

# Verifiche di duttilità per le sezioni in c.a. e calcolo del confinamento

## DM 17/01/2018 e verifiche di duttilità

Il par. 7.3.6.1 del DM 17/01/2018 impone l'esecuzione delle verifiche di duttilità, il cui obiettivo è accertarsi che una sezione possieda capacità rotazionali coerenti, nel caso di analisi lineari, al fattore di comportamento  $q$  adottato.

*Le verifiche di duttilità non sono necessarie per la progettazione con fattore di comportamento  $q \leq 1.5$ .*

La loro esecuzione consiste in un confronto tra capacità  $\mu_{\phi,c}$  e domanda  $\mu_{\phi,d}$ , quest'ultima dipendente dal fattore base  $q_0$ :

$$verif = \frac{\mu_{\phi,d}(q_0)}{\mu_{\phi,c}} \leq 1$$

Lo stesso paragrafo specifica che le verifiche sono automaticamente soddisfatte rispettando, per tutti gli elementi strutturali, le regole specifiche dei dettagli costruttivi nelle strutture dissipative, in aggiunta a quanto prescritto al capitolo 4 e alla progettazione in capacità.

La norma impone invece l'esecuzione delle verifiche di duttilità:

- in mancanza del rispetto delle regole specifiche dei dettagli costruttivi nelle strutture a comportamento dissipativo;
- sempre *“nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse [...], indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine, non è consentito il ricorso alla [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2”* (par. 7.5.1);
- nelle rimanenti strutture, allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base, come definita al par. 7.2.1, alternativamente all'applicazione dei dettagli costruttivi per la duttilità (espressioni [7.4.29] e [7.4.30] della norma).

## Significato fisico delle verifiche di duttilità

Quando si sceglie di progettare nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, il calcolo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) trova fondamento nella formazione di meccanismi di rottura duttili grazie ai quali viene dissipata energia e la

### NAMIRIAL SPA

Sede legale,  
direzione e amministrazione  
60019 Senigallia (AN)  
Via Caduti sul Lavoro, 4

### Unità locale principale ANCONA

Sviluppo, commerciale e  
assistenza  
60131 Ancona (AN)  
Via Breccie Bianche, 158/A  
tel. +39.071.205380  
fax +39.199.401027

### Unità locale MODICA

Sviluppo, commerciale  
e assistenza  
97015 Modica (RG)  
Via Sacro Cuore, 114/C  
tel. +39.0932.763691  
fax. +39.199.401027

### Unità locale REGGIO EMILIA

Sviluppo e assistenza  
Software Strutturale  
42124 Reggio Emilia (RE)  
Via Meuccio Ruini, 6  
tel. +39.0522.1873995  
fax. +39.199.401027

### Unità locale S: GIUSTINA (BL)

Sviluppo, commerciale  
assistenza Software Strato  
32035 Santa Giustina (BL)  
Via Casabellata, 30  
tel. +39.0437.858707  
fax. +39.199.401027





struttura non perde la sua capacità portante nei confronti delle sollecitazioni, nonostante alcuni punti dei singoli elementi non riescano ad offrire un contributo superiore al loro momento di plasticizzazione  $M_0$ .

Ne consegue la possibilità di operare utilizzando uno spettro di progetto ridotto del fattore di comportamento  $q$  rispetto a quello elastico, in accordo alle formule del capitolo 3 della norma: tale ipotesi di calcolo risulta pertanto lecita solo garantendo la formazione di cerniere plastiche di adeguate capacità deformative.

Il paragrafo 7.3.6.1 del DM 17/01/2018 evidenzia dunque come, nel caso di progettazione con  $q > 1.5$ , l'esecuzione esplicita delle verifiche di duttilità sia a garanzia della possibilità delle sezioni di dissipare energia mediante la formazione di cerniere plastiche coerenti al fattore di comportamento scelto, e permetta quindi non applicare le prescrizioni sui controlli geometrici del capitolo 7, spesso molto tassative.

### Domanda e capacità di duttilità

La domanda di duttilità in curvatura allo SLC nelle zone dissipative è espressa tramite il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , definito al par. 7.4.4.1.2 del DM 17/01/2018, relativamente ad una direzione del sisma, come

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1.2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1.2 \cdot \left(1 + (2q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1}\right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

dove  $q_0$  è il fattore di comportamento base,  $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro e  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La norma propone anche una relazione, usualmente conservativa per le strutture in c.a., tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$ , definito al par. 7.3.3.3, e il fattore di duttilità in curvatura, secondo la quale è

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

Tale fattore  $\mu_d$  fa riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e, applicando l'espressione appena proposta alle [7.3.9], che lo definiscono, si perviene alla domanda di duttilità allo SLV, coincidente con quella allo SLC a meno del fattore 1.2 e della presenza di  $q$  al posto di  $q_0$ . Il fattore  $q$  può essere più basso del valore di  $q_0$ , in quanto risente anche delle irregolarità dell'edificio; l'Eurocodice 8, alla nota al par. 5.2.3(3) sottolinea che, essendo  $\mu_\phi$  un valore locale, può essere non prudente calcolare una domanda inferiore per effetto delle non regolarità globali dell'edificio, pertanto indica  $q_0$  come valore prudenziale da usare. Ne consegue che:

- utilizzando il fattore base  $q_0$  al posto del fattore di comportamento  $q$  nell'espressione di  $\mu_d$ , in accordo alle indicazioni dell'EC8;



- ricordando che il paragrafo 7.3.6.1 prescrive che la capacità in duttilità sia almeno pari “a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV, nel caso si utilizzino modelli lineari”;

si può concludere che la capacità di duttilità allo SLV andrà confrontata direttamente con le espressioni sopra riportate, ricordando che, così operando,  $T_c$  assume il significato di periodo corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello spettro SLV.

Dalla 7.3.3.3 si può anche dedurre il valore massimo per la domanda di duttilità, di nuovo nell’ipotesi di utilizzare il fattore base  $q_0$  al posto del fattore di comportamento  $q$ . Risulta quindi il limite seguente, significativo in particolar modo per strutture che presentano periodi fondamentali bassi:

$$\mu_\phi \leq 10 \cdot q_0 - 1$$

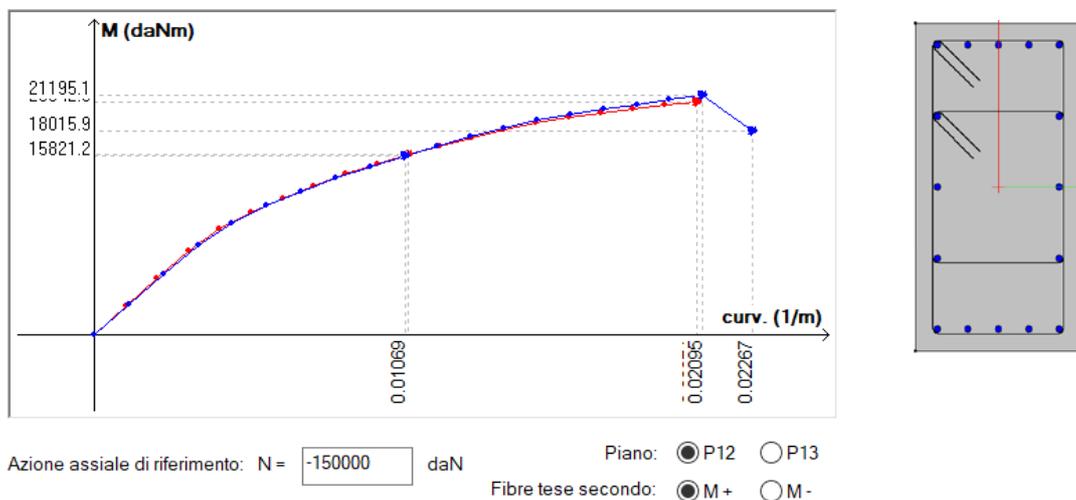


Diagramma momento curvatura per sezione rettangolare, dove la deformazione ultima è relativa alla riduzione del 15% della massima resistenza a flessione, come prescritto dal DM 2018: nessuno dei materiali che compongono il nucleo confinato ha ancora raggiunto la sua deformazione ultima.

La capacità di duttilità allo SLV è invece definita al par. 4.1.2.3.4.2 mediante l’espressione

$$\mu_{\phi,c} = \frac{M'_{yd}}{M_{Rd}} \cdot \frac{\phi_{ud}}{\phi'_{yd}}$$

Dove:

- $\phi_{ud}$  è la più piccola tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione e quella a cui corrisponde il raggiungimento della deformazione ultima di uno dei materiali della sezione;
- $\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell’armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco del calcestruzzo compresso;



- $M'_{yd}$  sono i momenti associati a detti valori di curvatura;
- $M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU, corrispondente al valore massimo del diagramma.

Nei paragrafi a seguire sarà studiato con maggior dettaglio il tratto post-critico dei diagrammi momento-curvatura di una sezione, con particolare attenzione alle conseguenze che la corretta stima della riduzione del 15% della massima resistenza a flessione comporta sul valore finale della capacità di duttilità della sezione.

### *Stima del confinamento: formule e limitazioni per i casi pratici*

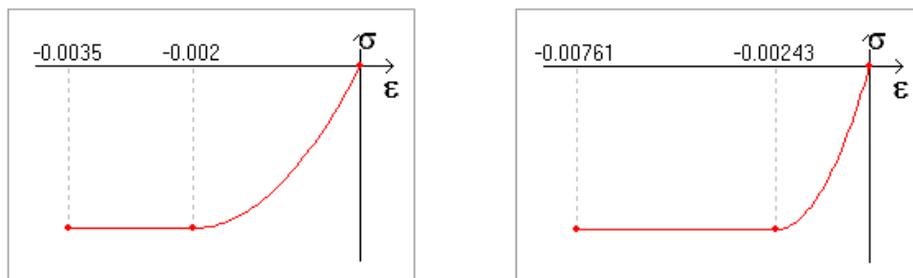
Le verifiche di duttilità possono risultare estremamente tassative qualora non si consideri il contributo del confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo nel calcolo della capacità. Tale contributo si traduce in un miglioramento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e, in particolare, delle possibilità di deformazione offerte dal suo legame costitutivo.

Il paragrafo 4.1.2.1.2.1 del DM 17/01/2018 evidenzia quanto appena affermato:

*“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”.*

e ancora:

*“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”.*



Legame parabola-rettangolo per calcestruzzo non confinato e confinato, per una pressione efficace di confinamento  $\sigma_2 = 0.412 \text{ N/mm}^2$

Il parametro con cui il confinamento interviene sui valori dei parametri meccanici del calcestruzzo è la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV,  $\sigma_2$ , che dipende dalla



pressione laterale di confinamento delle staffe,  $\sigma_l$ , e dal coefficiente di efficienza  $\alpha$ , secondo la formula 4.1.12a della norma:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l$$

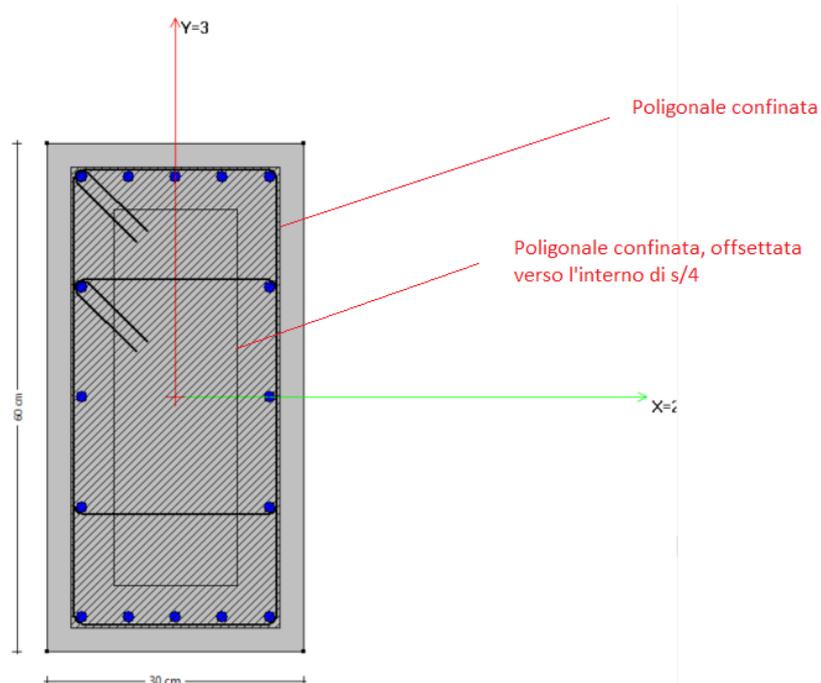
Il coefficiente di efficienza  $\alpha$  è definito come rapporto tra il volume  $V_{c,eff}$  di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume  $V_c$  dell'elemento di calcestruzzo. La formula 4.1.12e della norma propone di valutarlo come il prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo delle staffe:

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

Il DM 2018 propone le espressioni dirette per il calcolo del coefficiente di efficienza  $\alpha$  per le sole sezioni rettangolari e circolari: una sua espressione più generale può tuttavia essere dedotta dalla teoria del confinamento, che considera l'area di calcestruzzo confinata  $A_{conf}$  e la corrispondente area offsettata verso l'interno di una quantità pari ad un quarto del passo massimo delle staffe,  $A_{red}$ . Ne derivano le seguenti espressioni che, nel caso semplice di sezione rettangolare o circolare, coincidono con le espressioni [4.1.12 f, g, h, i] della norma:

$$\alpha_n = \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot A_{conf}}, \quad \alpha_s = \frac{A_{red}}{A_{conf}}$$

dove  $b_i$  rappresenta la distanza tra barre consecutive trattenute.



Vista della poligonale confinata, coincidente con la linea media delle staffe, e della poligonale confinata offsettata verso l'interno di  $s/4$ , necessaria per il calcolo dell'area ridotta



La norma propone anche le espressioni per il calcolo della pressione laterale di confinamento,  $\sigma_l$ , tuttavia limitandosi anche in questo caso alle sole geometrie rettangolari e circolari. Specifica invece che *“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”*.

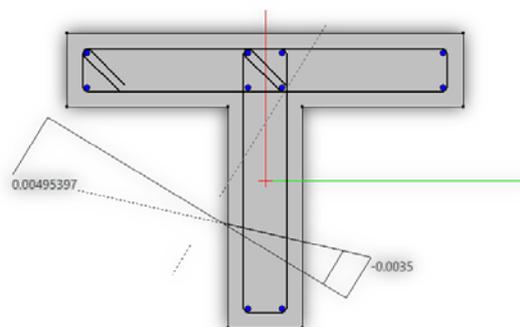
Per tale ragione, le espressioni 4.1.12b e 4.1.12d, relative alle sole sezioni rettangolari e circolari, possono comunque essere applicate ad una geometria di staffa generica valutando opportunamente  $A_{st,x}$  e  $A_{st,y}$ , aree delle armature trasversali efficaci per il confinamento in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali x e y:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}, \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s} \quad [4.1.12b \text{ DM } 17/01/2018]$$

Indicazioni su come valutare tali aree si trovano anche nelle *“Linee Guida Assobeton per la progettazione sismica di strutture prefabbricate”*, che propongono, tramite la valutazione di un coefficiente  $c$ , dipendente dalla forma delle staffe e della sezione rettangolare, valori sostanzialmente coincidenti con il volume delle staffe stesse.

Oltre al caso generico di sezioni confinate di forma non rettangolare e non circolare, la norma non approfondisce anche altre casistiche ricorrenti nella progettazione:

- nella valutazione dei  $b_i$ , distanza tra barre consecutive trattenute, non viene specificato un angolo delle staffe efficace per il trattenimento, quando le staffe hanno angolo diverso da  $90^\circ$ ;
- nella scelta dell’evoluzione dello stato deformativo della sezione, all’aumentare della curvatura, non è chiaro se il calcolo debba essere condotto mantenendo costante l’inclinazione dell’asse neutro oppure mantenendo costante l’asse di flessione, inteso come direzione del vettore momento risultante. Tale differenza risulta importante quando si opera con sezioni non simmetriche rispetto ad almeno un asse: i due assi non sono tra loro paralleli a causa della parzializzazione della sezione; inoltre, mantenendo costante l’asse di flessione, l’asse neutro continua a ruotare all’aumentare della curvatura per la stessa ragione.



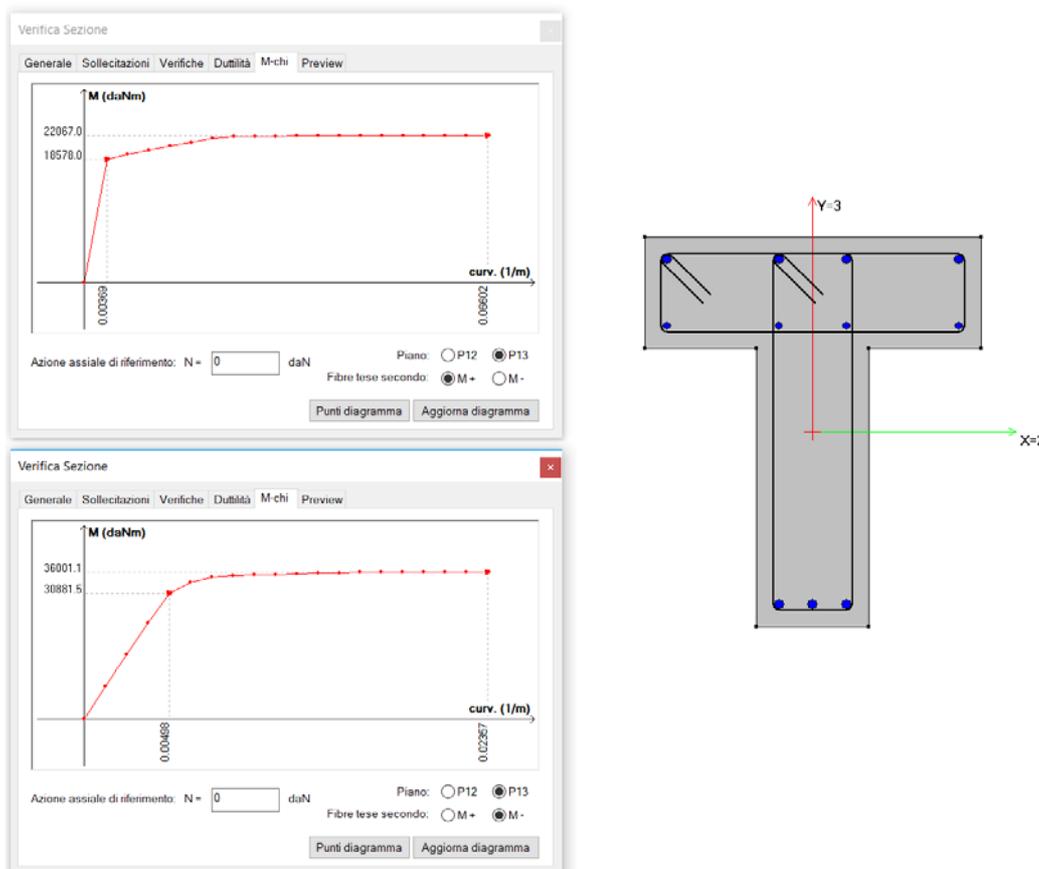
Flessione attorno al piano verticale per sezione a T: l’inclinazione dell’asse neutro non coincide con quella del piano verticale a causa della parzializzazione. Qual è la direzione principale rispetto cui condurre le verifiche di duttilità in un caso simile?



- nella scelta della direzione di calcolo della capacità, non è chiaro come ci si debba comportare nei confronti di sezioni orientate genericamente rispetto agli assi x e y del sisma (si riveda l'espressione 4.1.12b, che parla di direzioni principali della sezione, mentre le domande di duttilità sono valutate nei confronti delle direzioni x e y del sisma che, potendo avere fattori di comportamento differenti, avranno domande pure differenti);
- la pressione laterale di confinamento presenta il parametro b, dimensione del nucleo confinato in una certa direzione: non è chiaro quale valore si debba utilizzare nel caso di sezioni non rettangolari.

### *Diagrammi momento-curvatura e importanza del ramo post-critico*

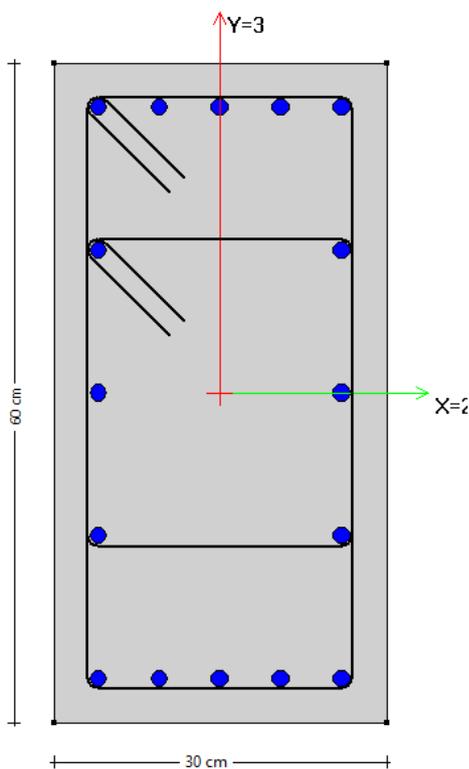
Alla luce dell'approfondimento teorico e normativo finora illustrato, si pone l'attenzione sulla costruzione dei diagrammi momento curvatura, con particolare riferimento al ramo post-critico e alla sua influenza nella stima della duttilità *nel caso di legame costitutivo del calcestruzzo del tipo parabola-rettangolo, per il quale il decadimento del momento inizia dopo che la porzione di calcestruzzo non confinato raggiunge la sua deformata ultima.*



Diagrammi momento curvatura per sezione non confinata (non si nota pertanto l'abbattimento del ramo post-critico): il primo è costruito andando a tendere le fibre inferiori, il secondo quelle superiori. Il diagramma è costruito con riferimento al piano di flessione 13, rispetto al quale la sezione non risulta simmetrica.



Per semplicità di lettura, si prosegue l'analisi con una sezione rettangolare a doppia simmetria: le sezioni non simmetriche richiedono infatti uno studio della duttilità sezionale per entrambi i versi di flessione rispetto ad un piano, cioè considerando entrambe le direzioni di sollecitazione. Inoltre, l'azione sismica agisce con entrambi i segni in una certa direzione e, per tale ragione, uno studio completo della duttilità sezionale non può prescindere da questa considerazione. Nell'immagine precedente si riporta, a titolo esemplificativo, la differenza di comportamento flessionale in una sezione non simmetrica rispetto all'asse 2, andando a tendere prima le fibre inferiori, poi quelle superiori. La sezione sottoposta a verifica è invece descritta nell'immagine seguente. Si studia il suo diagramma momento curvatura con riferimento al suo piano 12 per gli sforzi assiali  $N = -50000$  daN e  $N = -150000$  daN.



### **Descrizione della sezione analizzata**

Pilastro 30x60 cm

Calcestruzzo C30/37

Acciaio B450C

Armatura longitudinale: n. 16  $\phi$  16;

Armatura trasversale: staffe interne ed esterne,  $\phi$ 10/16;

Bracci utili per il confinamento:

direz. x: 4

direz. y: 2 (si considera la sola staffa esterna)

Sollecitazioni di calcolo:

$N = -50000$  daN ( $\nu = 0.20$ )

$N = -150000$  daN ( $\nu = 0.49$ )

Rappresentazione grafica e descrizione della geometria e delle armature utilizzate nella sezione di cui si analizzano il diagramma momento curvatura e la duttilità

Applicando le espressioni del paragrafo 4.1.2.1.2.1, il contributo del confinamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo presente all'interno della linea media delle staffe si traduce nei seguenti parametri:

$$b_x = B - 2c + \phi_{long} + \phi_{staffe} = 30 - 8 + 1.60 + 1.00 = 24.60 \text{ cm};$$



$$h_x = H - 2c + \phi_{long} + \phi_{staffe} = 60 - 8 + 1.60 + 1.00 = 54.60 \text{ cm};$$

$$\Sigma b_i^2 = 2 \cdot (22^2 + 13^2 + 26^2 + 13^2) = 2996 \text{ cm}^2;$$

$$\alpha_n = 1 - 2996 / (6 \cdot 24.6 \cdot 54.6) = 0.628;$$

$$\alpha_s = [1 - 16 / (2 \cdot 24.6)] \cdot [1 - 16 / (2 \cdot 54.6)] = 0.576$$

$$\alpha = 0.628 \cdot 0.576 = 0.362$$

$$A_{st,x} = A_{st,y} = 2 \cdot 2 \cdot \pi (10/2)^2 = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,y} = 2 \cdot \pi (10/2)^2 = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{l,x} = 314.2 \cdot 450 / (544 \cdot 160) = 1.618 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l,y} = 157.1 \cdot 450 / (244 \cdot 160) = 1.799 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.362 \cdot (1.618 \cdot 1.799)^{0.5} = 0.618 \text{ N/mm}^2 < 0.05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1.0 + 5.0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) = 30 \cdot (1 + 5 \cdot 0.618 / 30) = 33.09 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 = 0.002 \cdot (33.09 / 30)^2 = 0.00243$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} = 0.0035 + 0.2 \cdot 0.618 / 30 = 0.00762$$

Polig. (-)	L (cm)	$\alpha$ (-)	sigma x (N/mm <sup>2</sup> )	sigma y (N/mm <sup>2</sup> )	fck,c (N/mm <sup>2</sup> )	ec2,c (-)	ecu,c (-)
Poligonal...	158.4	0.361819	1.61827	1.79588	33.0841	0.00243235	0.0076121

Estratto delle proprietà meccaniche della poligonale confinata, da CMP Analisi Strutturale

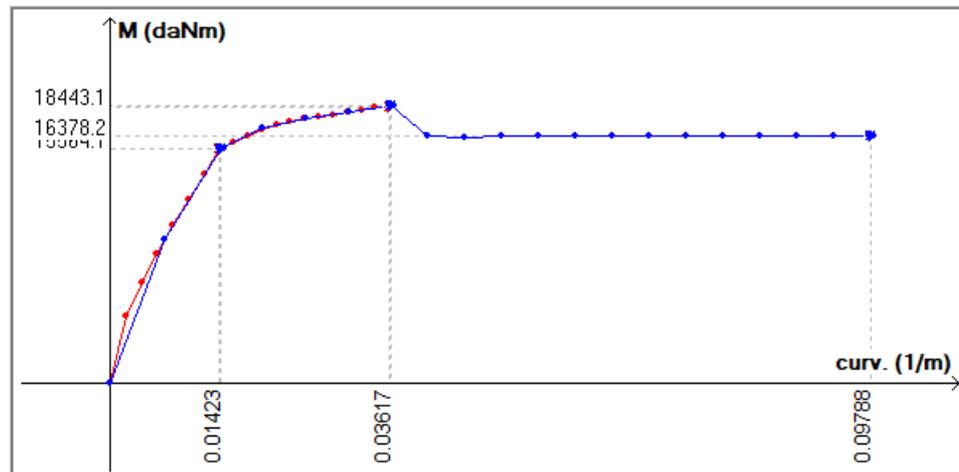
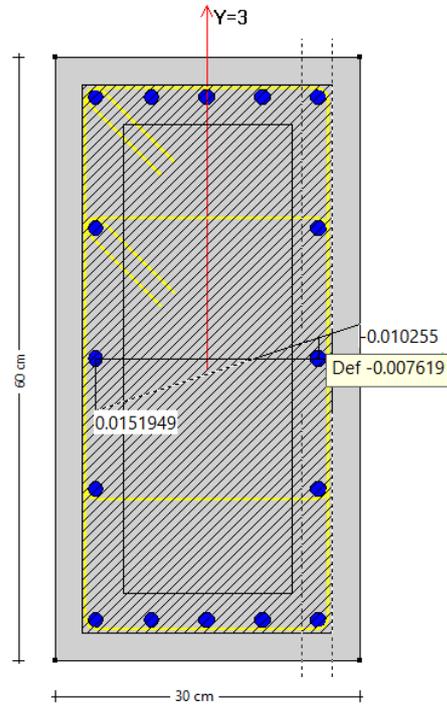


Diagramma momento curvatura della sezione per  $N = -50000$  daN, con flessione lungo il piano 12 della sezione. Il ramo post-critico presenta un abbattimento del momento massimo circa pari al 12%.



Con riferimento allo sforzo assiale  $N = -50000$  daN, il ramo post-critico non comporta un abbattimento del momento massimo superiore al 15%: la  $\phi_{ud}$  del par. 4.1.3.4.2 è quindi quella corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima nei materiali, come nella seguente immagine.



Deformata ultima della sezione per  $N = -50000$  daN e flessione lungo il piano 12: si nota il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo confinato in corrispondenza della linea media delle staffe, rispetto a cui è definita la poligonale confinata

E' importante ricordare che, come prescritto al par. 4.1.2.1.2.1 del DM 17/01/2018, “*nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato*”. Per tale ragione, le deformazioni ultime a cui fare riferimento sono solo quelle nel calcestruzzo confinato e nelle barre d'armatura.

La sezione studiata è collocata in un edificio che presenta i periodi fondamentali di vibrazione  $T_{1,x} = 0.40287$  e  $T_{1,y} = 0.4228$ , mentre lo spettro di progetto SLV ha il periodo di inizio tratto a velocità costante  $T_c = 0.4007$ .

Ipotizzando di assumere per l'edificio un fattore di comportamento base  $q_0 = 2.0$ , si calcolano le domande di duttilità

$$\text{Domanda in direz. } x: T_1 \geq T_C \quad \mu_{\phi,d,x} = 1.2 \cdot (2 \cdot 2.00 - 1) = 3.60;$$

$$\text{Domanda in direz. } y: T_1 \geq T_C: \quad \mu_{\phi,d,y} = 1.2 \cdot (2 \cdot 2.00 - 1) = 3.60;$$



Le analisi condotte conducono così ad affermare che la sezione soggetta ad  $N = -50000$  daN soddisfa le verifiche di duttilità rispetto ad entrambe le direzioni x e y del sisma (con asse 12 sezione parallelo ad asse x sisma). Dal diagramma M-X rappresentato, si può infatti ricavare il valore del coefficiente di verifica in direzione x:

$$\text{Verifica in direz. x: } \mu_{\phi, cap, 12} = 5.80 > \mu_{\phi, d, 12} = 3.60;$$

Si sposta ora l'attenzione sulla condizione di sforzo assiale  $N = -150000$  daN, per il quale emerge l'importanza di un'attenta analisi del ramo post-critico.

La deformazione  $\phi_{ud}$  del par. 4.1.3.4.2 risulta infatti limitata dal decadimento del 15%: la sua mancata valutazione conduce a risultati di verifica opposti. Il raggiungimento della deformazione ultima nei materiali permette infatti di raggiungere la curvatura ultima  $\phi_{ud, 85\% MRd}$  pari a

$$\phi_{ud, def} = 0.05223 \text{ 1/m}$$

mentre l'abbattimento del momento resistente è associato ad un valore di curvatura  $\phi_{ud, 85\% MRd}$  uguale a

$$\phi_{ud, 85\% MRd} = 0.02267 \text{ 1/m}$$

I valori sono leggibili nei diagrammi momento curvatura di seguito riportati.

Ne conseguono due valori molto diversi per la capacità di duttilità e quindi dei coefficienti di verifica rispetto alla x del modello, coincidente con il piano di flessione 12 della sezione:

$$\text{Con } \phi_{ud} = \phi_{ud, def}: \mu_{\phi, cap, 12} = 3.65 > \mu_{\phi, d, 12} = 3.60 \rightarrow \text{verifica soddisfatta};$$

$$\text{Con } \phi_{ud} = \phi_{ud, 85\% MRd}: \mu_{\phi, cap, 12} = 1.58 < \mu_{\phi, d, 12} = 3.60 \rightarrow \text{verifica non soddisfatta};$$

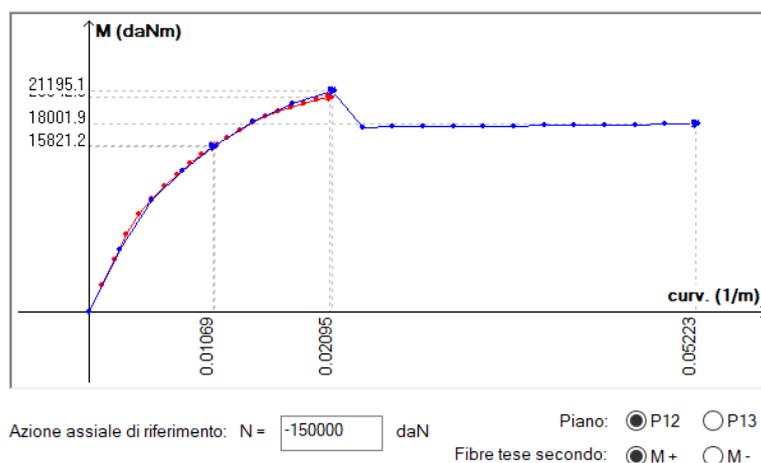


Diagramma M-X per  $N = -150000$  daN e flessione lungo il piano 12. Il ramo post critico presenta un abbattimento del momento massimo superiore al 15%.

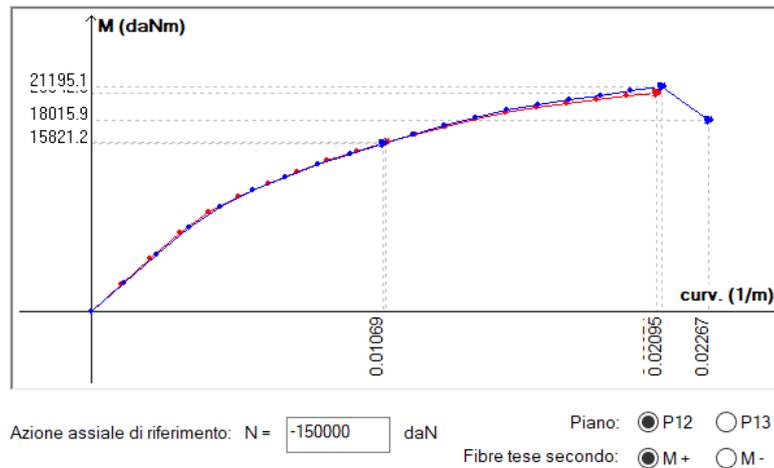


Diagramma M-X per  $N = -150000$  daN e flessione lungo il piano 12. Il ramo post-critico viene interrotto in corrispondenza del decadimento di  $M_{Rd}$  pari al 15%.

Al fine di soddisfare le verifiche di duttilità nel piano 12 in accordo alle prescrizioni del cap. 4, cioè considerando come deformazione ultima  $\phi_{ud}$  quella associata all'abbattimento del 15% di  $M_{Rd}$ , si può aumentare l'effetto del confinamento sul calcestruzzo, ad esempio diminuendo il passo delle staffe da 16 a 14 cm. Il contributo del materiale confinato diventa percentualmente più rilevante nei confronti della resistenza ultima della sezione, che subisce così un abbattimento del suo  $M_{Rd}$  inferiore al 15% nel ramo post-critico: la sua curvatura ultima torna così ad essere quella legata al raggiungimento delle deformazioni limite dei suoi materiali.

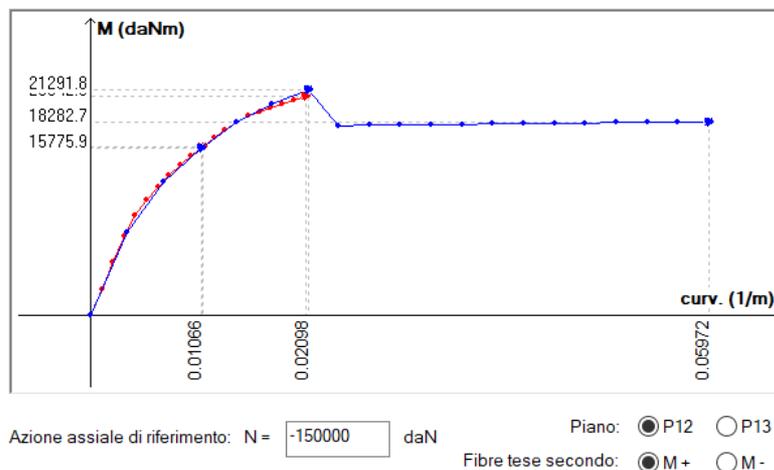


Diagramma M-X per  $N = -150000$  daN, flessione lungo il piano 12 e staffe a passo 14 cm. Il decadimento del ramo post-critico non eccede il 15%: la curvatura ultima della sezione coincide quindi con il raggiungimento delle deformazioni ultime dei materiali.

Ne risultano la capacità di duttilità e il coefficiente di verifica

$$\text{Con staffe a passo } s = 14 \text{ cm : } \mu_{\phi, cap, 12} = 4.16 > \mu_{\phi, d, 12} = 3.60 \rightarrow \text{verifica soddisfatta;}$$



### *Commento dei risultati e conclusioni*

L'esecuzione esplicita delle verifiche di duttilità permette di evitare l'applicazione delle prescrizioni sui controlli geometrici del capitolo 7.

In una sezione come quella analizzata, in CD"B", il paragrafo 7.4.6.2.2 avrebbe richiesto, in zona, critica, una staffatura a passo:

$$\begin{aligned} s_{\min} &= \min \{1/2 \text{ lato min. sez. trasv., } 17.5 \text{ cm in CD"B", } 8 \phi_{\min} \text{ barre long.}\} \\ &= \min \{15.0, 17.5, 12.8\} \\ &= 12.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Il soddisfacimento delle verifiche di duttilità ha invece richiesto un passo delle staffe pari a:

$$\begin{aligned} &16 \text{ cm, per } N = -50000 \text{ daN } (v = 0.20), \\ &14 \text{ cm, per } N = -150000 \text{ daN } (v = 0.49), \end{aligned}$$

in entrambi i casi, inferiore a quello derivante dall'applicazione dei dettagli costruttivi. Sono tuttavia da osservare alcuni punti di fondamentale importanza:

- le verifiche eseguite fanno riferimento ad un fattore di comportamento base  $q_0$  relativamente basso ( $q_0 = 2.0$ ). L'utilizzo di fattori più alti avrebbe aumentato in maniera significativa la domanda di duttilità e, pertanto, il quantitativo di staffe necessarie ad ottenere una capacità ad essa superiore. In generale, è tuttavia lecito affermare che, in corrispondenza di fattori di comportamento "contenuti", l'esecuzione delle verifiche di duttilità può garantire adeguata capacità dissipativa alla struttura con una quantità di armature trasversali inferiore rispetto a quella richiesta dalle prescrizioni sulle armature minime in zona critica del cap. 7 del DM 17/01/2018;
- il comportamento post-critico gioca un ruolo fondamentale all'aumentare dello sforzo assiale sulla sezione: per tale ragione è opportuno studiarne con attenzione l'evoluzione. Si può comunque affermare che l'improvvisa interruzione del diagramma momento-curvatura in corrispondenza di  $M = 85\% M_{Rd}$  comporta una stima molto più tassativa della curvatura ultima e, pertanto, della capacità di duttilità della sezione. In corrispondenza di tali situazioni, si può aumentare il contributo del confinamento, ad esempio, diminuendo il passo delle staffe, migliorando così le proprietà meccaniche del materiale confinato e diminuendo conseguentemente il gap di  $M$  che si verifica a seguito del raggiungimento delle deformazioni limite nel ricoprimento non confinato; alternativamente, si possono aumentare le dimensioni della sezione, in modo da diminuire la tensione per carico assiale su di essa e rendere meno tassativa la diminuzione di momento conseguente alla rottura del ricoprimento non confinato. In generale, è comunque lecito affermare che un comportamento post-critico caratterizzato da  $\phi_{ud} = \phi_{ud, 85\%}$  (con i termini che hanno il significato visto in precedenza) può risultare molto tassativo nei confronti delle verifiche di duttilità;
- le verifiche di duttilità, da eseguirsi sempre allo spicco dei pilastri secondo quanto previsto dalla norma, risultano estremamente penalizzanti se non si considera il



contributo benefico del confinamento delle staffe: nel caso trattato, ad esempio, la capacità della sezione armata con staffe  $\phi 10/14$  e sollecitata da  $N = -150000$  daN, presentava una capacità  $\mu_{\phi, cap, 12} = 4.15$  rispetto al suo piano 12; senza il contributo del confinamento, si sarebbe ottenuto un valore pari a  $\mu_{\phi, cap, 12} = 1.48$ ;

- le verifiche esposte fanno riferimento alle direzioni principali di inerzia della sezione, coincidenti con i suoi assi 2 e 3, a loro volta coincidenti con le direzioni x e y del sisma: come accennato nei paragrafi precedenti, il caso di pilastri orientati genericamente rispetto agli assi x e y non è esplicitamente affrontato dalla norma. Ragionando in sicurezza, tale casistica può essere affrontata verificando ciascuna capacità rispetto agli assi 12 e 13 della sezione con la peggiore tra le domande x e y.