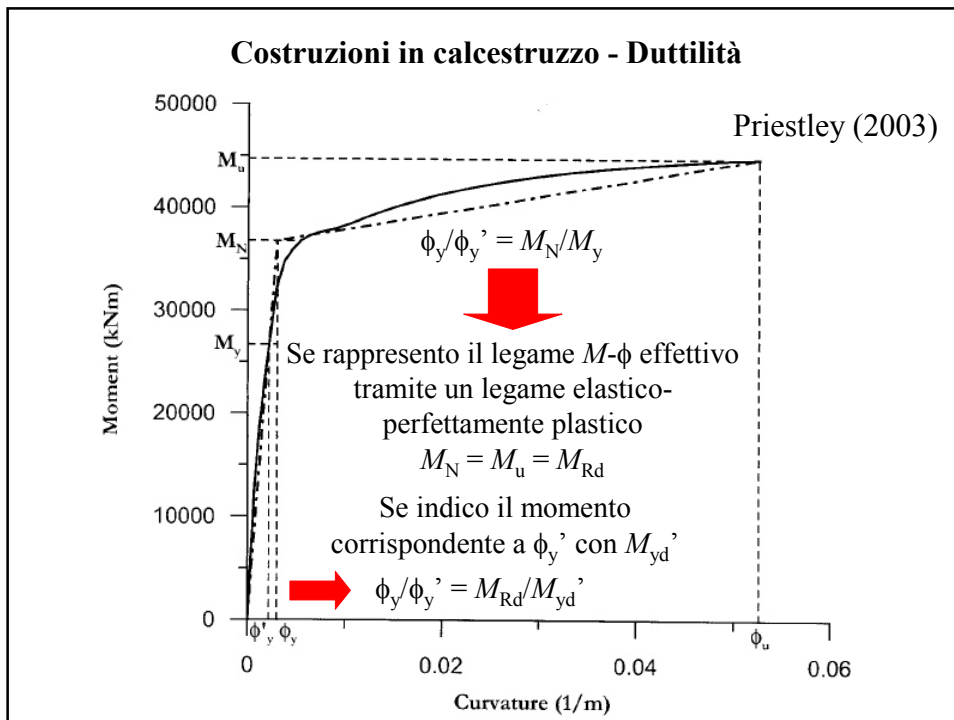
M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU;

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

Costruzioni in calcestruzzo - Duttività







Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Base $B = 40$ cm

Altezza $H = 40$ cm

Acciaio superiore $A_s = 3\Phi 18 \rightarrow \rho = 0.47\%$

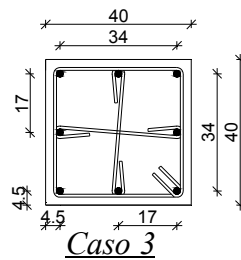
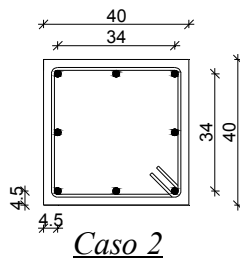
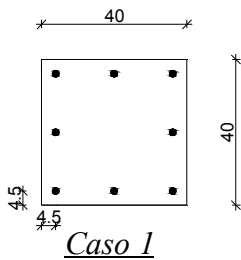
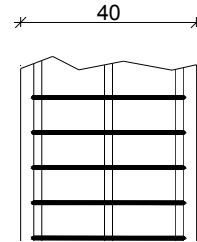
Acciaio inferiore $A'_s = 3\Phi 18 \rightarrow \rho' = 0.47\%$

Armatura centrale $A_c = 2\Phi 18 \rightarrow \rho'' = 0.32\%$

Copriferro $c = 4.2$ cm (asse ferri long.)

$$f_{cd} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.15 f_{cd} A_c = 336 \text{ kN}$$



Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	40	1	7,63	4,2
			2	5,09	20
			3	7,63	35,8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 336 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 175,4 kNm

Materiali: B450C, C25/30

E_{su}	67,5	%	E_{c2}	2	%
f_{yd}	391,3	N/mm ²	E_{cu}	3,5	%
E_s	200.000	N/mm ²	f_{cd}	14,17	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0,8	?
E_{syd}	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	9,75	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²	τ_{co}	0,6	
			τ_{c1}	1,829	

Tipo Sezione: Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Caso 1

$M_{Rd} = 175.4 \text{ kNm}$

$\phi_u = \epsilon_{cu}/x =$
 $0.0035/0.1166 =$
 0.030 m^{-1}

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

The screenshot shows the software interface with the following data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	40	1	7,63	4,2
			2	5,09	20
			3	7,63	35,8

Material properties for B450C and C25/30:

Property	B450C	C25/30
E_{su}	1.9565 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6
		τ_{c1} 1,829

Calculation results:

- M_{xRd} 146,7 kNm
- σ_c -13,38 N/mm²
- σ_s 391,3 N/mm²
- ϵ_c 1,527 ‰
- ϵ_s 1,957 ‰
- d 35,8 cm
- x 15,7
- x/d 0,4384
- δ 0,988

Section diagram: 40x40 cm square with 8 bars (4 on each side) and effective depth $d = 35,8$ cm.

Caso 1
 $M_{yd}' = 146.7$ kNm
 $\phi_y' = \epsilon_{sy}/(d-x) = 0.00195/(0.358-0.157) = 0.0097$ m⁻¹

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Section diagram: 40x40 cm square with 8 bars (4 on each side) and effective depth $d = 35,8$ cm.

Caso 1

Design moment $M_{Rd} = 175.4$ kNm $\phi_u = 0.030$ m⁻¹

Design moment $M_{yd}' = 146.7$ kNm $\phi_y' = 0.0097$ m⁻¹

Red arrow pointing down:

$$\phi_y = \phi_y' M_{Rd} / M_{yd}' = 0.0116$$

Red arrow pointing down:

$$\mu_\phi(N_{Ed}) = \phi_u / \phi_y = 2.58$$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	33,4	36,7	1	7,63	0,9
			2	5,09	16,7
			3	7,63	32,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N 336 0 0 0

M Ed 0 0 0

M yEd 0 0 0

P.to applicazione N Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M Rd 161,8 kNm

Momento resistente di progetto intorno all'asse x

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

Proprietà	Valore	Unità
ϵ_{su}	67,5	%
ϵ_{c2}	2,469	%
f_{yd}	391,3	N/mm²
ϵ_{cu}	7,944	%
E_s	200.000	N/mm²
f_{cd}	15,74	N/mm²
E_s/E_c	15	
f_{cc}/f_{cd}	0,8	
ϵ_{syd}	1,957	%
$\sigma_{c,adm}$	9,75	N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
τ_{co}	0,6	
τ_{c1}	1,829	
σ_c	-15,74	N/mm²
σ_s	391,3	N/mm²
ϵ_s	7,944	%
ϵ_{s1}	14,8	%
d	32,5	cm
x	11,35	x/d 0,3493
δ	0,8766	

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolari

Rettangoli Coor.

40 34 34 40 4,5 4,5

Caso 2

Ipotizzo il collasso del copriferro

$M_{Rd} = 161.8 \text{ kNm}$
 $(=0.92M_{Rd,max})$

$\phi_u = \epsilon_{cu,c}/x = 0.0079/0.1135 = 0.070 \text{ m}^{-1}$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

40 34 34 40 4,5 4,5

Caso 2

$M_{Rd} = 161.8 \text{ kNm}$ $\phi_u = 0.070 \text{ m}^{-1}$

$M_{yd}' = 146.7 \text{ kNm}$ $\phi_y' = 0.0097 \text{ m}^{-1}$

$\phi_y = \phi_y' M_{Rd} / M_{yd}' = 0.0107$

$\mu_\phi(N_{Ed}) = \phi_u / \phi_y = 6.54$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	33,4	36,7	1	7,63	0,9
			2	5,09	16,7
			3	7,63	32,5

Tipologia: Rettang. re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coon

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviate

Calcola MRd: Precompresso

Materiali: B450C C25/30

Proprietà	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	3,192 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	14,261 N/mm ²
E_s	200.000 N/mm ²	17,9 N/mm ²
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	9,75 ‰
$G_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
τ_{c1}	1,829	

M_{Rd} = 165,2 kNm

σ_c = -17,9 N/mm²

σ_s = 391,3 N/mm²

ϵ_c = 14,26 ‰

ϵ_s = 33,68 ‰

d = 32,5 cm

x = 9,668 x/d = 0,2975 δ = 0,8118

Tipologia: Centro Baricentro cls Coord. [cm]

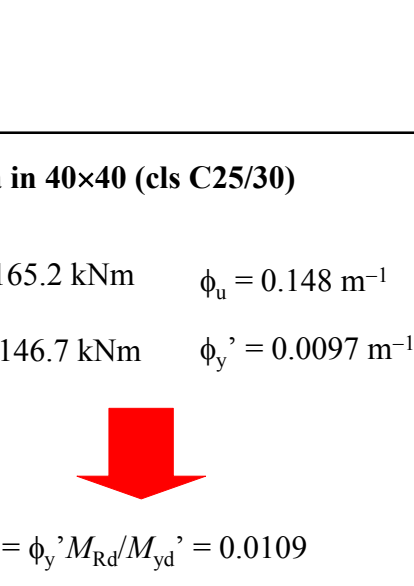
Tipologia rotura: Lato calcestruzzo Acciaio snervato

Tipologia sezione: Rettang. re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coon

Tipologia di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviate

Calcola MRd: Precompresso

Diagramma: 

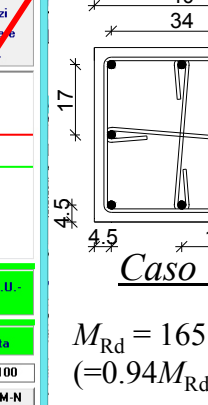
Ipotizzo il collasso del copriferro

Caso 3

$M_{Rd} = 165.2 \text{ kNm}$
 $(=0.94M_{Rd,max})$

$\phi_u = \epsilon_{cu,c}/x = 0.0143/0.0967 = 0.148 \text{ m}^{-1}$

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

Diagramma: 

Caso 3

$M_{Rd} = 165.2 \text{ kNm}$ $\phi_u = 0.148 \text{ m}^{-1}$

$M_{yd}' = 146.7 \text{ kNm}$ $\phi_y' = 0.0097 \text{ m}^{-1}$

$\phi_y = \phi_y' M_{Rd} / M_{yd}' = 0.0109$

$\mu_\phi(N_{Ed}) = \phi_u / \phi_y = 13.56$

Costruzioni di calcestruzzo - Verifiche di duttilità per la zona sismica

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, 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.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

Si richiede che la capacità di spostamento globale superi la domanda in curvatura per le sezioni di base!

Costruzioni di calcestruzzo - Verifiche di duttilità per la zona sismica

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, 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.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

Per gli elementi strutturali primari in CU II le verifiche DUT sono previste solo allo SLC (quando richiesto esplicitamente)

Il rispetto dei dettagli costruttivi in genere consente di evitare le verifiche di duttilità, salvo nelle sezioni di base

Costruzioni di calcestruzzo - Verifiche di duttilità per la zona sismica

In queste valutazioni, la duttilità in spostamento può essere associata al fattore q tramite le usuali relazioni

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo *SLC* si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo *SLV*.

Costruzioni di calcestruzzo - Verifiche di duttilità per la zona sismica

Verifiche di duttilità: richieste solo se non vengono rispettati i dettagli costruttivi. In questo caso, la capacità si valuta come indicato nel Cap. 4, mentre la domanda (allo *SLC*) vale:

La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

Costruzioni di calcestruzzo - Verifiche di duttilità per la zona sismica

Pilastrì

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd,l}/f_{yd,st}})]$ per CD"A" e 6 mm per CD"B", dove $d_{bl,max}$ è il diametro massimo delle barre

longitudinali, $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";

- 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";

- 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastrì primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto ω_{wd} definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spicco dei pilastrì primari e per le zone terminali di tutti i pilastrì secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

da EN 1998-1
(EC8)

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

Per le sezioni di base dei pilastrì primari e per le sezioni terminali dei pilastrì secondari

Costruzioni di calcestruzzo - Verifiche di duttilità per la zona sismica

Pilastrì (sezione di base)

Condizione che consente di evitare le verifiche di duttilità

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD"A".

μ_{ϕ} è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\epsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

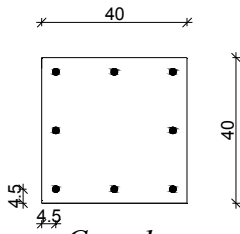
b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

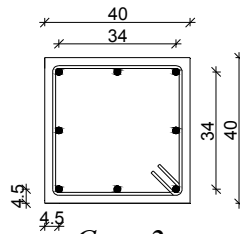
α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

Esempio – Colonna in 40×40 (cls C25/30)

$$v_d = 0.15, \varepsilon_{sy,d} = 0.196\%, b_c = 400 \text{ mm}, b_0 = 342 \text{ mm}, s = 80 \text{ mm}$$



Caso 1



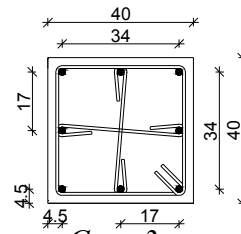
Caso 2

$$\alpha = 0.34$$

$$\mu_\phi = 6.54$$

$$\omega_w = \frac{A_{sp} 2(b_0 + h_0) f_{yd}}{s b_0 h_0 f_{cd}} = 0.203$$

Ottengo: $0.07 > 0.04$



Caso 3

$$\alpha = 0.56$$

$$\mu_\phi = 13.56$$

$$\omega_w = \frac{A_{sp} 3(b_0 + h_0) f_{yd}}{s b_0 h_0 f_{cd}} = 0.304$$

$0.17 > 0.12$

ma posso adottare, nelle zone dissipative, solo la configurazione del caso 3!