



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

**DICEA**

Dipartimento di Ingegneria  
Civile e Ambientale



# **CORSO DI AGGIORNAMENTO SULLE NTC 2018**

Prato, 11 giugno 2018



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

**DICEA**  
DIPARTIMENTO  
DI INGEGNERIA CIVILE  
E AMBIENTALE

Università di Firenze  
Dipartimento di Ingegneria Civile e  
Ambientale

## **Costruzioni in c.a.**

### **Gianni Bartoli**

Dip. di Ingegneria Civile e Ambientale

# PRINCIPALI NOVITÀ

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

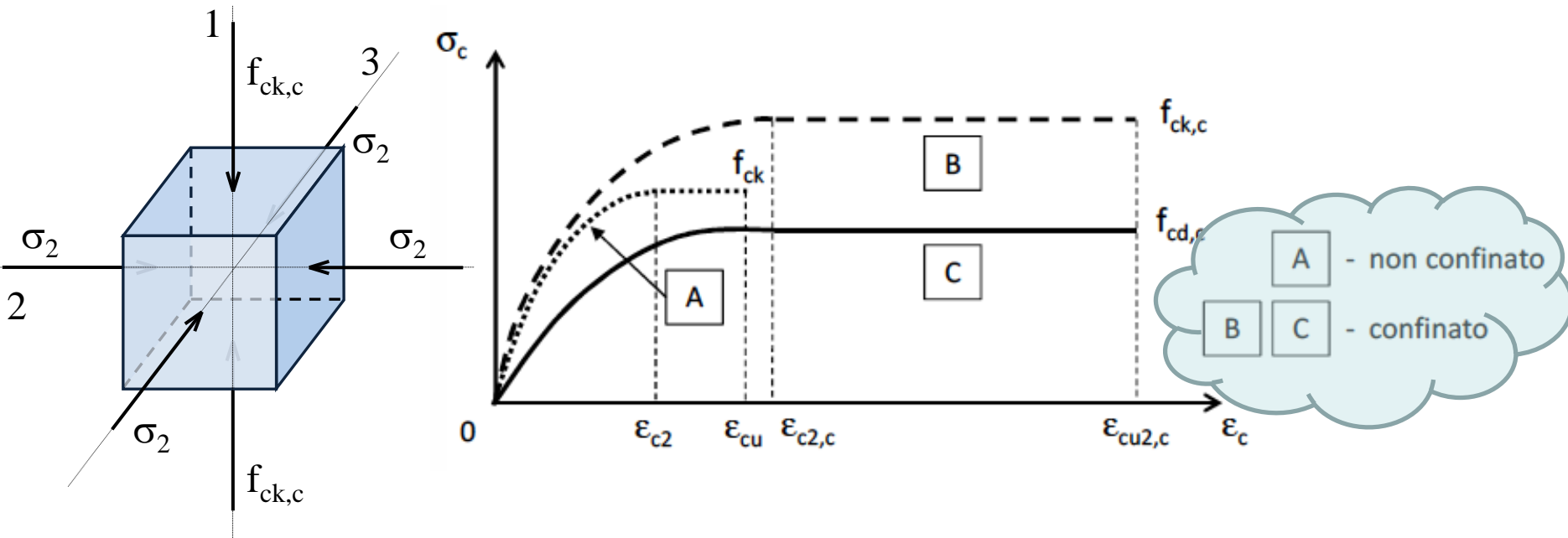
STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

(\*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(\*\*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

## Introduzione dello stato limite di Duttività (DUT)

# PRINCIPALI NOVITÀ



## Legami costitutivi per calcestruzzo confinato



## 4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

- 4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI
- 4.1.2. VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE
- ~~4.1.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE~~
- ~~4.1.4. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI~~
- ~~4.1.5. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA  
MEDIANTE PROVE~~
- 4.1.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI
- 4.1.7. ESECUZIONE
- 4.1.8. NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO  
PRECOMPRESSO
- ~~4.1.9. NORME ULTERIORI PER I SOLAI~~
- ~~4.1.10. NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE~~
- ~~4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O  
NON ARMATO~~
- ~~4.1.12. CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI~~
- ~~4.1.13. RESISTENZA AL FUOCO~~



## 7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.4.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI  
STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

~~7.4.5. COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA~~

7.4.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI



NTC (16 classi)	EC2 (14 classi)		
C8/10	---		
C12/15	C12/15		Molto bassa - cls non armato
C16/20	C16/20		
C20/25	C20/25	bassa	c.a.
C25/30	C25/30		
C30/37	C30/37		c.a.p.
C35/45	C35/45		
C40/50	C40/50	media	
C45/55	C45/55		
C50/60	C50/60		
C55/67	C55/67	alta resistenza	
C60/75	C60/75		
C70/85	C70/85		
C80/95	C80/95	autorizzazione	
C90/105	C90/105		

**c.a. in zona sismica**

Oltre alle classi di resistenza riportate in Tab. 4.1.I si possono prendere in considerazione le classi di resistenza già in uso C28/35 e C32/40

**Le classi C28/35 e C32/40 sono sostituite dalla Classe C30/37; tuttavia le prime possono essere prese in considerazione.**

Tabella 4.1.I



### **4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI**

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica lineare;
- b) analisi plastica;
- c) analisi non lineare.





### 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione.

In particolare **la redistribuzione 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.

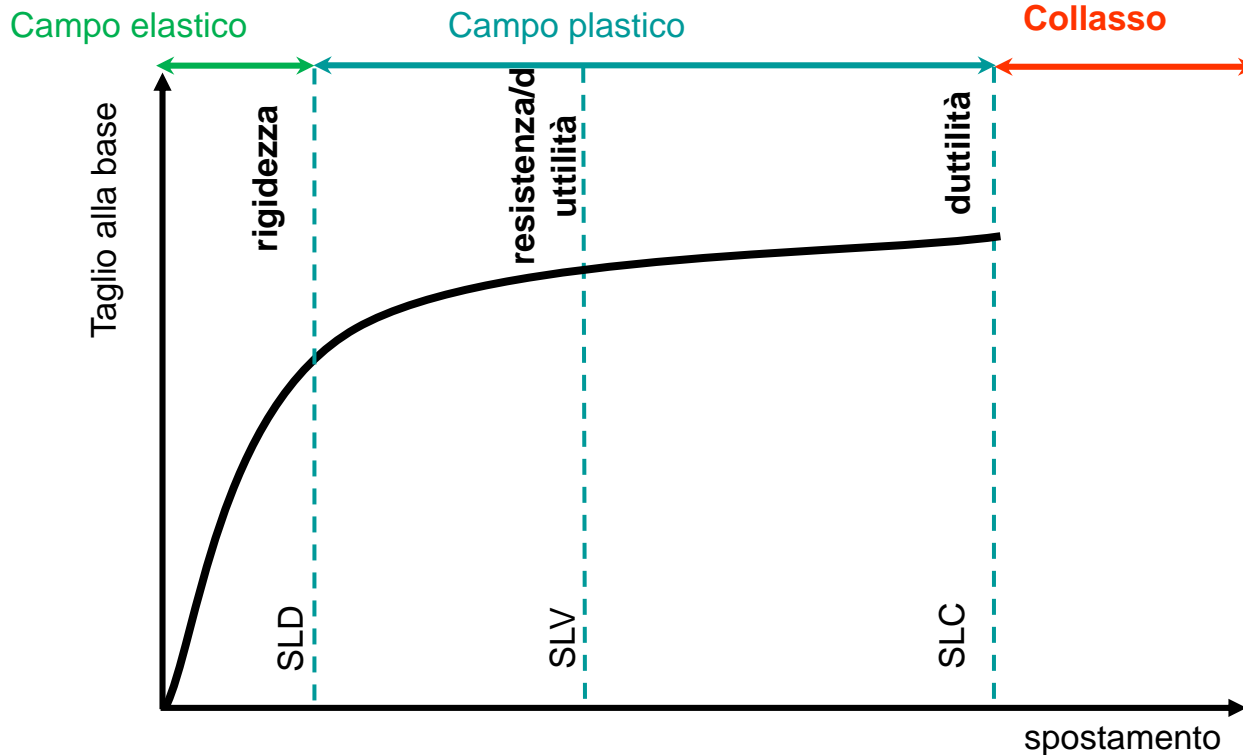
## ***CALCOLO ELASTICO CON RIDISTRIBUZIONE***





## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

### REQUISITI DI DUTTILITA'





## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

### REQUISITI DI DUTTILITA'

Negli edifici nuovi:

#### DUTTILITÀ DI MATERIALE

controlli maggiormente accurati sui materiali, non solo in termini di resistenze minime (specialmente per l'acciaio); **confinamento del cls**

#### DUTTILITÀ DI SEZIONE

prescrizioni di dettaglio:

- quantitativi minimi e massimi di armatura;
- quantitativi minimi di staffatura;
- limitazioni geometriche.

#### DUTTILITÀ DI ELEMENTO

prescrizioni di dettaglio nelle zone critiche:

- quantitativi minimi di armatura compressa;
- quantitativi minimi di staffatura;
- indicazioni sull'ancoraggio delle armature.

#### DUTTILITÀ DI STRUTTURA

applicazione della gerarchia delle resistenze

## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

### REQUISITI DI DUTTILITÀ'

#### Duttilità in curvatura

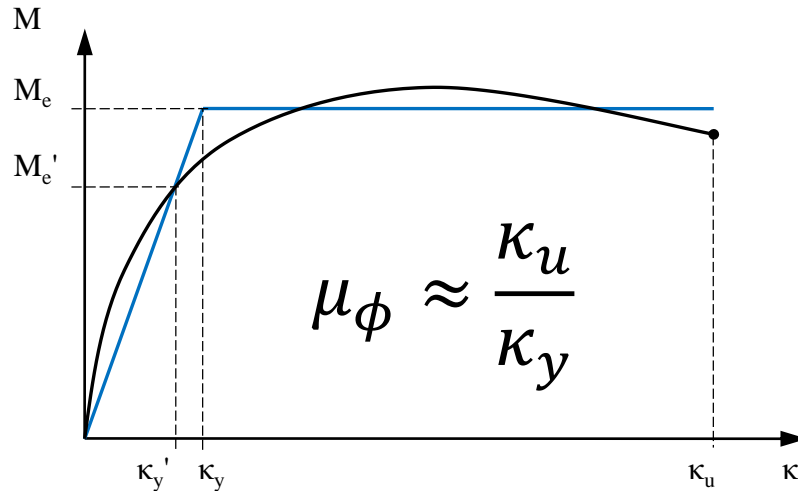
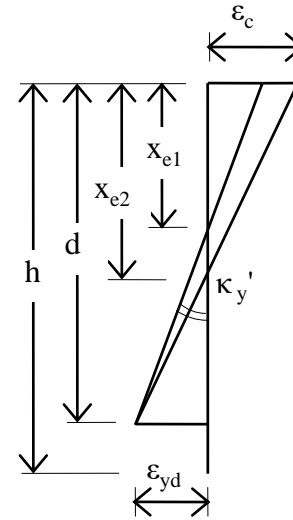
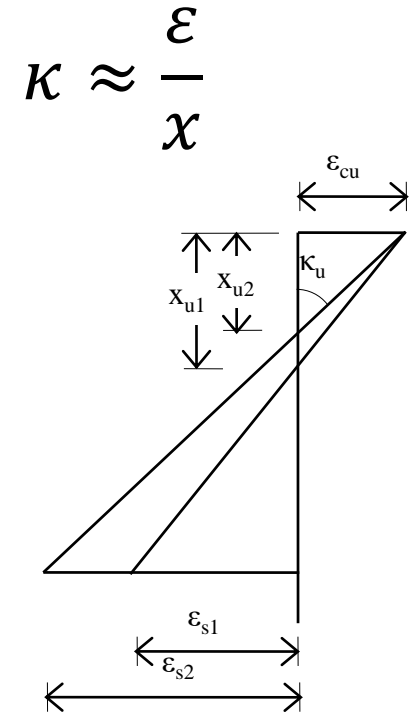


Diagramma momento-curvatura



Curvatura allo snervamento



Curvatura ultima

## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

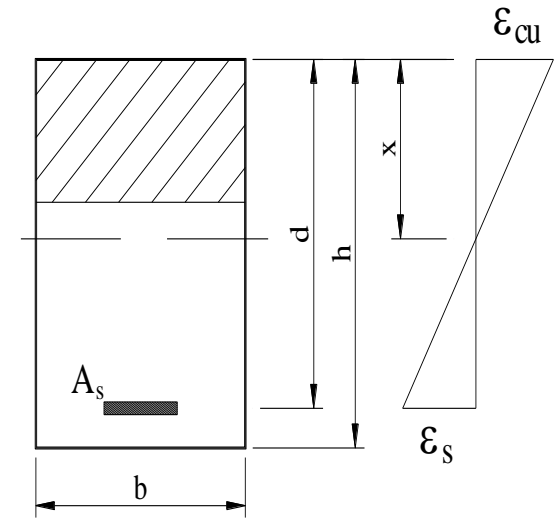
### REQUISITI DI DUTTILITA'

#### SEZIONE RETTANGOLARE CON ARMATURA SEMPLICE

- La capacità della sezione di deformarsi è legata a  $x/d$
- Fissato  $\varepsilon_{cu}$ , maggiore è  $\varepsilon_s$  (ossia  $x/d$ ), maggiore è la curvatura della sezione allo S.L.U.

#### NECESSITÀ DI DUTTILITÀ

- 1) Corretta valutazione delle sollecitazioni con analisi lineare
- 2) Dissipazione in caso di sisma



***Nel calcolo elastico con redistribuzione la possibilità e l'entità della redistribuzione dipende direttamente dalla duttilità***



## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

### REQUISITI DI DUTTILITA'

#### Duttilità in curvatura

$$\mu_{\phi} \approx \frac{0.7}{x/d} \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right)$$

La duttilità in curvatura è sempre **inversamente proporzionale al valore della profondità dell'asse neutro**.

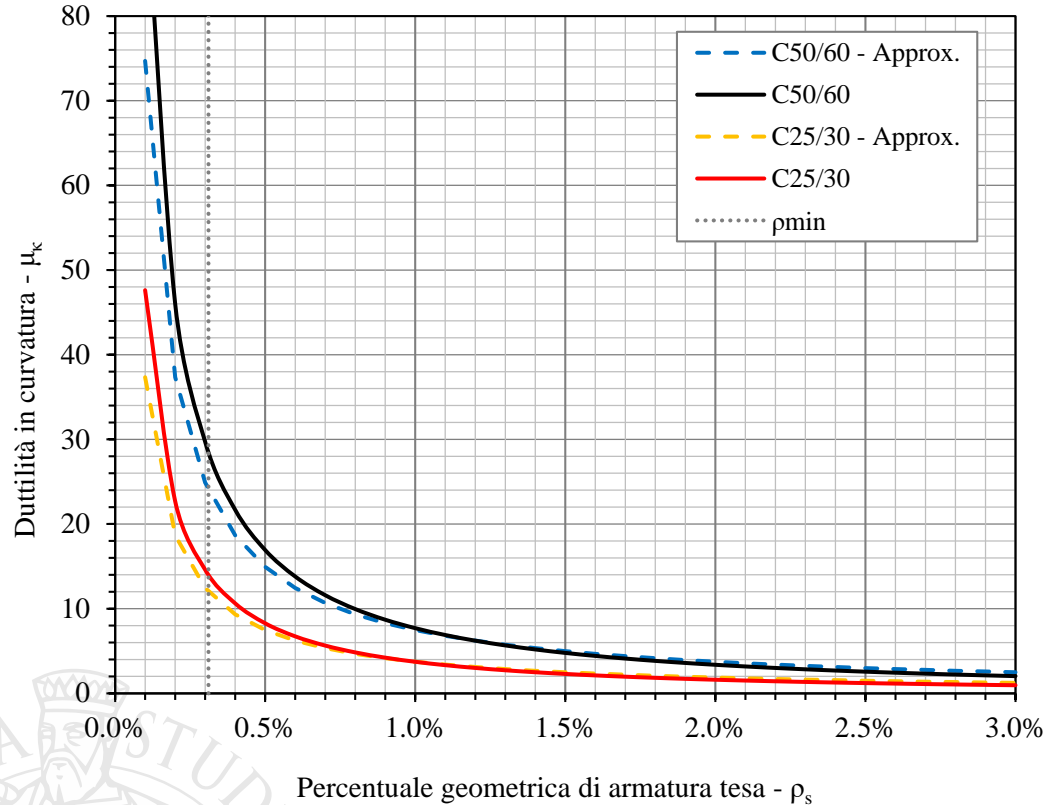
Quindi:

- aumentare la **percentuale di armatura tesa** comporta una riduzione della duttilità (sono preferibili i campi delle deboli e medie armature piuttosto che il campo delle forti armature);
- la presenza di uno **sforzo normale di compressione** comporta una riduzione della duttilità (contribuendo ad abbassare la posizione dell'asse neutro a rottura);
- la presenza di un'**armatura in zona compressa** porta in generale ad un incremento di duttilità (provocando un innalzamento dell'asse neutro a rottura).

## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

### REQUISITI DI DUTTILITA'

#### Duttilità in curvatura



$$\mu_\phi \approx 0.56 \left( \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd}} \right) \frac{1}{\rho_s}$$

La duttilità della sezione (duttilità in curvatura) è:

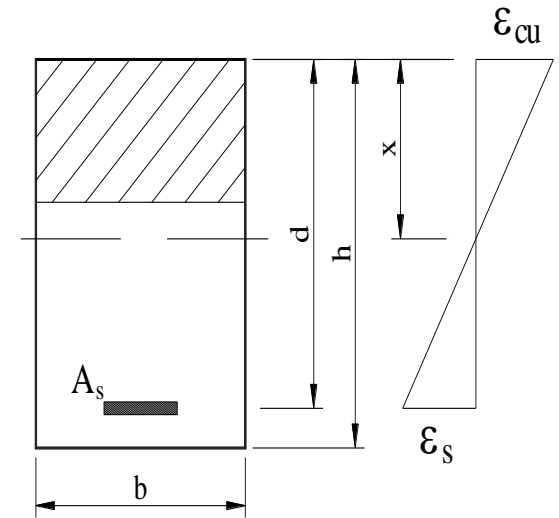
- direttamente proporzionale alla **resistenza e duttilità del calcestruzzo** (è quindi tanto maggiore quanto maggiore è il confinamento del cls);
- inversamente proporzionale alla **percentuale di armatura tesa**.

## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

### REQUISITI DI DUTTILITA'

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  $f_{ck} \leq 50$  MPa e 0,35 per  $f_{ck} > 50$  MPa.**

Era nel DM96 e non era stato inserito esplicitamente nelle NTC2008





#### 4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;
- $f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

in cui

- $\eta_1 = 1,0$  in condizioni di buona aderenza;
- $\eta_1 = 0,7$  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;
- $\eta_2 = 1,0$  per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm
- $\eta_2 = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro superiore

**(NTC2008: nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso la resistenza di ancoraggio va ridotta dividendola almeno per 1.5)**





#### **4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo**

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.

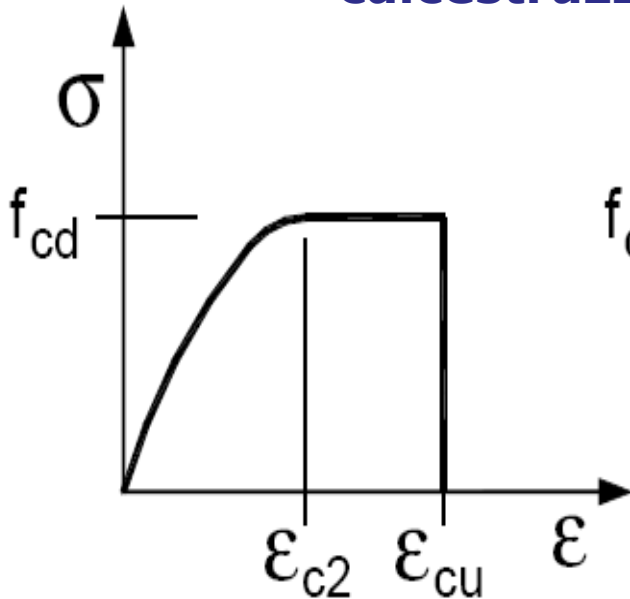
Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2005.





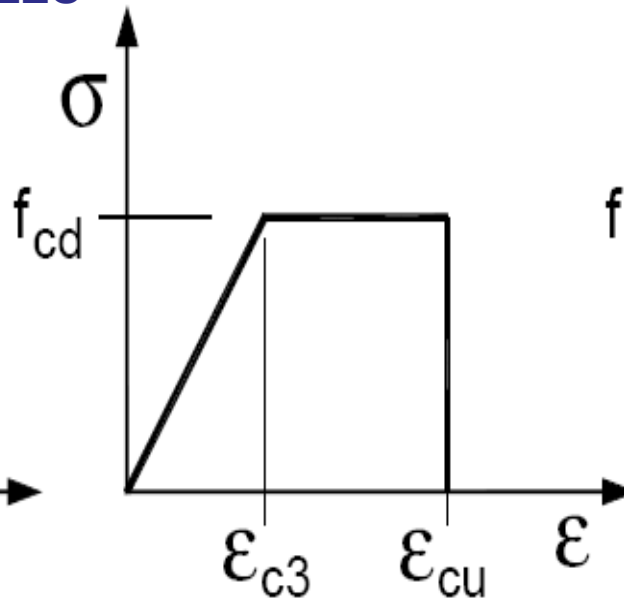
## 4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali

### 4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo



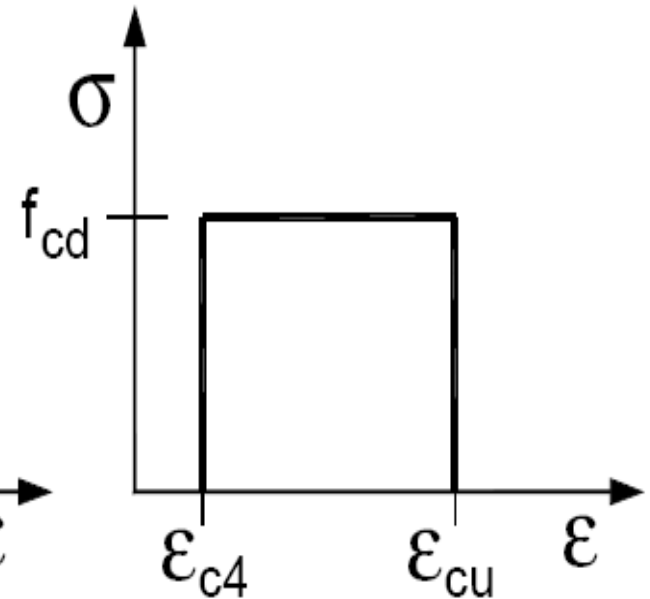
(a)

parabola – rettangolo  
(esponenziale – rettangolo)



(b)

triangolo – rettangolo  
(bilineare)



(c)

rettangolo  
(stress block)



## Calcestruzzo confinato

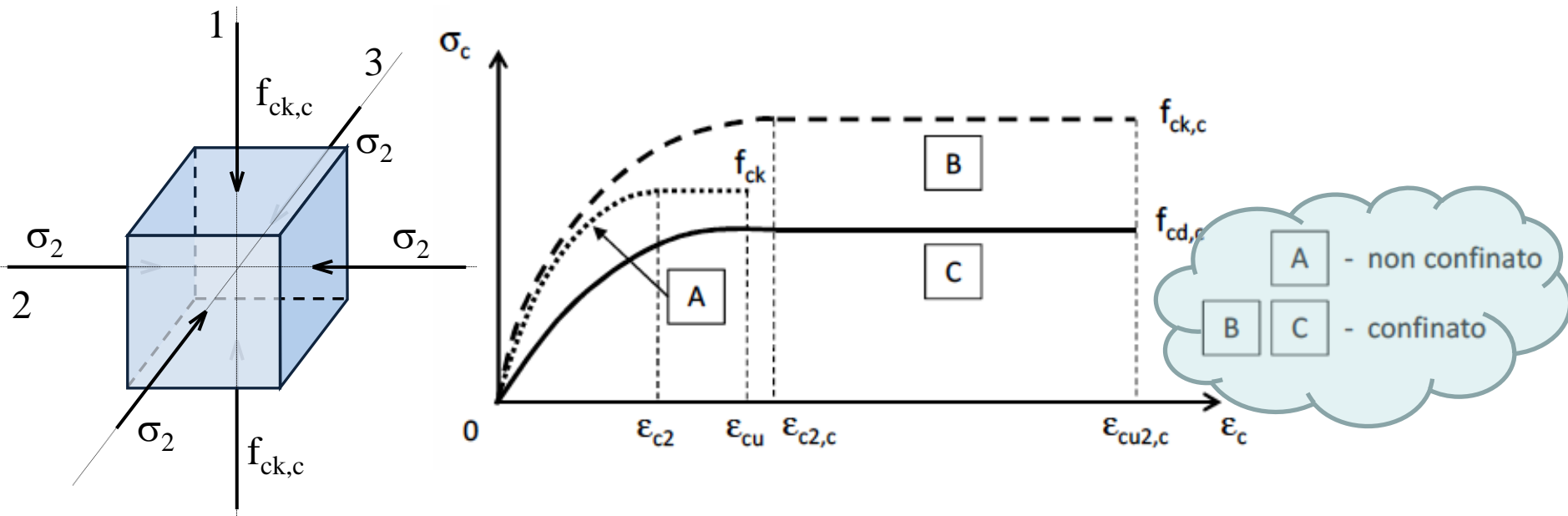
Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale.

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.

## Calcestruzzo confinato



$\sigma_2$ : pressione efficace  
di confinamento

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

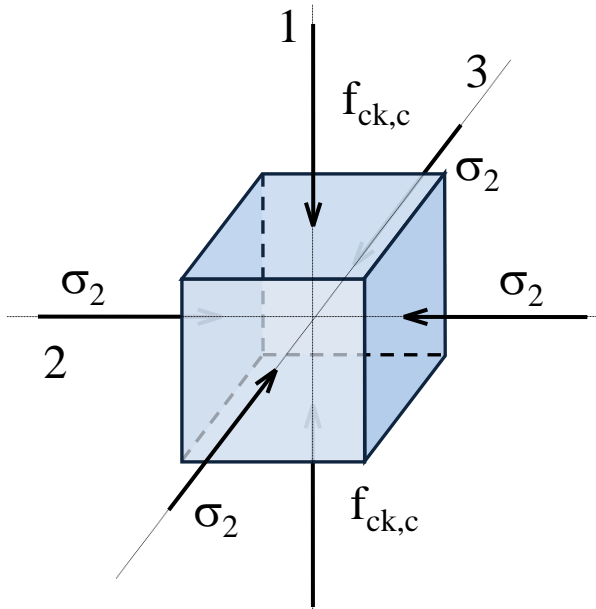
$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2$$

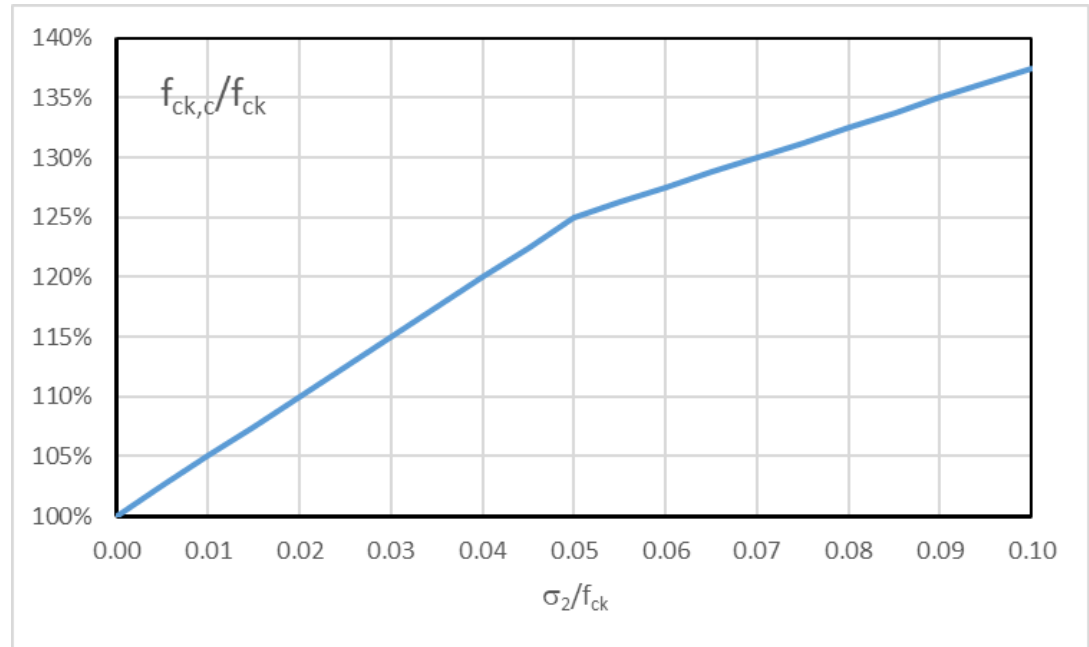
$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck}$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c$$

## Calcestruzzo confinato



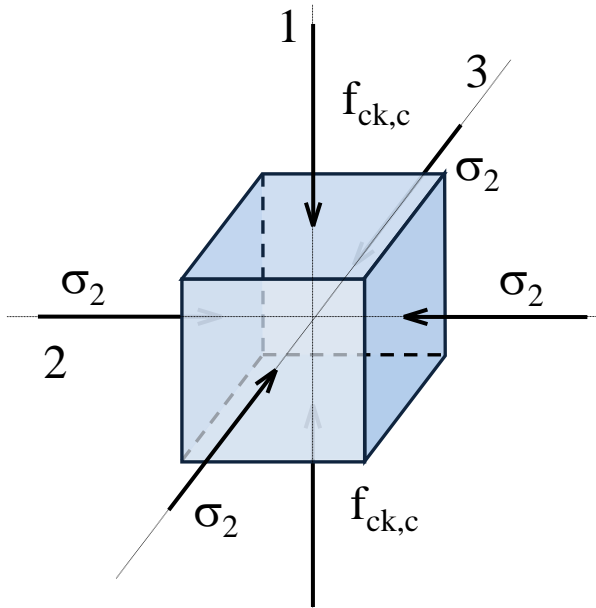
$\sigma_2$ : **pressione efficace di confinamento**



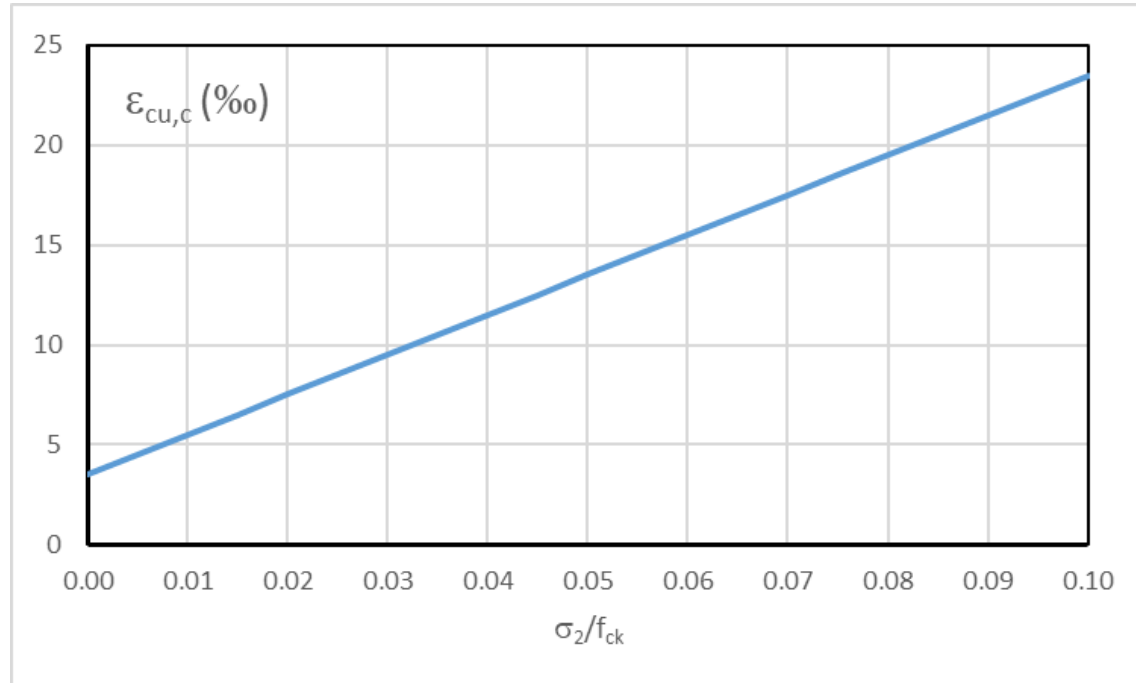
$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2/f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck}$$

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

## Calcestruzzo confinato



$\sigma_2$ : **pressione efficace di confinamento**



$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$$

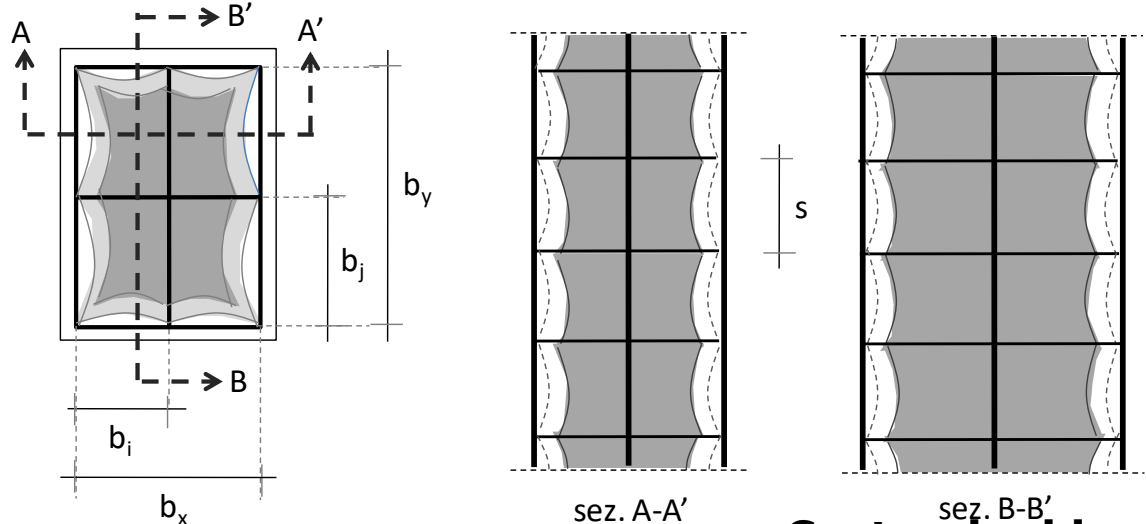
$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck}$$

## Calcestruzzo confinato

La pressione efficace di confinamento  $\sigma_2$  può essere determinata attraverso la relazione seguente:

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

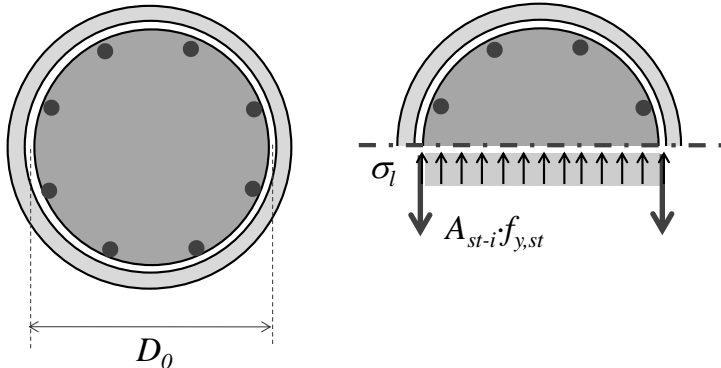
dove  $\alpha$  è un coefficiente di efficienza ( $\alpha \leq 1$ ), definito come rapporto fra il volume  $V_{c,eff}$  di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume  $V_c$  dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e  $\sigma_1$  è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.



## Calcestruzzo confinato - pressione laterale

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.

*Pressione laterale di confinamento*



*sezioni circolari*

$$\sigma_l = \frac{2A_{st} \cdot f_{yk,st}}{D_0 \cdot s}$$

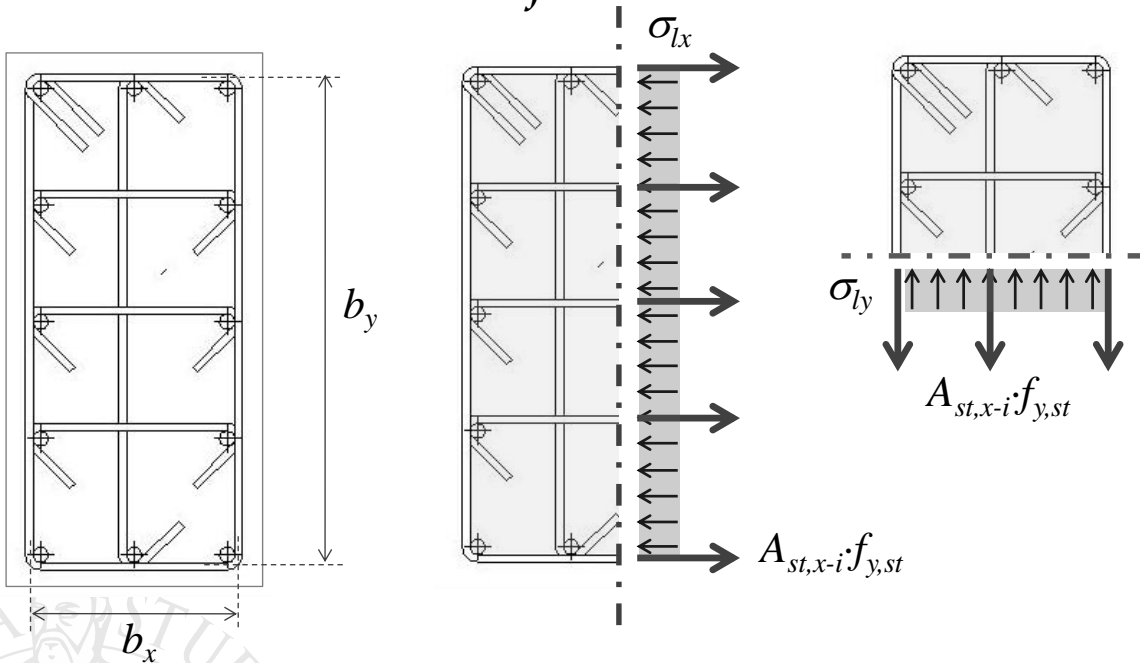
- $A_{st}$ : area della sezione della staffa
- $D_0$ : diametro del nucleo confinato  
(con riferimento alla linea media delle staffe)
- $s$ : passo delle staffe



## Calcestruzzo confinato - pressione laterale

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.

### *Pressione laterale di confinamento*



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

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

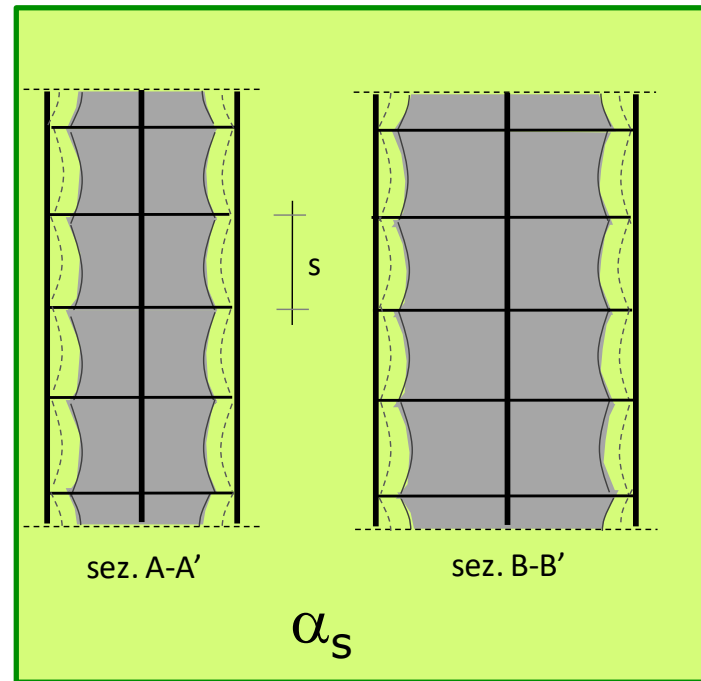
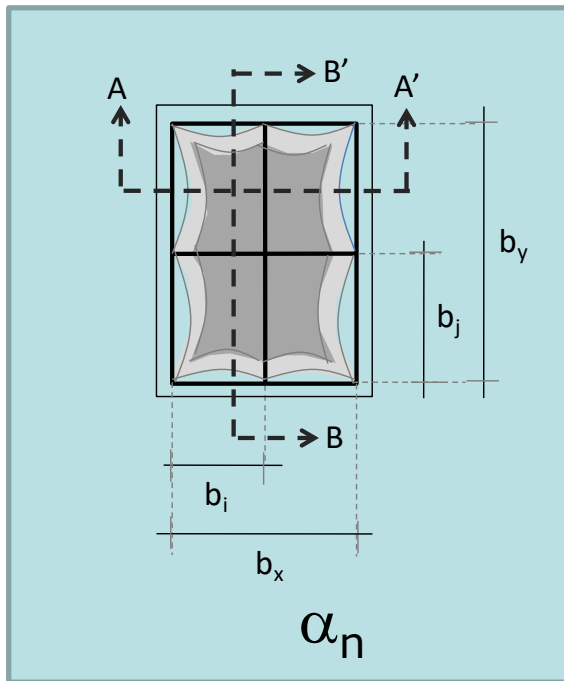
$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}}$$

*sezioni rettangolari*

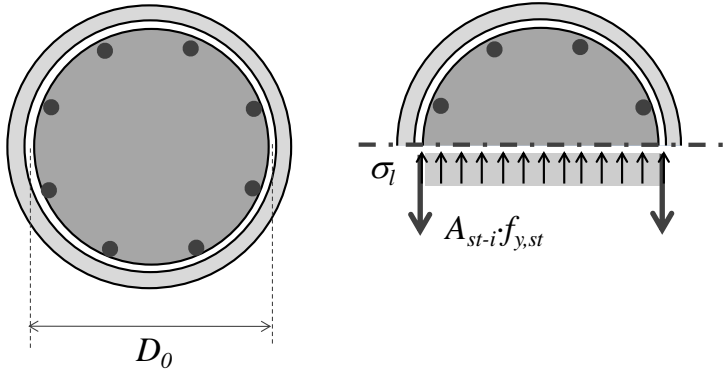
## Calcestruzzo confinato - coefficiente di efficienza $\alpha$

Il **coefficiente di efficienza**  $\alpha$  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 delle staffe, attraverso la relazione

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$



## Calcestruzzo confinato - coefficiente di efficienza $\alpha$

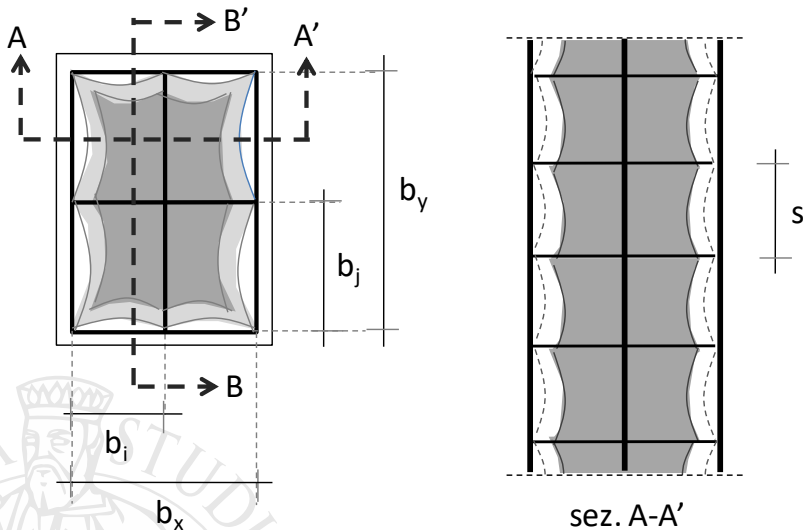


$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left[ 1 - s / (2 \cdot D_0) \right]^\beta$$

$\beta = 2$  per staffe circolari singole

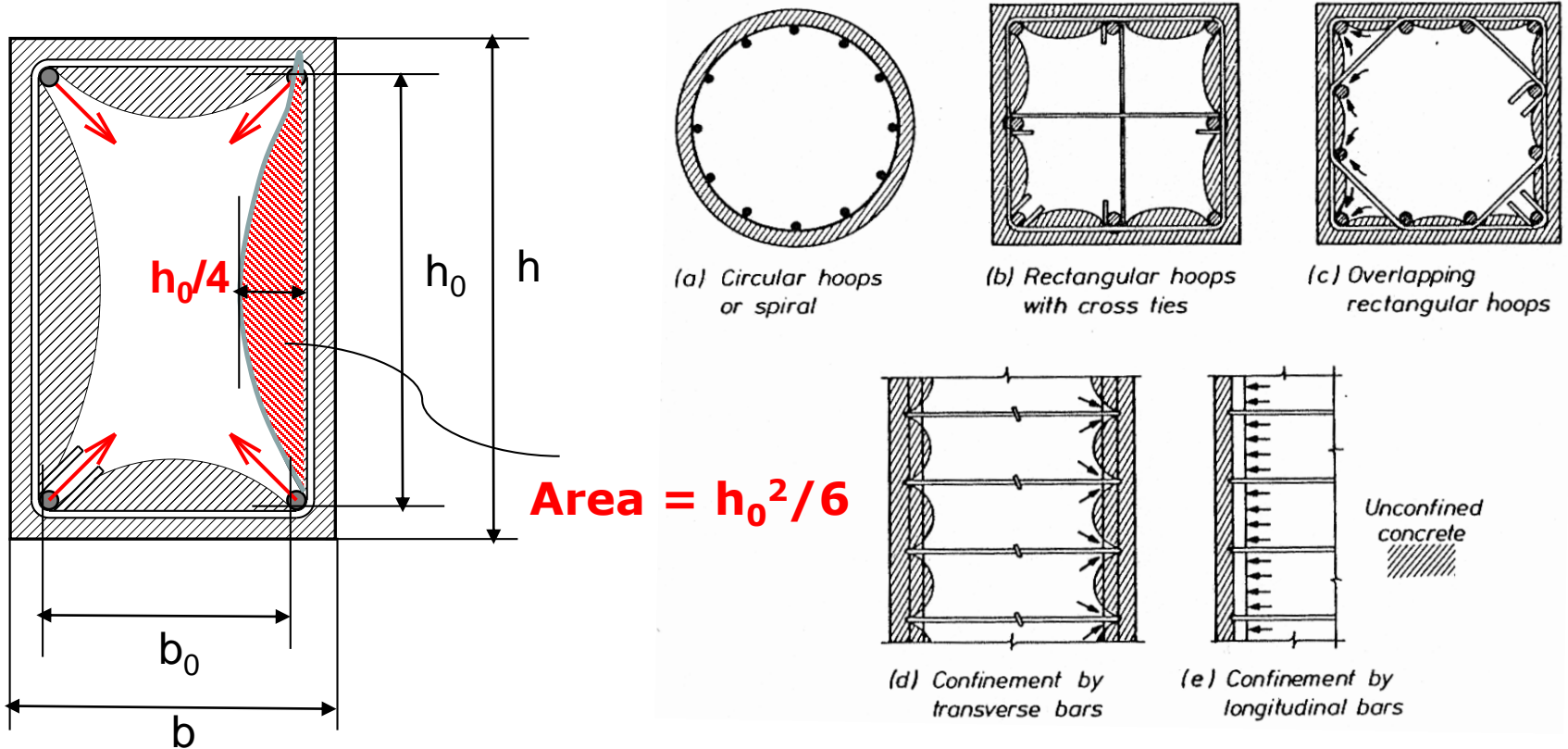
$\beta = 1$  per staffa a spirale



$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y)$$

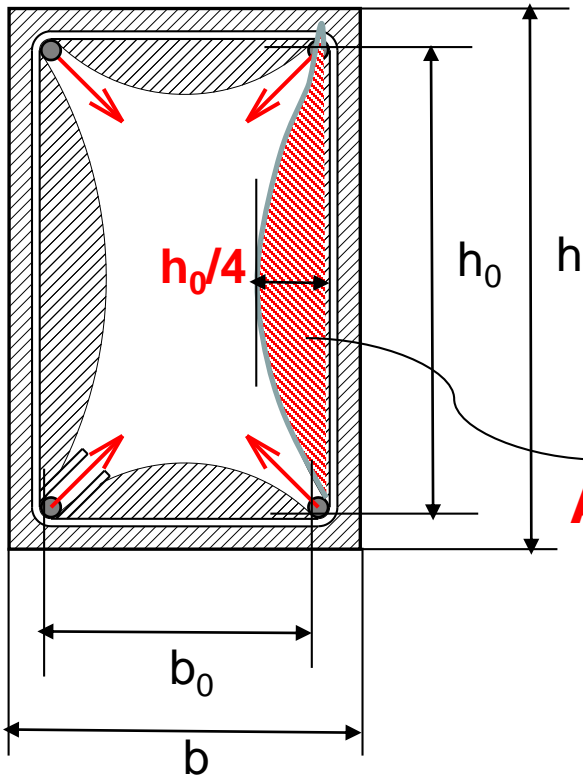
$$\alpha_s = \left[ 1 - s / (2 \cdot b_x) \right] \cdot \left[ 1 - s / (2 \cdot b_y) \right]$$

## Calcestruzzo confinato - coefficiente di efficienza $\alpha$



$$\alpha = \frac{\text{area cls confinato}}{\text{area nucleo cls}} = \frac{A_{\text{conf}}}{A_0} = \frac{A_{\text{conf}}}{b_0 \cdot h_0}$$

## Calcestruzzo confinato - coefficiente di efficienza $\alpha$



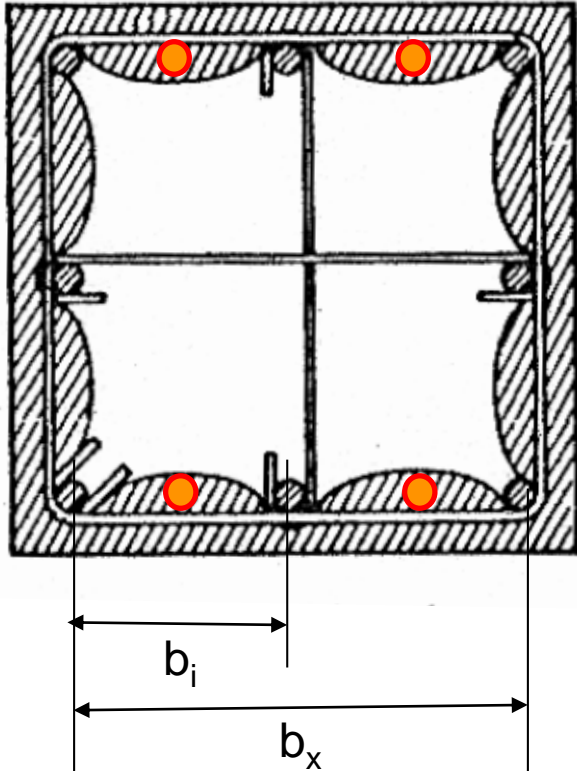
$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_x \cdot b_y}$$

$$\alpha = \frac{\text{area cls confinato}}{\text{area nucleo cls}} = \frac{A_{\text{conf}}}{A_0} = \frac{A_{\text{conf}}}{b_0 \cdot h_0}$$

**Area =  $h_0^2/6$**

$$\alpha_H = \frac{b_0 \cdot h_0 - \sum_i \frac{b_i^2}{6}}{b_0 \cdot h_0} = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0}$$

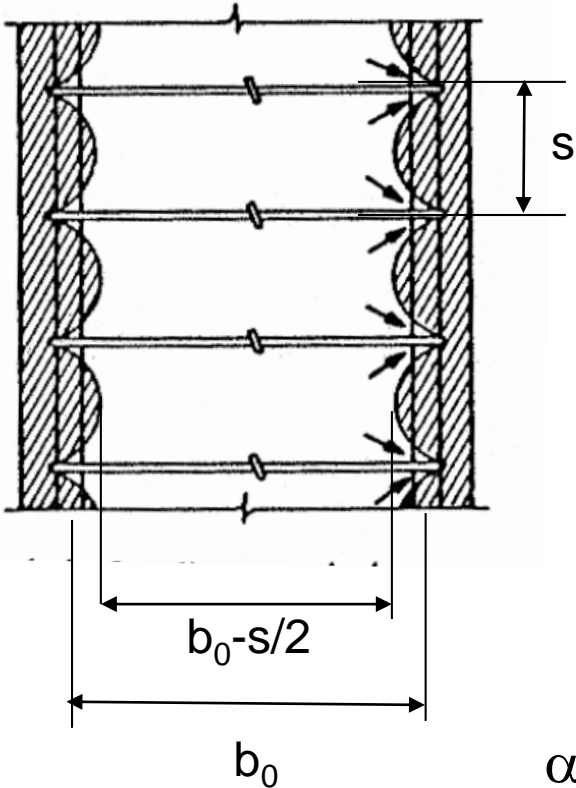
## Calcestruzzo confinato - coefficiente di efficienza $\alpha$



$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y)$$

- n numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature
- $b_i$  distanza tra barre consecutive contenute
- $b_x, b_y$  dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe)

## Calcestruzzo confinato - coefficiente di efficienza $\alpha$



$$\alpha_s = \left[ 1 - \frac{s}{2 \cdot b_x} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s}{2 \cdot b_y} \right]$$

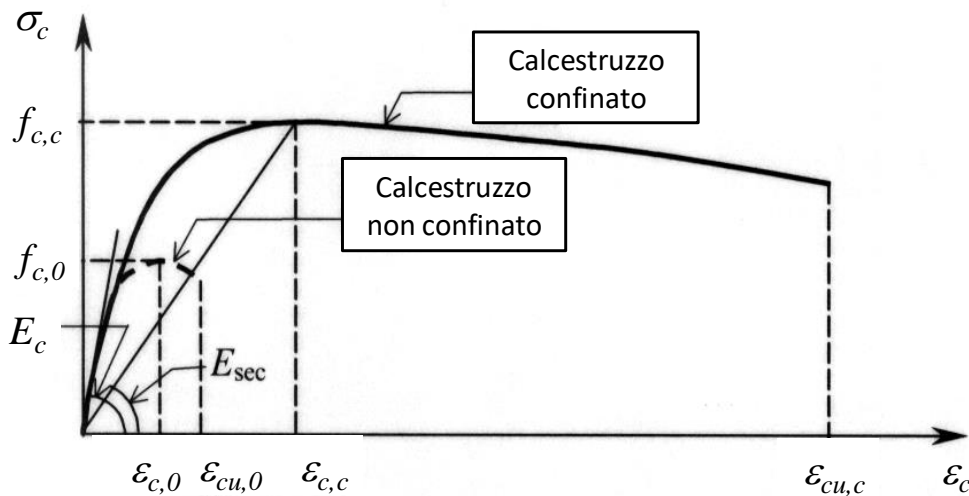
$$\alpha = \frac{\text{area cls confinato}}{\text{area nucleo cls}} = \frac{A_{\text{conf}}}{A_0} = \frac{A_{\text{conf}}}{b_0 \cdot h_0}$$

$$\alpha_V = \frac{\left( b_0 - \frac{s}{2} \right) \cdot \left( h_0 - \frac{s}{2} \right)}{b_0 \cdot h_0} = \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot h_0} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right)$$



## Calcestruzzo confinato

In alternativa al legame parabola-rettangolo di norma, in particolare per le verifiche di duttilità nelle quali assume più importanza la descrizione del tratto post-picco del legame, è possibile utilizzare il legame riportato nell'Annex E delle EN1998-2.



$$\frac{\sigma_c}{f_{c,c}} = \frac{x^r}{r-1+x^r}; \text{ dove: } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,c}}; r = \frac{E_c}{E_{sec}};$$

$$E_{sec} = \frac{f_{c,c}}{\varepsilon_{c,c}}; f_{c,c} = f_{c,0} \cdot \lambda_c;$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,0}} - 2 \frac{\sigma_2}{f_{c,0}} - 1,254};$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0,002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{c,c}}{f_{c,0}} - 1 \right) \right]$$





## 4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### 4.1.2.2.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- deformazione,
- vibrazione,
- fessurazione,
- **tensioni di esercizio,**
- fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per la quale sono definite regole specifiche nei punti seguenti.

(in realtà ha cambiato nome e si chiama "**stato limite di limitazione delle tensioni**")

### 4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

### 4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

#### 4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

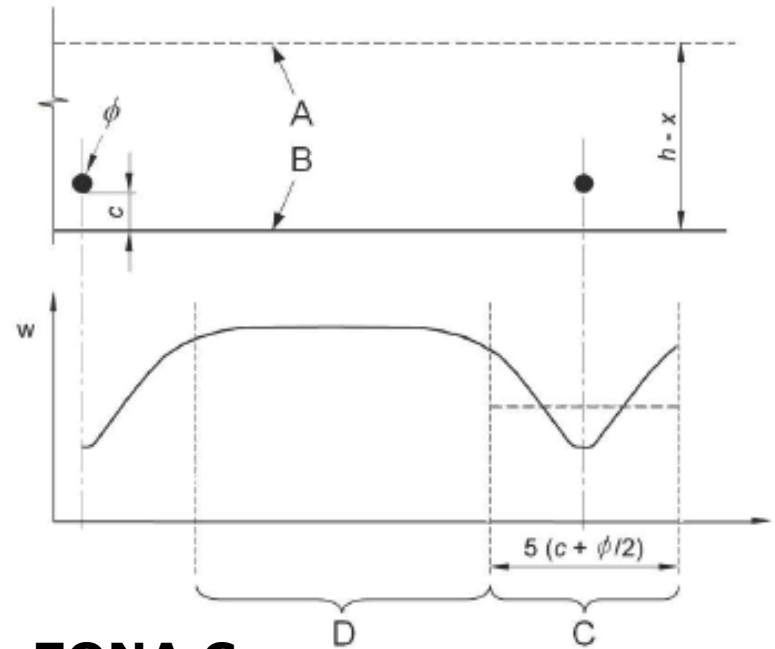
( $w_k$  è il valore caratteristico di apertura delle fessure: nella NTC2008 era indicato con  $w_d$  e si chiamava valore di calcolo di apertura delle fessure)

## 4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

**NUOVO**

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$



**ZONA C:**

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) // 1,7$$

**ZONA D:**

$$\Delta_{sm} = 0.75 \cdot (h-x)$$

**Costruzioni in c.a.**



### **4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI**

#### **4.1.2.3.1 Generalità**

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza,
- **duttilità.**

#### **4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza**

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale,
- resistenza a taglio e punzonamento,
- resistenza a torsione,
- resistenza di elementi tozzi,
- resistenza a fatica,
- stabilità di elementi snelli.

#### **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.**



### 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.**

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

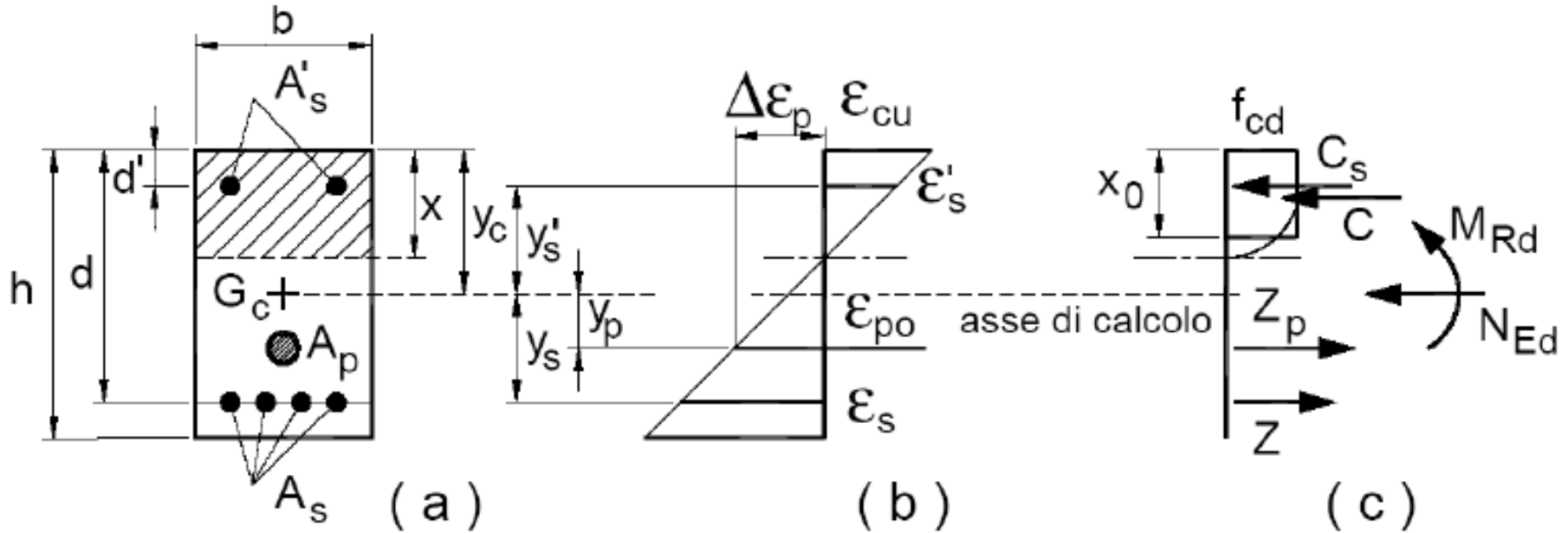
STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

(\*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(\*\*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

- Verifiche degli elementi strutturali primari (ST) nel caso di comportamento strutturale dissipativo
- Verifiche degli elementi strutturali secondari
- Verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

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



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

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

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

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

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$  con eccentricità e **pari almeno a 1/200 dell'altezza libera di inflessione del pilastro** e comunque non inferiore a 20 mm.

**Non c'è più: pari almeno a 0,05h (con h altezza della sezione)**

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri in c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando  $N_{Rd}$  con la formula

$$N_{Rd} = 0,8 A_c f_{cd} + A_{s,tot} f_{yd}$$



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

### PRESSOFLESSIONE DEVIATA

$$\left( \frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ezd}}{M_{Rzd}} \right)^\alpha \leq 1$$

$M_{Eyd}$ ,  $M_{Ezd}$  valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

$M_{Ryd}$ ,  $M_{Rzd}$  valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  attorno agli assi y e z.

Esponente  $\alpha$  in funzione di ( $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$ )

$$v = N_{Ed} / N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$$

~~In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente  $\alpha=1$ .~~

Rettangolari

$N_{Ed}/N_{Rcd}$	0,1	0,7	1,0
$\alpha$	1,0	1,5	2,0

Circolari ed ellittiche:  $\alpha=2$ .



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

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  $\phi_{yd}$  espressa dalla relazione seguente

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

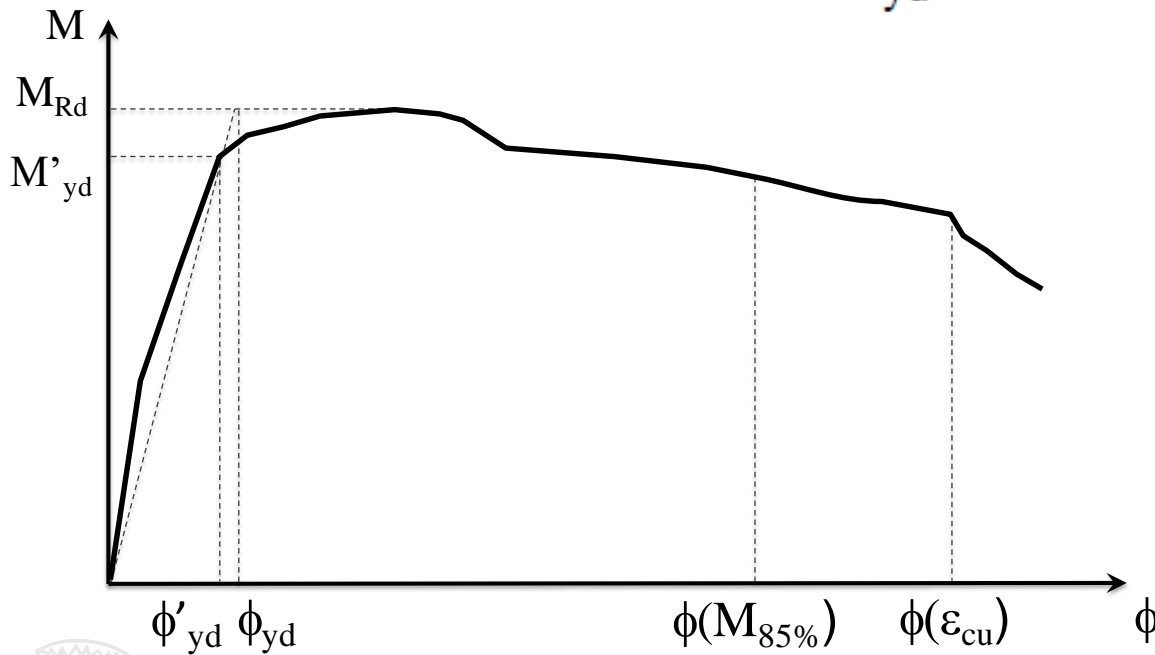
$\phi'_{yd}$  minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il modello parabola-rettangolo oppure  $\epsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo)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

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

$M'_{yd}$  momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  (momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico).

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

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



$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_{yd}}$$

$$\phi_u = \min [\phi(\epsilon_{cu}); \phi(M_{85\%})]$$

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

## 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

### 4.1.2.3.5.1 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.

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

(...)

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



## 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

### 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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

**ora:**  $v \cdot f_{cd}$ ,  $v = 0.5$

**prima:**  $f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo  
d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ )

## 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

### 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

#### PRIMA

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

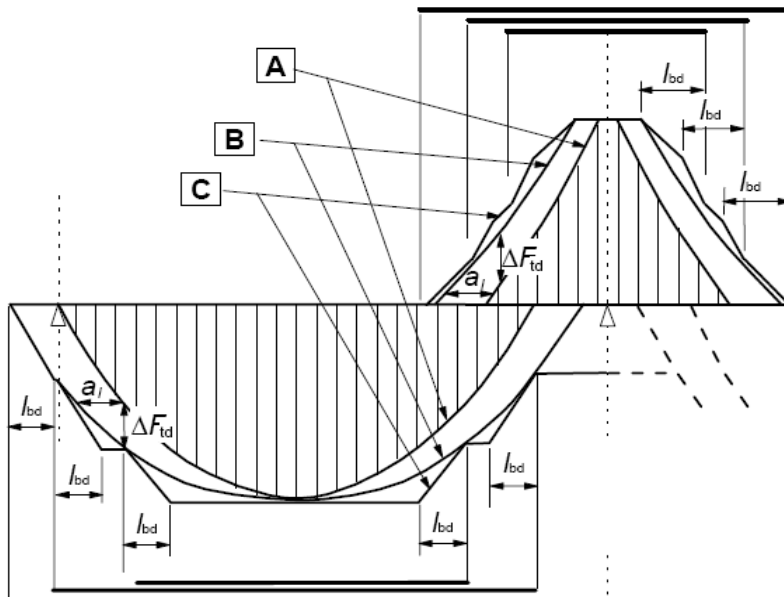
$$a_l = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg } \theta - \text{ctg } \alpha) / 2 \geq 0$$

#### ORA

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_l = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \theta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole



#### Legenda

- A** - Involuppo di  $M_{Ed}/z + N_{Ed}$
- B** - Forza di trazione agente  $F_s$
- C** - Forza di trazione resistente  $F_{Rs}$



#### 4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

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

Dalla Circolare è stato tolto l'esempio relativo alle mensole tozze

#### 4.1.2.3.8 Resistenza a fatica

#### 4.1.2.3.9 Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{\nu}}$$

$$\nu = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}).$$

**PRIMA**

$$\lambda_{lim} = \frac{15.4 \cdot \left(1.7 - \frac{M_{01}}{M_{02}}\right)}{\sqrt{\nu}}$$

#### 4.1.2.3.10 Verifica dell'ancoraggio delle barre di acciaio con il calcestruzzo



## 4.1.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI

### 4.1.6.1.1 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.**

**(prima: calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio, salvo la precisazione nella Circolare: "la prescrizione si riferisce a travi senza armatura a taglio; per travi con armature a taglio deve essere disposta un'armatura calcolata per uno sforzo di trazione coerente con l'inclinazione del puntone diagonale e con la resistenza  $V_{Rd}$ ")**

(...)

Eventuali **armature longitudinali compresse** di diametro  $\Phi$  prese in conto nei calcoli di resistenza devono essere trattenute da armature trasversali con spaziatura non maggiore di  $15\Phi$ .



#### 4.1.8. NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore

$$\sigma_c \leq \mathbf{0.60} f_{ckj}$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

**(prima:  $0.70 f_{ckj}$ )**

Per elementi con armatura pre-tesa, la tensione del calcestruzzo al momento del trasferimento della pretensione può essere aumentata sino al valore  $0,70 f_{ckj}$ .





#### 4.1.8. NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

Nella zona di ancoraggio delle armature di precompressione si possono tollerare compressioni locali  $\sigma_c$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

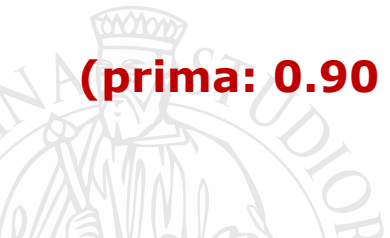
$$\sigma_c \leq c f_{cd}$$

$c \leq 3$  è un fattore di sovraresistenza che dipende dal rapporto  $A_0/A_1$  tra l'area caricata e quella circostante interessata, dalla posizione dell'impronta caricata rispetto ai bordi della sezione, dalle 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.

$$\text{EN1992-1-1 §6.7: } c = \sqrt{\frac{A_1}{A_0}}$$

**(prima:  $0.90 f_{ckj}$ )**





## 7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 7.4.1. GENERALITÀ

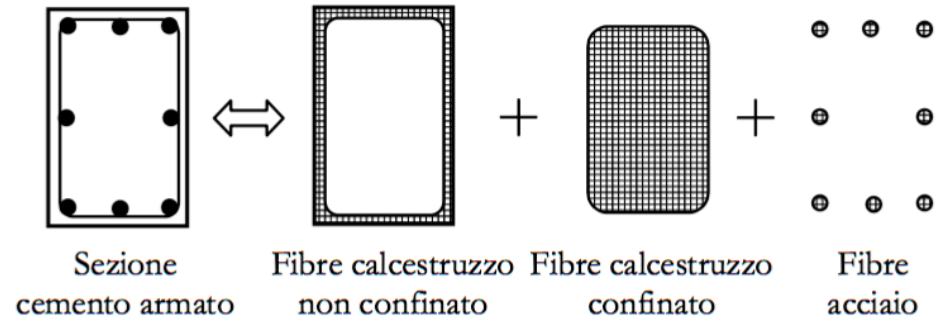
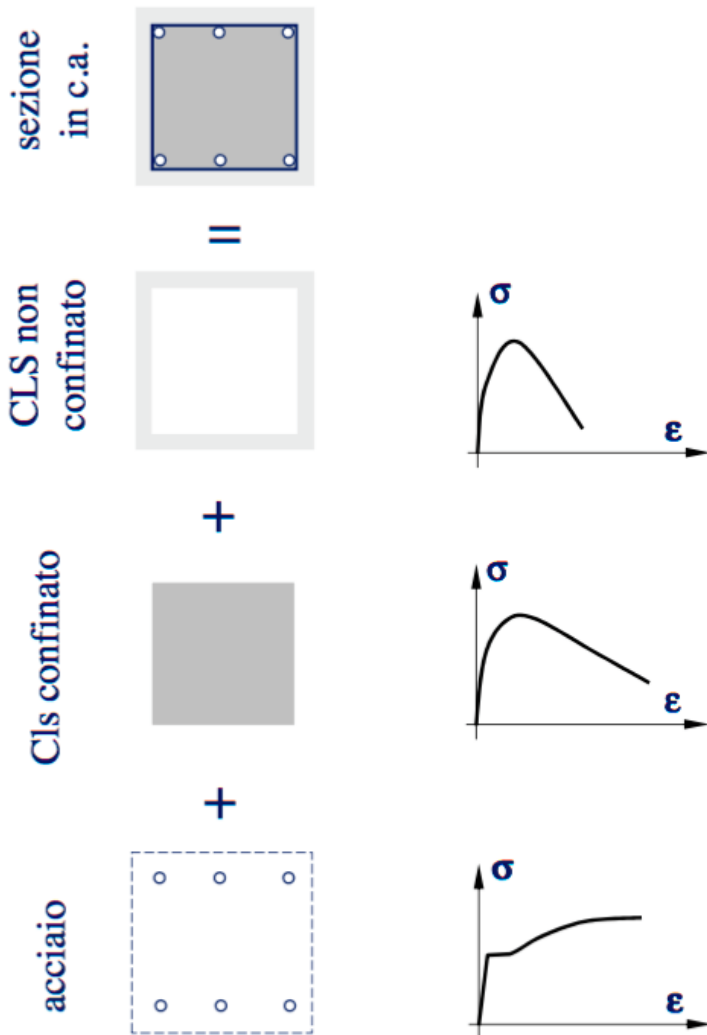
(...)

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccatto dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti)

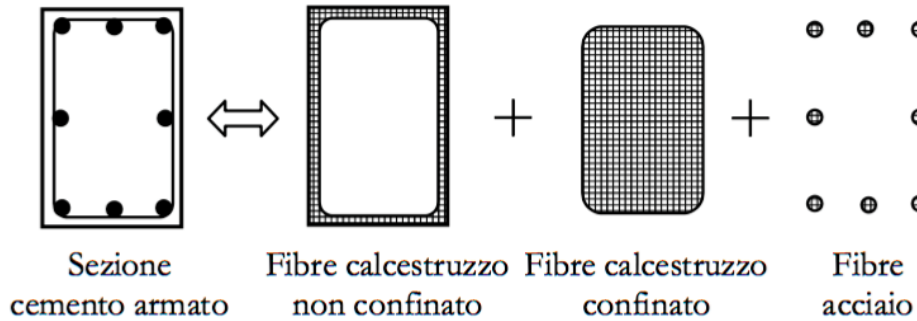
## MODELLI A FIBRE (PLASTICITÀ DIFFUSA)



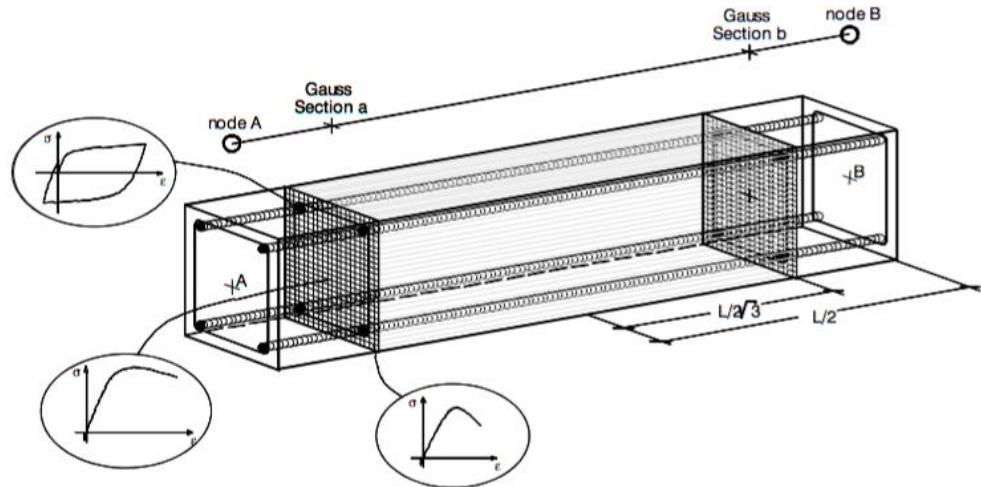
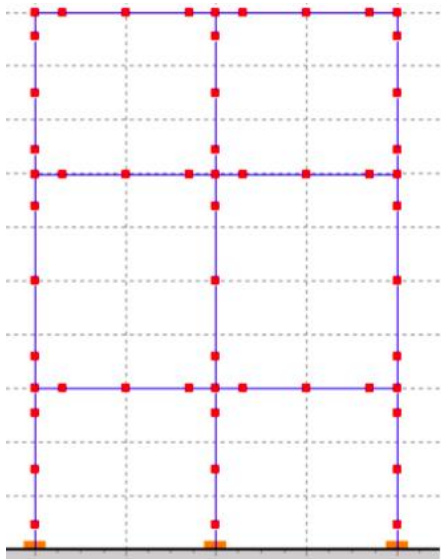
L'intero elemento trave/colonna è suddiviso in **elementi FIBRE**: elementi monodimensionali con legame costitutivo non lineare.

Lo stato di sforzo-deformazione di una sezione è ottenuto tramite integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale non lineare di ciascuna fibra.

## MODELLI A FIBRE (PLASTICITÀ DIFFUSA)

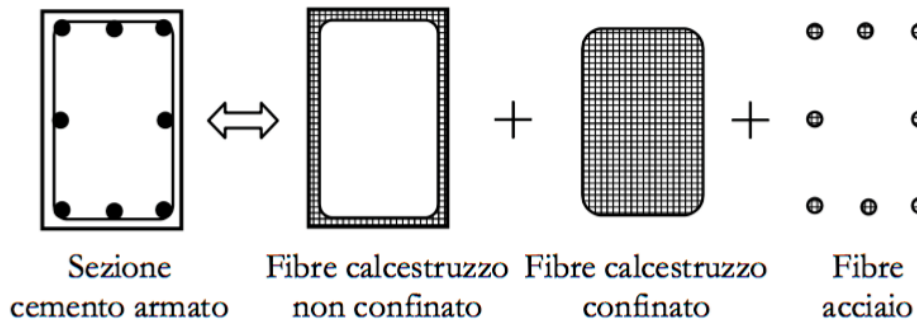


Numero sufficiente di fibre (200-400 in 3D) ⇒ distribuzione non linearità del materiale nella sezione modellata accuratamente anche in condizioni di elevata non linearità



Suddividendo opportunamente ciascun elemento strutturale ⇒ descrizione accurata di formazione e diffusione di cerniera plastica nell'elemento senza bisogno di supportarla a priori

## MODELLI A FIBRE (PLASTICITÀ DIFFUSA)



Codici disponibili gratuitamente  
in internet:

**SEISMOSTRUCT**

(<http://www.seismosoft.com>)

**OPENSEES**

(<http://opensees.berkeley.edu>)

### Limiti:

Utilizza legami costitutivi non lineari in tutto l'elemento ⇒ **maggior onere computazionale**

### Vantaggi:

Non richiede esperienza dell'operatore, è sufficiente conoscere caratteristiche geometriche e comportamento anelastico ciclico ⇒ **accuratezza dell'intera valutazione**

### Nota:

Ancora pochi i codici che colgono tutti gli aspetti della risposta strutturale ad azione sismica



## 7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 7.4.1. GENERALITÀ

(...)

*Il progetto della resistenza dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all'interno del pannello nodale (la zona di intersezione tra travi e pilastri) è decisamente più elevata dell'analogia sollecitazione nei pilastri.*

(...)

*È pertanto indispensabile, se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti.*



## 7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 7.4.1. GENERALITÀ

(...)

*Per garantire un comportamento globalmente duttile, anche in considerazione dell'esigenza di contenere i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità nelle zone dissipative, **le verifiche di duttilità sono espressamente richieste nelle zone dissipative, sia degli elementi primari, sia degli elementi secondari.***

*Un particolare riguardo è richiesto per le **verifiche di duttilità nelle zone allo spicco delle fondazioni di tutti i pilastri primari.** Per questi elementi, la norma fornisce, in alternativa alle verifiche specifiche, anche delle espressioni semplificate per il calcolo delle armature trasversali in funzione della domanda di duttilità.*







## 7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

### 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti;
- strutture a pendolo inverso;
- **strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano;**
- strutture deformabili torsionalmente.







## 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

### strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano:

- 50% della massa nel terzo superiore dell'altezza della costruzione;
- pilastri incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio;
- forza assiale non superiore al 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5



### 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

#### strutture deformabili torsionalmente:

la struttura non soddisfa ad ogni piano

$$r^2 / I_s^2 \geq 1$$

dove:

$r^2$  raggio torsionale al quadrato: rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari; per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale),  **$r^2$  può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari,**

$I_s^2$  rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$$

essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.



### 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

#### **strutture deformabili torsionalmente:**

*Per la verifica della condizione*

$$r^2 / I_s^2 \geq 1$$

*il raggio torsionale  $r$  può essere calcolato come*

$$r = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}}$$

$K_\theta$  è la rigidezza torsionale di piano rispetto al centro di rigidezza;  
 $K$  è la maggiore tra le rigidezze di piano.

*Per la determinazione della rigidezza torsionale e flessionale di piano occorre considerare tutti gli elementi strutturali primari.*



### 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

#### **strutture deformabili torsionalmente:**

*Il parametro  $I_s$  è il raggio di inerzia delle masse, che è pari alla radice quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare della massa del piano, rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa, e la massa del piano stesso.*

*Nel caso di pianta rettangolare e distribuzione uniforme delle masse, vale*

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$$

*e tale espressione può essere estesa a tutte le strutture che rispettano i requisiti di regolarità in pianta, considerando  $L$  e  $B$  come le dimensioni medie dell'ingombro lungo le due direzioni principali.*



### 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

#### **strutture deformabili torsionalmente:**

*Alternativamente la classificazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere determinata valutando il rapporto tra i periodi dei modi di vibrare:*

$$\Omega = \frac{T}{T_{\theta}}$$

dove:

$T$       Periodo traslazionale disaccoppiato;

$T_{\theta}$      Periodo torsionale disaccoppiato.

***Se  $\Omega$  è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.***



## 7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

### strutture deformabili torsionalmente:

Cosa è cambiato?

**ORA**

$$r^2 / I_s^2 \geq 1$$

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$$

per piano a pianta rettangolare  
e strutture che rispettano i  
requisiti di regolarità in pianta

nuovo criterio basato sul  
rapporto tra i periodi

**PRIMA**

$$r / I_s \geq 0.8$$

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$$

sempre

## 7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Rd}$	
			CD" A"	CD" B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20

In generale le verifiche in CD" B" sono diventate più gravose



## 7.4.4.1 TRAVI

### 7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT) (vale anche per i pilastri)

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

**Domanda di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$**

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





## 7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

### 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;
- 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 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.



## 7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

### Verifiche di duttilità (DUT)

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 spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base 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  $q \leq 1,5$ .**



## 7.4.4.1 TRAVI

### 7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT) (vale anche per i pilastri)

**Duttilità in spostamento  $\mu_d$  (espressione conservativa)**

$$\mu_\phi = 2\mu_d - 1$$

**Duttilità in spostamento  $\mu_d$  (collegamento con  $q$ )**

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c$$

(in ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ )



## 7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

#### Formulazione 1 (resistenza a trazione del cls)

Controllo delle tensioni all'interno del pannello di nodo (tensione di trazione inferiore alla resistenza del calcestruzzo, mantenimento dell'integrità del nodo)

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

#### Formulazione 2 (armature orizzontali)

La capacità del nodo è affidata interamente alle armature orizzontali, accettando quindi la fessurazione del nodo

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d)$$

## 7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

È scomparsa la frase: La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD «A»

Quindi: **la verifica deve essere effettuata in CD «A» e CD»B»**

*Nella pratica, non è raro incontrare situazioni in cui il primo approccio risulti dimensionante per sisma prevalente in una direzione ed il secondo risulti dimensionante per sisma nella direzione ortogonale alla prima; in tali casi, **l'adozione di entrambi i metodi sul medesimo pannello nodale è da sconsigliare**, in quanto l'insorgere di un quadro fessurativo in una delle direzioni è poco compatibile con l'ipotesi di nodo integro nella direzione ortogonale alla prima.*

*Per la verifica di capacità del nodo **è dunque consigliabile l'utilizzo**, nelle due direzioni di verifica del pannello nodale, **dello stesso approccio**, tra i due consentiti dalla norma.*

## 7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

La larghezza effettiva del nodo,  $b_j$ , è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

$$b_{jx} = \min(b_{jx,a}; b_{jx,b})$$

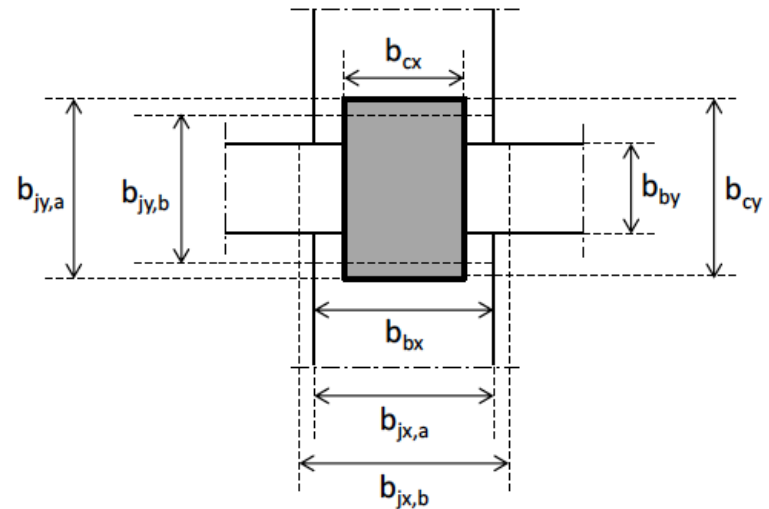
$$b_{jy} = \min(b_{jy,a}; b_{jy,b})$$

$$b_{jx,a} = \max(b_{cx}; b_{bx})$$

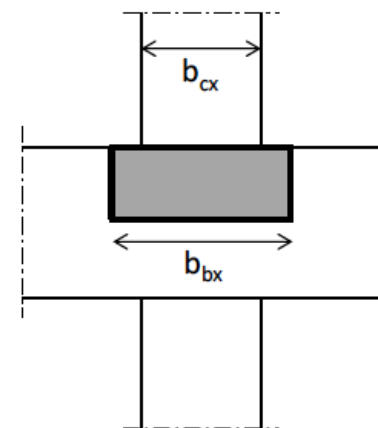
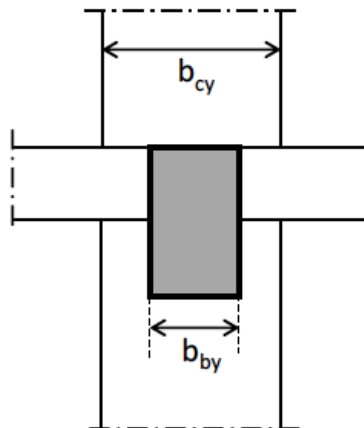
$$b_{jy,a} = \max(b_{cy}; b_{by})$$

$$b_{jx,b} = \min(b_{cx} + b_{cy}/2; b_{bx} + b_{cy}/2)$$

$$b_{jy,b} = \min(b_{cy} + b_{bx}/2; b_{by} + b_{cx}/2)$$

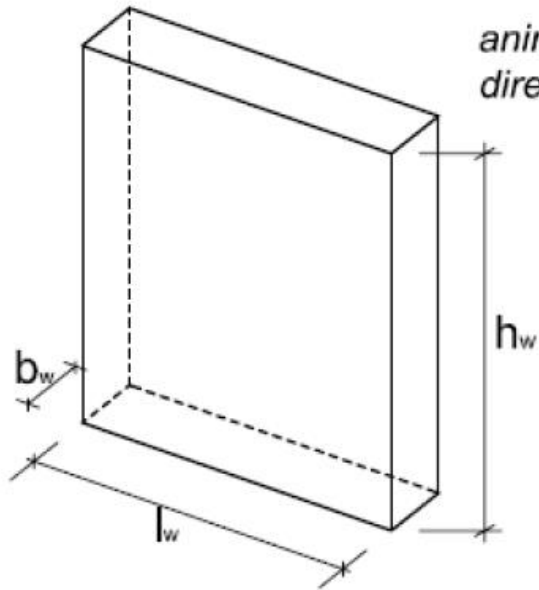


$b_b$  = dim. trave  
 $b_c$  = dim. pilastro  
 $b_j$  = dim. nodo

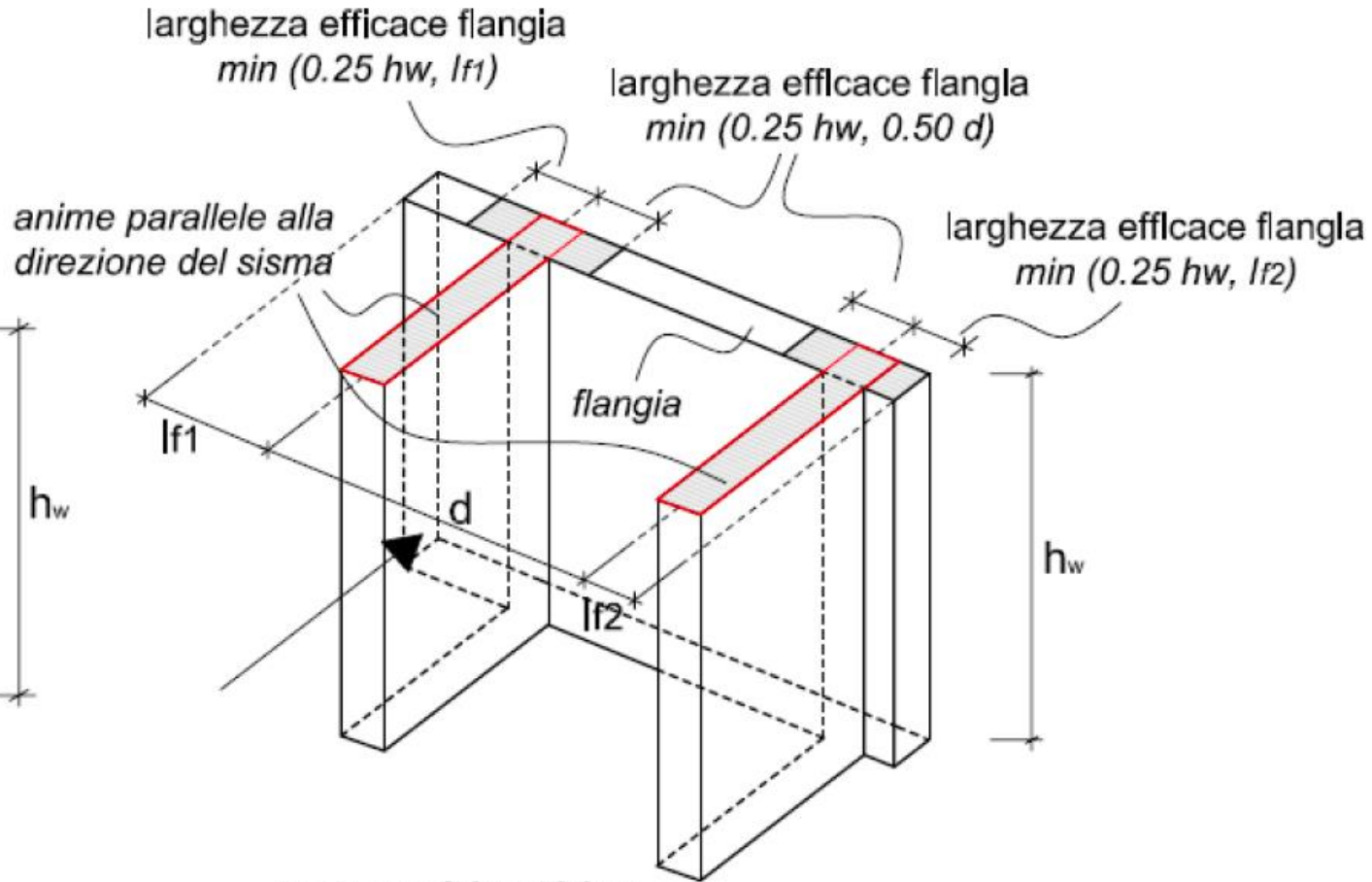


### 7.4.4.5 PARETI

$$l_w / b_w > 4$$



PARETE SEMPLICE



PARETE COMPOSTA





## 7.4.4.5 PARETI

Nelle pareti soggette a grandi variazioni dell'azione assiale, come per esempio nelle pareti accoppiate, **si raccomanda** che i momenti e i tagli siano ridistribuiti dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale.

Tra travi di collegamento di pareti accoppiate è permessa, per la singola trave, una ridistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 20%, purché non vari l'azione assiale sismica alla base di ogni singola parete.

*La norma raccomanda di ridistribuire momenti e tagli dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale, con la finalità evidente di ottenere un comportamento dissipativo stabile.*



## 7.4.4.5 PARETI

Tra pareti sismiche primarie **è permessa, per la singola parete, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%**, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti.

Si raccomanda che le forze di taglio siano ridistribuite insieme con i momenti flettenti, in modo tale che nelle singole pareti il rapporto tra i momenti flettenti e le forze di taglio non vari in maniera apprezzabile.

*Nella progettazione di strutture con pareti, la norma consente una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti stesse. Questa possibilità, se ben utilizzata, può consentire: di risolvere criticità progettuali (dettagli costruttivi, azioni trasmesse alle fondazioni, trazioni, ecc.); di ottimizzare la progettazione; di migliorare l'affidabilità della costruzione nel conseguire le prestazioni desiderate.*

### 7.4.4.5 PARETI

*Nell'avvalersi della possibilità di ridistribuire tra le pareti gli effetti dell'azione sismica, il progettista dovrebbe considerare con attenzione le variazioni della risposta d'insieme dovute alle ridistribuzioni. È pertanto opportuno che, nel determinare la risposta d'insieme, il progettista consideri le **possibili eccentricità indotte da plasticizzazioni non uniformi nelle pareti**, per non peggiorare le condizioni di regolarità strutturale conseguite in fase di dimensionamento degli elementi strutturali.*

*In generale, nella progettazione di strutture con pareti, indipendentemente dall'utilizzo delle ridistribuzioni, occorre **considerare le incertezze nella valutazione degli effetti dinamici in campo post-elastico**. Tali incertezze, in assenza di determinazioni più accurate, ad esempio attraverso analisi non lineari, possono essere portate in conto modificando opportunamente la distribuzione dei momenti nelle pareti ed amplificando coerentemente, ed in linea con i principi della progettazione in capacità, la domanda a taglio.*



## 7.4.4.5 PARETI

### 7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a  $\mu_\phi$  i valori

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

con il valore di  $q$  in queste espressioni ridotto del fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$ :

$M_{Ed}$  momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto

$M_{Rd}$  resistenza flessionale di progetto.



## 7.4.4.5 PARETI

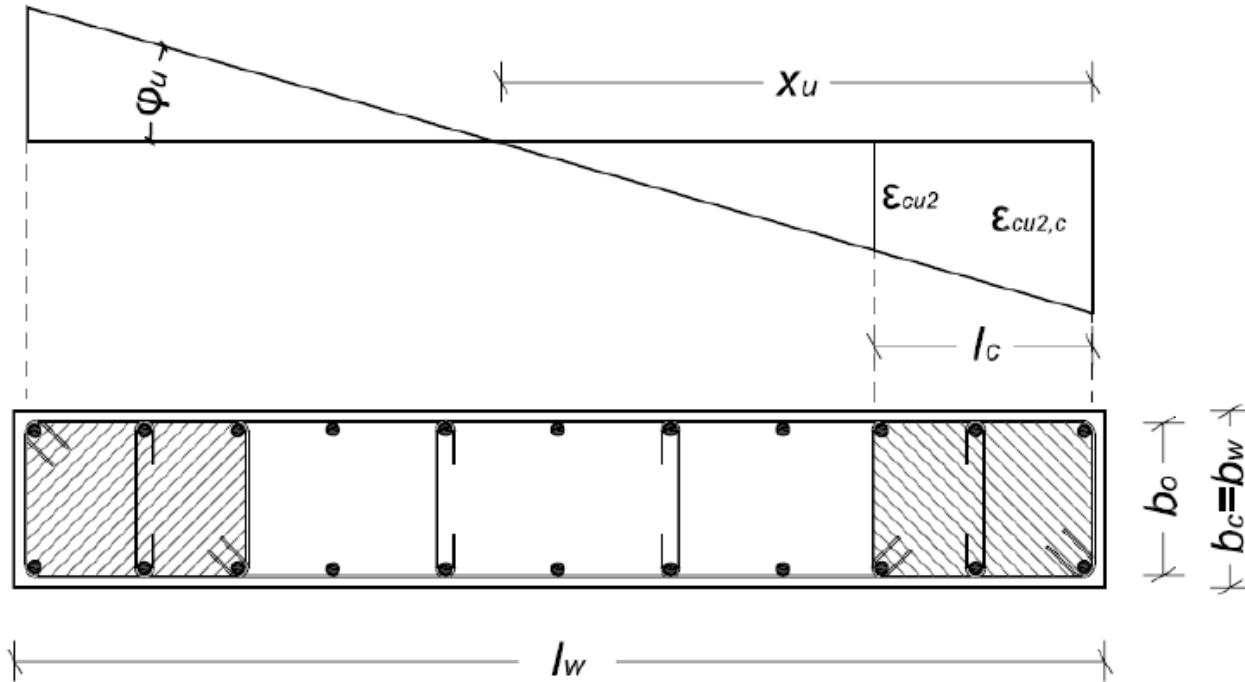
### 7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

**fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$ :** *nel caso in cui nella progettazione si ricorra alla ridistribuzione degli effetti tra le pareti, il fattore  $M_{Ed}/M_{Rd}$  può assumere valori maggiori dell'unità, comportando un conseguente incremento della domanda di duttilità nelle pareti progettate con valori del momento resistente inferiori alla corrispondente sollecitazione flessionale ottenuta dall'analisi.*



## 7.4.4.5 PARETI

### 7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)



Negli "elementi di bordo", si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento.

$l_c$  estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera  $\varepsilon_{cu2} = 0,35\%$ .  $l_c \geq \max \{0,15 l_w, 1,5 b_w\}$



## 7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

### 7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

#### 7.4.6.2.2 Pilastri

##### *Armature trasversali*

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.

**Manca: almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati,  
deve essere trattenuta da staffe interne o da legature**



## 7.4.6.2.2 Pilastri

### *Armature trasversali*

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

$$\text{CD}''\text{A}'' : \max [6 \text{ mm}; 0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{(f_{yd,l} / f_{yd,st})}]$$

$$\text{CD}''\text{B}'' : 6 \text{ mm}$$

$d_{bl,max}$ : diametro massimo delle barre longitudinali,

$f_{yd,l}$  e  $f_{yd,st}$ : 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'';
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.



## 7.4.6.2.2 Pilastri

### *Armature trasversali*

**In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto  $\omega_{wd}$  (rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento) deve essere  $\geq 0,08$ .**

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

*Osservazione: il rapporto non è un rapporto meccanico ma un **rapporto meccanico volumetrico** (dell'armatura trasversale di confinamento)*





## 7.4.6.2.2 Pilastri

### *Dettagli costruttivi per la duttilità*

Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità.

In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$



## 7.4.6.2.2 Pilastri

### *Dettagli costruttivi per la duttilità*

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$\omega_{wd}$  all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) deve essere non minore di 0,12 in CD"A"

$\mu_{\phi}$  domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

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

$\varepsilon_{sy,d}$  deformazione di snervamento dell'acciaio;

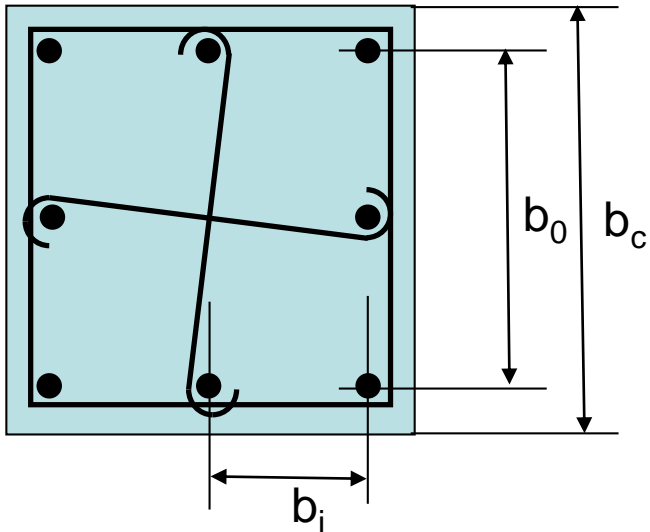
$h_c$  profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  profondità del nucleo confinato;

$b_c$  larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ .



$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_x \cdot b_y} = 1 - \frac{8 \cdot 110^2}{6 \cdot 220^2} = 0.67$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_x}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_y}\right) = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 220}\right)^2 = 0.60$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.67 \cdot 0.60 = 0.40$$

$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot 220 \cdot 79}{220 \cdot 220 \cdot 100} \cdot \frac{391}{14.16} = 0.40$$

## Pilastro 30x30

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$b_0 = 220 \text{ mm}$$

$$b_c = 300 \text{ mm}$$

$$b_i = 110 \text{ mm}$$

**staffe = 1Ø10/100**

$$A_{st} = 79 \text{ mm}^2$$

## Calcestruzzo C25/30

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa}$$

## Acciaio B450C

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450 / 1,15 = 391 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yd} = 1,90 \text{ ‰}$$

$$q_0 = 4$$

$$\mu_\phi = 1.2 (2 \cdot q_0 - 1) = 8.4 \quad (T_1 > T_C)$$

$$v_d = 0.3$$

**OK**

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.16 (> 0.12, \text{OK})$$

$$30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 0.16$$

#### 7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico  $\rho$  riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%.

**Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione  $\varepsilon_c$  è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale  $\rho \geq 0,5\%$ .**

Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.



## 7.4.6.2.4 Pareti

### ***Armature longitudinali***

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

### ***Armature trasversali***

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

### ***Armature inclinate***

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra  $\frac{1}{2} h_w$  ed  $\frac{1}{2} l_w$ .



## 7.4.6.2.4 Pareti

### *Dettagli costruttivi per la duttilità*

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2.

In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$$

essendo  $\rho_v$  e  $f_{yd,v}$  rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.



### ***11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)***

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia; tali fibre possono essere realizzate in acciaio o materiale polimerico, e devono essere marcate CE in accordo alle norme europee armonizzate, quali la UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 per le fibre realizzate in acciaio o materiale polimerico.

La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo le indicazioni riportate nel precedente § 11.2.3 con determinazione dei valori di resistenza a trazione residua  $f_{R1k}$  per lo Stato limite di esercizio e  $f_{R3k}$  per lo Stato limite Ultimo determinati secondo UNI EN 14651:2007.

Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.



## **11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)**

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue, che possono essere realizzate in acciaio o in fibre sintetiche. Le norme tecniche UNI EN 14889-1 e UNI EN 14889-2 sono in accordo alle norme ASTM D4889-1 ed ASTM D4889-2. Le norme tecniche UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 sono in accordo alle norme ASTM D4889-1 ed ASTM D4889-2.

**Linea guida per l'identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei fibrorinforzati FRC**

La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo l'art. 11.2.3 con determinazione dei valori per lo Stato limite di esercizio e secondo UNI EN 14651:2007.

**Linee guida per la progettazione, messa in opera, controllo e collaudo di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato FRC**

Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.





UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

**DICEA**

Dipartimento di Ingegneria  
Civile e Ambientale



**GRAZIE!**

**Costruzioni in c.a.**

Prato, 11 giugno 2018

**Gianni Bartoli**  
gianni.bartoli@unifi.it



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

**DICEA**  
DIPARTIMENTO  
DI INGEGNERIA CIVILE  
E AMBIENTALE

Università di Firenze  
Dipartimento di Ingegneria Civile e  
Ambientale