

Edifici prefabbricati: rinforzo con incamiciatura in acciaio nell'ambito di un'analisi lineare ed impiego del fattore q

Recupero del patrimonio edilizio

L'Italia è un paese contraddistinto da un ricchissimo patrimonio immobiliare. Oltre agli edifici storici e monumentali, vanta una vasta gamma di fabbricati civili ed industriali di cui gli eventi sismici verificatisi negli anni scorsi hanno messo in risalto le vulnerabilità: solo di recente, infatti, la normativa ha classificato come "zone sismiche" numerosi comuni che precedentemente non lo erano e in cui, storicamente, si è sempre proceduto al dimensionamento delle strutture senza considerare l'effetto del terremoto. Ciò ha comportato, oltre a nuove procedure nella redazione dei progetti, un interesse particolare per il rinforzo degli edifici esistenti, non adeguati a sostenere gli effetti di un evento sismico come quello previsto dalla normativa. La loro diffusione è peraltro così vasta che sarebbe impossibile pensare ad una loro demolizione o dismessa.

Una tipologia di struttura dimostratasi particolarmente vulnerabile a queste problematiche è quella in c.a. prefabbricata. In effetti, nonostante questi edifici fossero stati progettati in maniera conforme alle normative allora vigenti, oggi mostrano una serie di carenze tali da renderli particolarmente vulnerabili agli effetti delle azioni sismiche.

Volendo riassumerle brevemente, le problematiche principali riscontrate nei capannoni a struttura in c.a. prefabbricato sono:

- insufficienti armature, longitudinali o trasversali, dei pilastri;
- carenze nei collegamenti tra i vari elementi (travi-pilastri; tegoli-travi);
- distacco dei pannelli di tamponamento.

Le tecniche di intervento finalizzate alla risoluzione di queste criticità sono molteplici ed ampiamente documentate in letteratura.

In questo documento verrà illustrato un esempio di calcolo di un rinforzo di pilastri, con riferimento al progetto di miglioramento sismico di un capannone in c.a. prefabbricato, redatto utilizzando il programma di calcolo Namirial CMP. La tecnica di rinforzo scelta per i pilastri è l'incamiciatura in acciaio.

In accordo con quanto ammesso dalle vigenti normative, si è scelto di eseguire lo studio della struttura utilizzando un'analisi dinamica modale, in ambito elastico lineare e con fattore di struttura q.

Riferimenti normativi

Le normative cui si farà riferimento in seguito sono il DM 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC 2008) e la Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" - (di seguito Circ. 617). Le metodologie di calcolo previste per le strutture esistenti sono diverse:

- analisi statica lineare con spettro elastico;
- analisi statica lineare con fattore q;

- analisi dinamica modale lineare con spettro elastico o con fattore q;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Come già precedentemente anticipato, in questa sede si affronterà il solo caso dell'analisi dinamica modale lineare con fattore q. Al § C8.7.2.4, la Circ. 617 dà chiare indicazioni sulle modalità con cui procedere alle verifiche in caso analisi statica (e dinamica) lineare con fattore di struttura:

“Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.”

La strada seguita nell'esecuzione delle verifiche del progetto sarà proprio quella descritta dalla norma, nonostante il fatto che nella tabella riepilogativa C8.4 della Circ. 617 (di seguito riportata) non sia chiaramente evidenziata la differenza tra analisi in campo elastico e con fattore di struttura maggiore di 1.

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare		
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_f = D_f/C_f$)				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.		
	Verifiche (se il ML è accettato)				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.		
Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)				In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.	
	Se $\rho_f \leq 1$, dall'analisi.					
		Se $\rho_f > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi moltiplicati per FC.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.			

Tale differenza compare invece nella corrispondente tabella 4.3 dell'Eurocodice 8 parte 3.

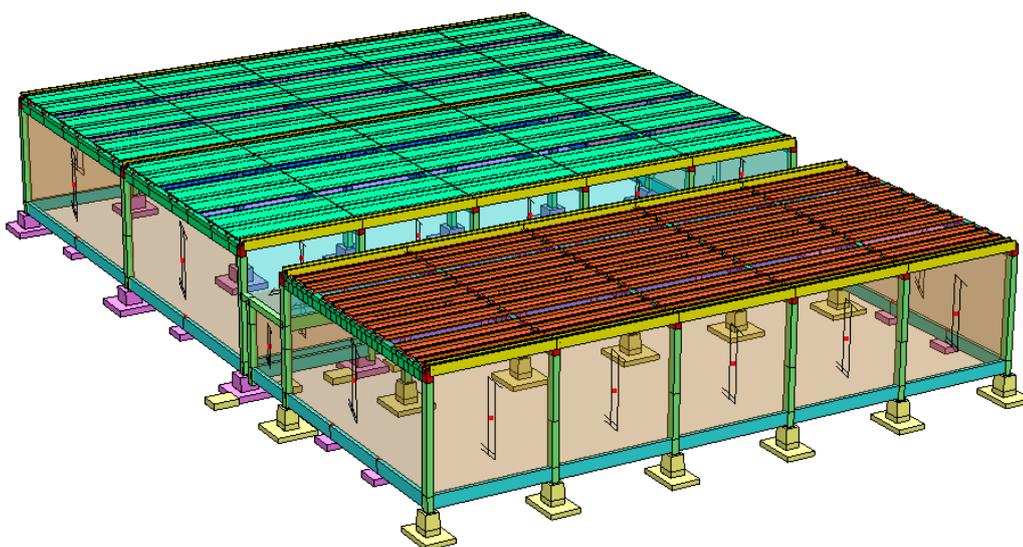
prospetto 4.3 Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare (LM)		Modello non lineare		Approccio con il fattore q	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo 8e/m)	Duttile	Accettabilità del modello lineare (per la verifica dei valori $\rho_1 = D_1/C_1$): Dall'analisi. Si usano i valori medi delle proprietà nel modello.		Dall'analisi. Si usano i valori medi delle proprietà nel modello.	In termini di deformazione. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF.	Dall'analisi.	In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.
	Fragile	Ispezioni (se LM è accettato): Dall'analisi.					
			Verifiche (se LM è accettato): Se $\rho_1 \leq 1$: dall'analisi.			In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.	In conformità alla sezione pertinente della EN 1998-1:2004.
		Se $\rho_1 > 1$: dall'equilibrio con la resistenza di e/m duttili. Si usano i valori medi delle proprietà moltiplicati per CF.		In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.	In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.	In conformità alla sezione pertinente della EN 1998-1:2004.	

Le verifiche sono svolte esclusivamente con riferimento agli SLU.

Rinforzo dei pilastri di un capannone in c.a. prefabbricato mediante incamiciatura in acciaio

Il fabbricato in oggetto è un capannone industriale monopiano, ubicato nella provincia di Reggio Emilia. La struttura ha una pianta pressoché rettangolare ed è costituita da due edifici principali con copertura a quota +7.20 m; tra essi è presente un corpo di collegamento caratterizzato da un'altezza inferiore (quota +4.10 m). L'immagine seguente illustra brevemente le caratteristiche geometriche del modello di calcolo utilizzato:



Dati per l'analisi

Pur non essendo questa la sede idonea alla descrizione dettagliata del progetto, vale tuttavia la pena illustrare per lo meno le ipotesi di base adottate nella redazione dello stesso:

- la classe d'uso è di tipo II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti);
- la vita nominale del fabbricato è pari a 50 anni;
- i parametri per la stima dell'azione sismica agente allo SLV sono: $ag/g=0.1467$; $F0=2,5657$; $Tc^*=0.271$;
- il fattore di struttura adottato nei calcoli è $q=2.5$;
- il terreno di fondazione è in categoria D.

Come prescritto dalla normativa, l'analisi del fabbricato è stata preceduta da una fase di rilievo e di ricerca storica, atta a definire i fattori di confidenza da adottare. A questo proposito, si riporta la tabella riepilogativa contenuta nella Circ. 617:

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

La ricerca storica ha consentito di reperire gli elaborati di progetto originali da cui sono stati dedotti i carichi applicati, la geometria degli elementi strutturali (travi, pilastri, tegole e pannelli) e le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. Complessivamente, quindi, si è optato per un livello di conoscenza LC2, a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1.2$.

La determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali fa riferimento a quanto contenuto nelle NTC 2008 al § 8.7.2:

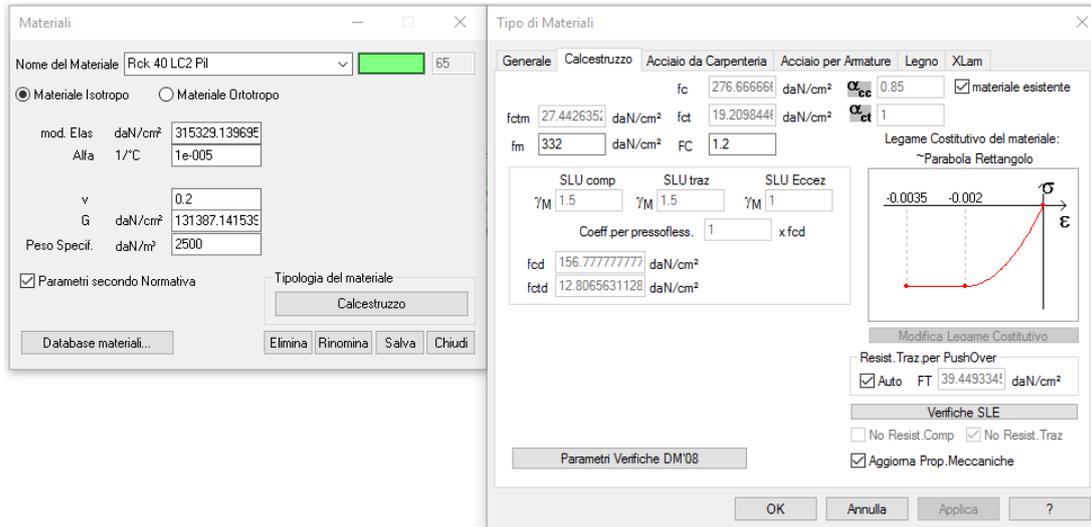
“Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto 8.5.3, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.”

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.”

Nulla si dice esplicitamente riguardo al calcolo della capacità resistente degli elementi duttili, lasciando aperta la possibilità di poterla valutare suddividendo i valori medi per il solo fattore di confidenza (e trascurando pertanto il coefficiente parziale γ_M). Al contrario, la tabella 4.3 precedentemente riportata e proveniente dall'Eurocodice 8 parte 3 non lascia dubbi in proposito: attenendosi a questa, i coefficienti parziali devono sempre essere applicati, sia nel caso di meccanismi fragili che duttili.

A partire da tali considerazioni è possibile definire le proprietà meccaniche dei materiali esistenti.

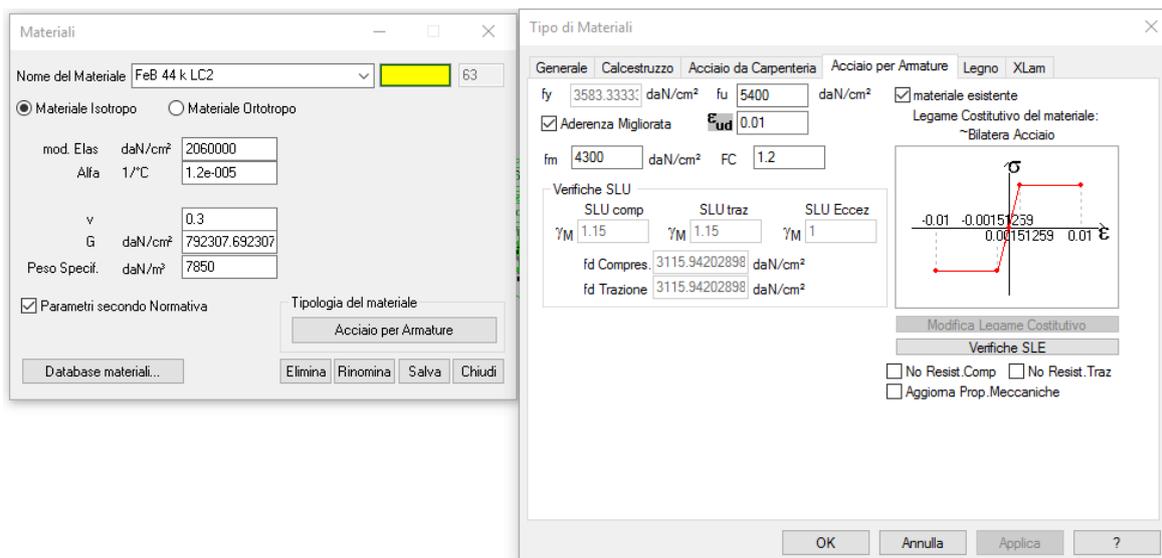
I pilastri (ovvero gli elementi di cui ci occuperemo in questa sede), sono stati confezionati all'epoca della realizzazione utilizzando un calcestruzzo Rck 40 e un acciaio del tipo Fe B 44 k: dalle informazioni reperite, si è scelto di adottare un valore di resistenza media alla compressione $f_{cm} = 33,2 \text{ N/mm}^2$. Applicando allora $FC = 1.2$ e $\gamma_M = 1.5$, si ottengono i valori dei parametri meccanici di calcolo e di progetto riportati nell'immagine a seguire, ottenuta direttamente dal software CMP.



I due valori f_{cd} e f_{ctd} sono calcolati applicando a f_m sia il coefficiente FC , sia i coefficienti parziali γ_M .

Per quanto riguarda l'acciaio di armatura, si è adottato $f_{ym} = 430 \text{ N/mm}^2$ e $f_{yu} = 540 \text{ N/mm}^2$; anche in questo caso, il fattore di confidenza vale $FC = 1.2$, mentre il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M = 1.15$.

I valori così determinati saranno applicati in questa sede per le verifiche sia di elementi duttili, sia di elementi fragili. Volendo valutare le proprietà meccaniche dei materiali senza considerare γ_M , è possibile farlo, ad esempio, utilizzando una verifica di tipo eccezionale, in cui tale valore è posto pari a 1.



Acquisite le informazioni relative alla struttura, il passo successivo è quello di costruire il modello nel rispetto dei dati a disposizione e delle ipotesi di calcolo precedentemente elencate, oltre che impostare l'analisi dinamica modale da eseguire. Quest'ultimo passaggio merita qualche considerazione: la normativa permette di fare le verifiche solo agli SLU, pertanto gli spettri considerati nell'analisi sono questi ultimi; dovendosi differenziare le verifiche sugli elementi fragili da quelle sugli elementi duttili, occorrerà prendere

in esame due differenti spettri, associati rispettivamente a due fattori di struttura diversi. Nel caso in esame, le verifiche degli elementi duttili e quelle degli elementi fragili saranno eseguite sulla base delle condizioni sismiche aventi rispettivamente spettri di progetto con fattore di struttura 2.5 e 1.5. Poiché inoltre si deve eseguire un miglioramento sismico, l'azione sismica è ridotta al 60% rispetto al valore richiesto per le nuove costruzioni (condizione questa concessa dalle normative regionali per ottenere i contributi all'esecuzione dei rinforzi).

Inserimento dati Condizioni Sismiche								
Condizioni Sismiche								
	Nome	Tipo	SottoTipo	Spettro	ag/g	Molt X	Molt Y	Molt Z
1	Sisma SLV X q=1.5	Sisma SLU x	SLV	DM 14/1/2008 SLV X q=1.5	0.1467	0.6	0	0
2	Sisma SLV Y q=1.5	Sisma SLU y	SLV	DM 14/1/2008 SLV Y q=1.5	0.1467	0	0.6	0
3	Sisma SLV X q=2.5	Sisma SLU x	SLV	~DM 14/1/2008 SLV X	0.1467	0.6	0	0
4	Sisma SLV Y q=2.5	Sisma SLU y	SLV	~DM 14/1/2008 SLV Y	0.1467	0	0.6	0

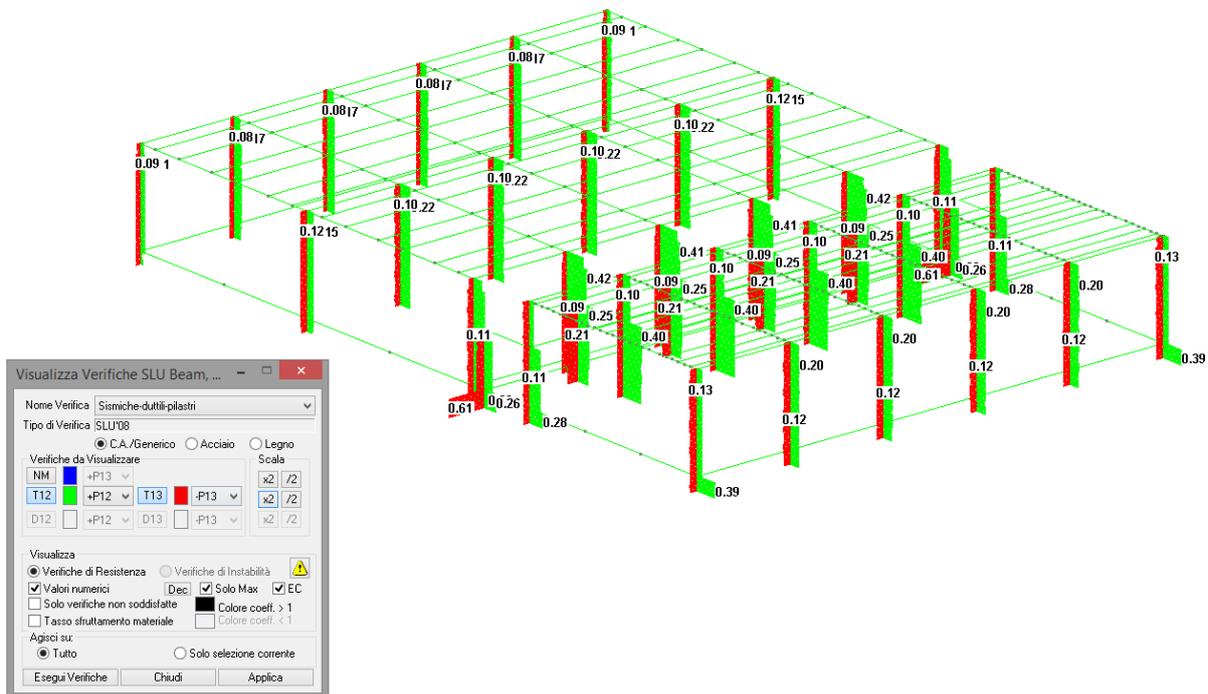
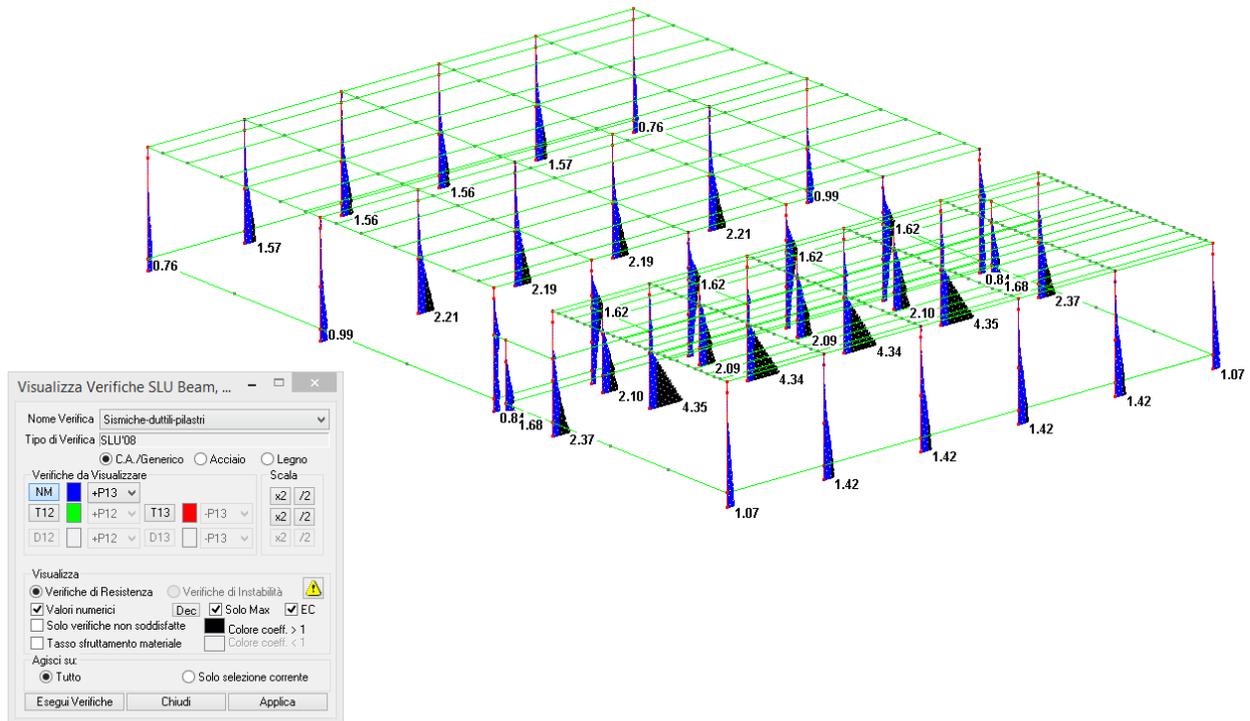
Verifiche – confinamento del calcestruzzo

Una volta eseguita l'analisi, occorre combinare i risultati delle varie condizioni elementari per ottenere l'involuppo delle peggiori sollecitazioni da utilizzare nelle verifiche. Come già detto, interessano quelli per gli SLU/SLV e, in particolare:

- l'involuppo per condizioni statiche;
- l'involuppo per condizioni sismiche calcolate con $q=2.5$;
- l'involuppo per condizioni sismiche calcolate con $q=1.5$.

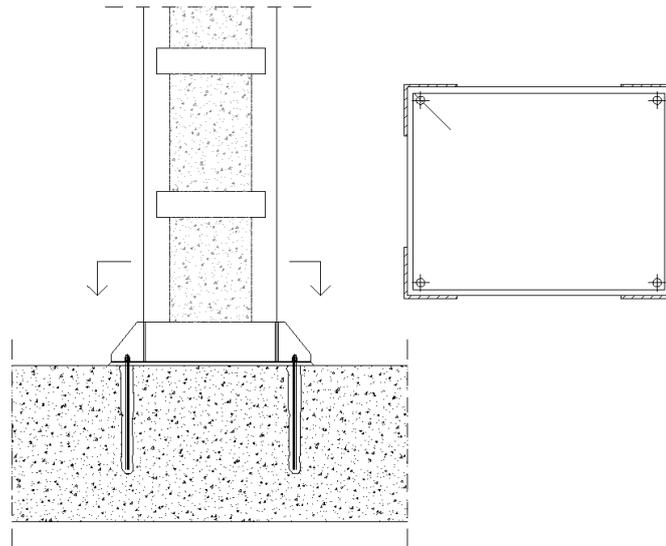
Il primo involuppo servirà per verificare travi e pilastri sotto l'azione dei carichi statici. L'involuppo con $q=2.5$ è utilizzato per la verifica degli elementi/meccanismi duttili, corrispondenti alle verifiche a pressoflessione (gli sforzi di compressione sono modesti, pertanto si può accettare l'ipotesi di comportamento duttile). L'involuppo con $q=1.5$ serve infine per la verifica di elementi meccanismi fragili (taglio).

Le figure seguenti mostrano le verifiche nei pilastri in condizioni sismiche. I risultati sono restituiti in termini di coefficienti di sfruttamento: un coefficiente < 1 indica verifica soddisfatta.



Tutte le verifiche a taglio risultano soddisfatte; non altrettanto vale per le verifiche a pressoflessione, da cui la necessità di intervenire rinforzando la sezione in c.a. Come già anticipato, la tecnica scelta consiste nell'applicare profili in carpenteria metallica. Il rinforzo è eseguito con elementi a L di dimensioni 100x6 e area $A = 11,64 \text{ cm}^2$, collocati in corrispondenza degli spigoli dei pilastri; i 4 L sono collegati da calastrelli costituiti da piatti di sezione 6x100, posti ad un interasse di 550 mm.

Nel caso di pilastri di sezione 50x40 cm, il rinforzo è illustrato schematicamente nella figura seguente:



La normativa attualmente in vigore ammette questo intervento solo al fine di ottenere i seguenti obiettivi (art. C8A.7.2 Circ. 617):

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione;
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento).

Si calcola l'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del confinamento con le formule del paragrafo C8A.7.2.2 della Circ. 617:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (C8A.7.6)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (C8A.7.7^\circ)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - hs}{2b} \right) \left(1 - \frac{s - hs}{2h} \right) \quad (C8A.7.b7)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}} \quad (C8A.7.8)$$

Per il significato dei simboli, si rimanda la suddetta normativa. Nel caso del pilastro illustrato nella figura precedente (P4 ampl 50x40 – Armatura 2), si ottengono i seguenti valori:

$$\rho_s = 2 (b+h) t_s / (b h) = 2*(500+400)*6/(500*400) = 0,0540$$

$$R = \min(95, 6*4) = 24 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm} ; h = 400 \text{ mm}$$

$$s = 550 \text{ mm}$$

$$hs = 100 \text{ mm}$$

$$f_m = f_{cm} = 33,2 \text{ MPa} ; f_{ctm} = 2,744 \text{ MPa} ; FC = 1,2$$

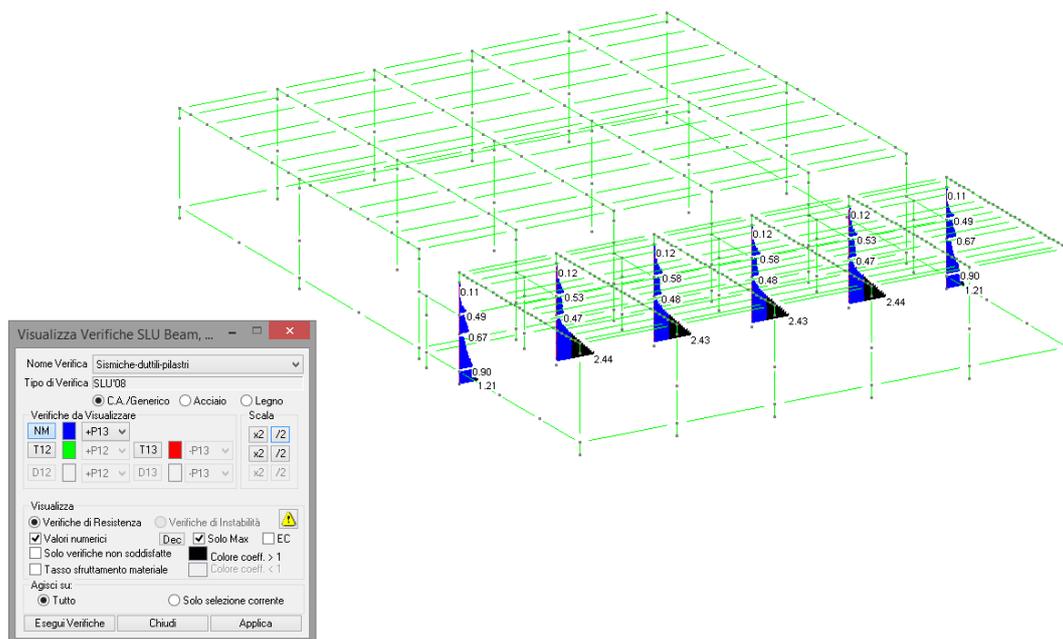
$$\alpha_n = 1 - ((500 - 2 \cdot 24)^2 + (400 - 2 \cdot 24)^2) / (3 \cdot 500 \cdot 400) = 0,4530$$

$$\alpha_s = (1 - (550 - 100) / (2 \cdot 500)) \cdot (1 - (550 - 100) / (2 \cdot 400)) = 0,2406$$

$$f_{cc} = 33,2 \cdot (1 + 3,7 \cdot (0,5 \cdot 0,4530 \cdot 0,2406 \cdot 0,0540 \cdot 223,8095 / 33,2)^{0,86}) = 37,419 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \cdot (0,5 \cdot 0,4530 \cdot 0,2406 \cdot 0,0540 \cdot 223,8095 / 337,823554) = 0,0049748$$

Modificando le proprietà del calcestruzzo per tenere conto dell'effetto di confinamento ed eseguendo nuovamente le verifiche, sui pilastri cui è associata la sezione 50x40 si ottengono i coefficienti di verifica illustrati in seguito:



Valori dei coefficienti maggiori di 1 indicano che, con il solo effetto del confinamento del calcestruzzo, l'applicazione della cerchiatura non è sufficiente a soddisfare le verifiche. La rottura della sezione avviene per raggiunto limite di trazione delle barre d'armatura.

Verifiche - collaborazione dei profili longitudinali

Se si può dimostrare l'aderenza fra i profili metallici longitudinali e il supporto preesistente è, in linea teorica, possibile considerare la collaborazione fra i due materiali. A titolo di "esercizio" e tenendo presente che la norma non prevede esplicitamente questa opzione (ma nemmeno la esclude), si applicheranno i criteri illustrati per i rinforzi con materiali compositi, in particolare quelli laminati, che possono essere maggiormente assimilati a lamiere metalliche. Data la geometria e le caratteristiche dei profili impiegati nel rinforzo, appare lecito considerarli efficaci anche in compressione.

Per quanto riguarda le modalità di preparazione del supporto e della posa in opera si dovranno adottare modalità simili a quelle idonee per i compositi laminati; un ulteriore accorgimento, utile e raccomandato in questi casi, è il preriscaldamento dei calastrelli prima della saldatura, in modo da conferire una maggiore azione di cerchiatura e confinamento al pilastro.

Il paragrafo C8A.7.3, la Circ. 617, parlando della placcatura di strutture in c.a. con materiali compositi laminati, include la possibilità di considerarne l'efficacia ai fini di un incremento della resistenza di travi e pilastri. Citando la norma:

- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate;

(...) Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le istruzioni CNR-DT 200/4.

In questo ambito riveste un ruolo primario la valutazione dei meccanismi di rottura per distacco dal supporto. Si fa riferimento a quanto riportato nella CNR-DT 200R1/2013; in particolare, le modalità di distacco considerate nel caso in oggetto sono due:

- modo 1: distacco di estremità;
- modo 2: distacco intermedio.

Innanzitutto, occorre determinare la lunghezza ottimale di ancoraggio, ovvero la lunghezza minima di ancoraggio che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza, utilizzando la formula seguente (per il significato dei simboli si rimanda la suddetta CNR-DT 200R1/2013):

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\}$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{F_C} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}$$

$$k_b = ((2 - 2 * 94 / 400) / (1 + 2 * 94 / 400))^{0,5} = 1,0202 ; k_G = 0,023 \text{ mm}$$

$$\Gamma_{Fd} = 1,0202 * 0,023 / 1,2 * (33,2 * 2,744)^{0,5} = 0,18663 \text{ Nmm}$$

$$\gamma_{f,d} = 1,2 \div 1,5 ; E_f = 210000 \text{ MPa} ; t_f = 6 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2 * 0,18663 / 0,25 = 1,49304 \text{ MPa}$$

$$l_{ed} = 1 / (1,25 * 1,49304) * (3,1416^2 * 210000 * 6 * 0,18663 / 2)^{0,5} = 577,205 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

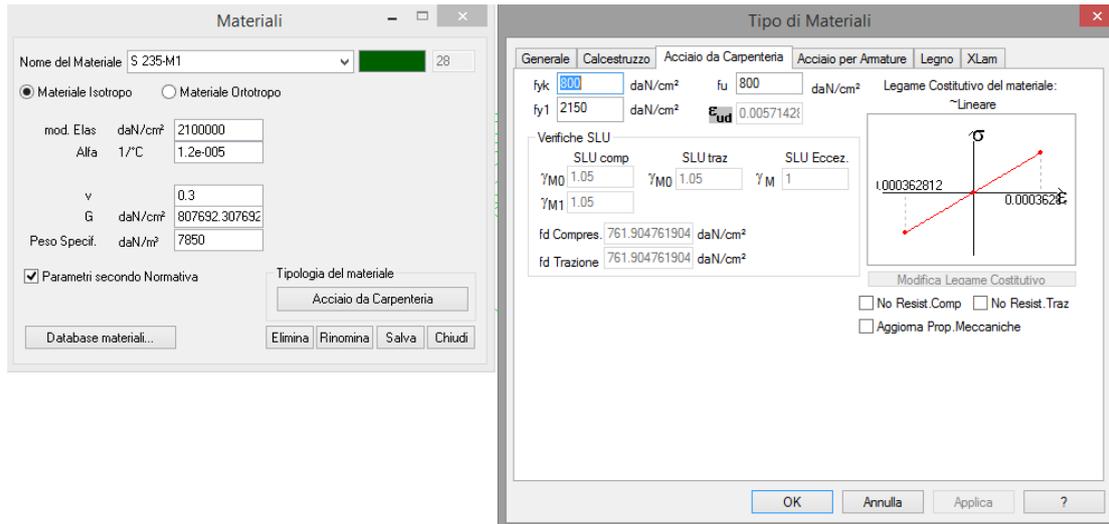
Si considera un ancoraggio dei rinforzi, oltre la sezione in cui diventano efficaci, per una lunghezza pari a 600 mm (> 577 mm). Ipotizziamo di applicare il rinforzo per un tratto pari a 4200 mm, misurato a partire dalla sezione di base del pilastro. Nel modello il contributo della incamiciatura sarà pertanto considerato solo per una lunghezza di 3600 mm.

Il massimo valore della tensione cui il rinforzo può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità (modo 1) risulta pari a:

$$f_{fdd} = 1 / 1,5 * (2 * 210000 * 0,18663 / 6)^{0,5} = 76,198863 \text{ MPa};$$

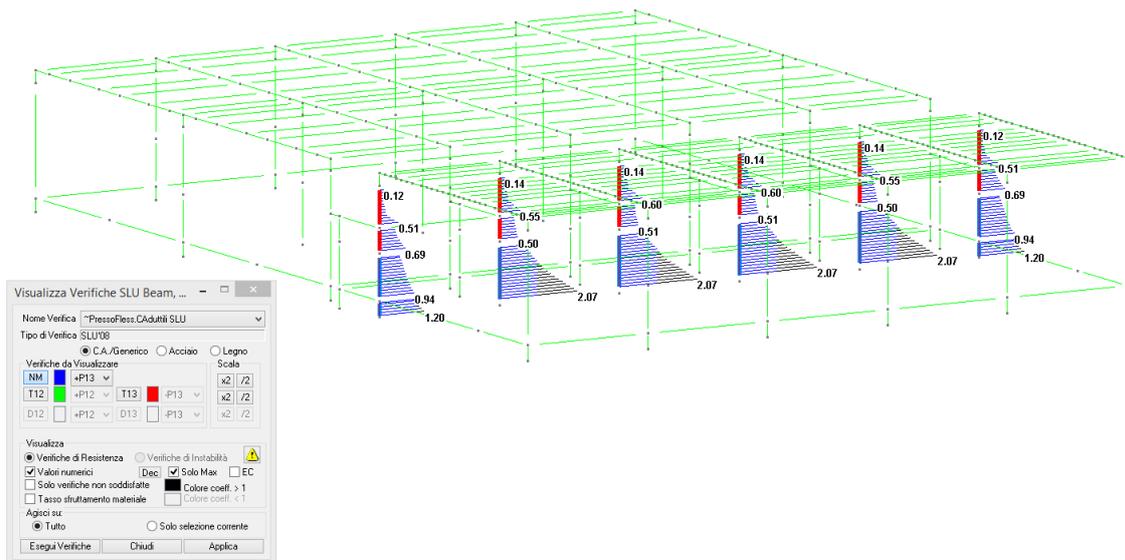
La procedura seguita per tali verifiche è la seguente:

- definire un materiale S 235-M1, caratterizzato dalle seguenti proprietà meccaniche:

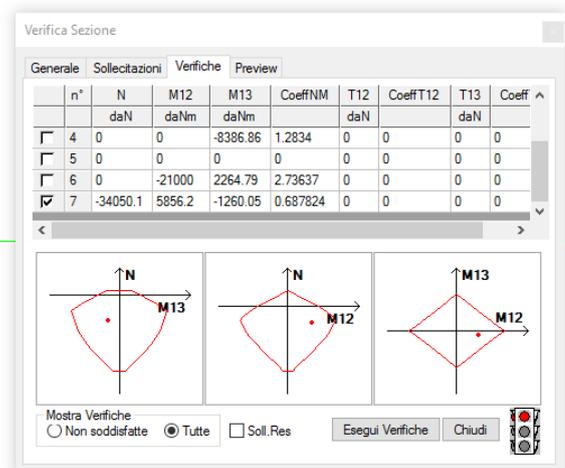
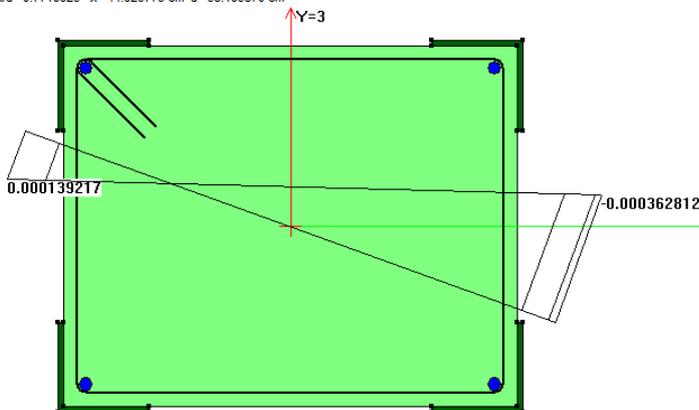


- assegnare l'acciaio S 235-M1 ai profili a L dell'incamiciatura;
- controllare i risultati delle verifiche a pressoflessione nella sezione di estremità del rinforzo.

Nel caso in esame, le verifiche conducono ai seguenti risultati:



Sezione: P4 ampl. 50x40 - Armatura 2
x/d= 0.7719925 x= 44.926773 cm d= 58.195870 cm



Nella sezione di estremità superiore del rinforzo la verifica risulta soddisfatta.

Va sottolineato come il programma valuti la resistenza della sezione considerando una deformazione piana, individuando la condizione in cui uno dei materiali presenti attinge alla deformazione ultima e calcolando le azioni interne corrispondenti mediante integrazione dei legami costitutivi dei materiali; questa condizione rappresenta lo stato limite ultimo di resistenza della sezione stessa. Il coefficiente di sfruttamento è il rapporto tra le sollecitazioni ultime così calcolate e le sollecitazioni agenti.

La delaminazione sulla sezione intermedia (modo 2) può essere verificata in modo semplificato imponendo che la tensione massima a SLU nel materiale di rinforzo non superi il seguente valore:

$$f_{fd,2} = 1/1,5 * (210000/4 * 2 * 1,08711 * 0,1/1,2 * (33,2 * 2,744)^{0,5})^{0,5} = 200,8769291 \text{ MPa};$$

conseguentemente:

$$\varepsilon_{fd} = f_{fd,2}/E_f \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0;$$

$$f_{fd,2}/E_f = 200,8769291 / 210000 = 0,0009566;$$

$$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_0 = \varepsilon_{sy} = 430 / 1,2 / 206000 = 0,0017395 \quad (\varepsilon_0 = 0 \text{ per sicurezza perché } < 0)$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,0017395$$

Nel caso degli FRP, la CNR-DT 200R1/13 pone un limite alla deformazione del materiale di rinforzo nel caso di rottura a flessione. Volendo tenere in conto tale limitazione anche in caso di rinforzi in acciaio S 235, si ottengono i seguenti valori:

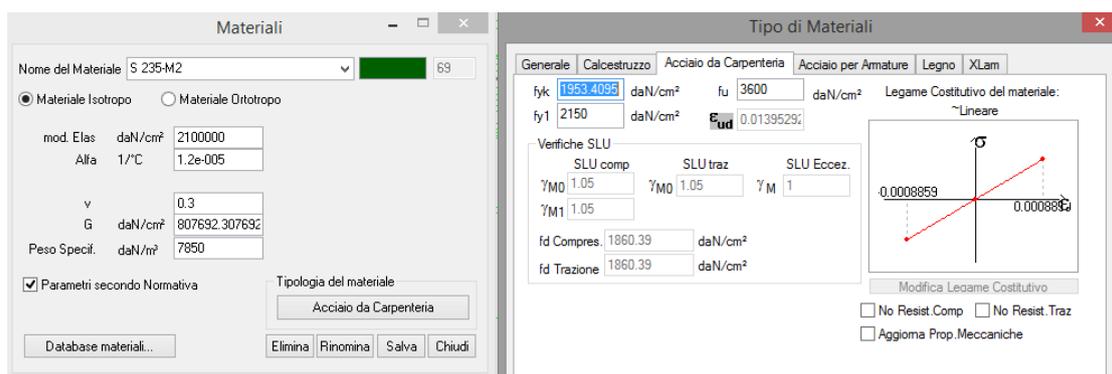
$$\varepsilon_{fd} = \min(\eta_a \varepsilon_{fk}/\gamma_f ; \varepsilon_{fd}) = \min(0,95 * 235/210000 / 1,2; 0,0017395) = 0,0008859.$$

Tale limitazione indica un comportamento del materiale in campo elastico: appare legittimo ricavarne un limite sulle tensioni pari a:

$$\Rightarrow f_{fd,2} = 0,0008859 * 210000 = 186,039 \text{ MPa}$$

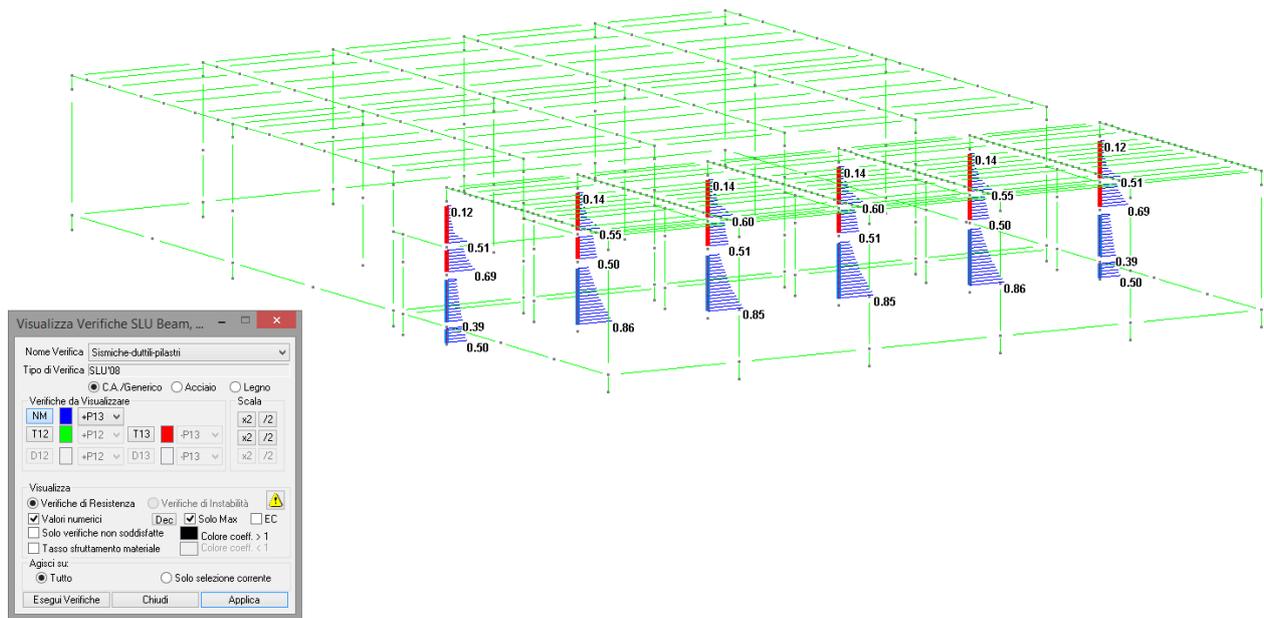
Il procedimento di verifica ricalca i passi precedentemente eseguiti:

- creare un materiale S 235-M2 con le proprietà meccaniche a seguito illustrate:



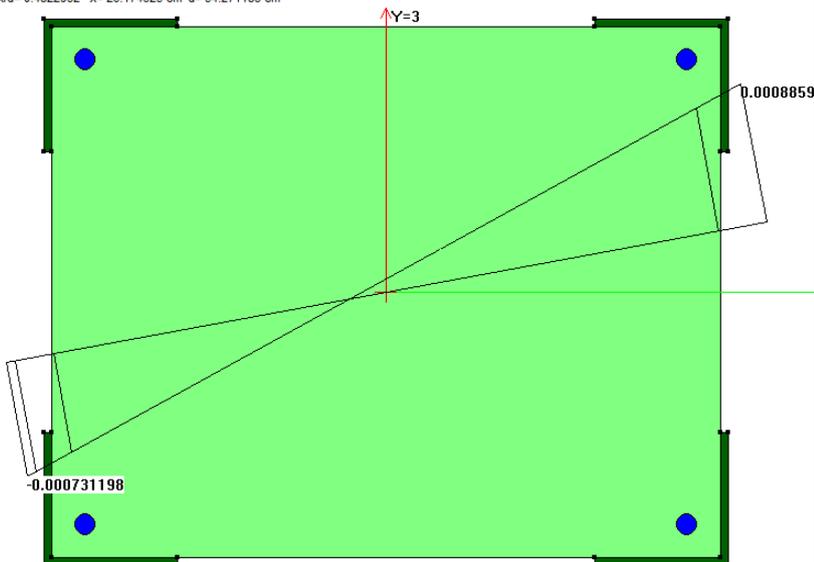
- assegnare agli elementi di rinforzo il materiale S 235-M2;
- rieseguire le verifiche a pressoflessione.

I risultati ottenuti sono illustrati in figura:



I coefficienti inferiori ad 1 attestano che le verifiche sono soddisfatte. Volendo scendere nel dettaglio, è possibile visualizzare l'andamento delle deformazioni in condizioni di stato limite ultimo nella sezione rinforzata: nell'immagine viene mostrata quella relativa alla verifica peggiore. Com'è evidente, le verifiche sono condotte nell'ipotesi che la sezione si deformi mantenendosi piana; la sezione raggiunge lo stato limite ultimo per resistenza a flessione attingendo alla deformazione $\epsilon_{fd} = 0,0008859$.

Sezione: Sezione di progettazione - Sezione Base
x/d= 0.4822932 x= 26.174625 cm d= 54.271183 cm



Progetto a tenso-pressoflessione deviata e taglio

Generale Verifiche Comandi Visualizza Verifiche SLU Beam, Truss

Progetto

Assegna posizioni a Momento Parametri Taglio Progetta

	n°	X	pos	pos	pos	N	M12	M'
		cm	M-	M+	T	daN	daNm	da!
Γ	935	270	-1	1	1	-18232.6	-1.71243e-007	1148.
Γ	759	0	-1	1	1	-22495.1	-2915.13	-803.
Γ	759	0	-1	1	1	-22495.1	2915.13	8037
Γ	758	0	-1	1	1	-29432	-20604.5	2149.
Γ	758	0	-1	1	1	-29431.9	20604.5	-2149.
Γ	758	0	-1	1	1	-29431.9	-20604.5	-2410.
Γ	568	0	-1	1	1	-34919.6	3.52027e-008	2150.

Selezione

Aste della selezione ~PILASTRI C.A.

Tutte Sezione Corrente Armatura Corrente

Mostra Verifiche

Peggiori Non soddisfatte Solo punti tipici

Peggiori per ogni asta Tutte Al passo di Involuppo scelto

Esecuzione Verifiche

Tipo Verifica

T.A. SLE Rara SLE q.perm. SLU SLU ecc.

Verifica Esporta per REI Edita armature Chiudi

Attiva Amplificaz. Soll. Gerarchia Resist./Limiti N in Verifica

I profili longitudinali dell'incamiciatura dovranno essere efficacemente ancorati alla base, mediante connessioni in grado di trasmettere gli sforzi alla fondazione.

Conclusioni

In una situazione come quella esaminata, con sforzi normali modesti, rilevanti momenti flettenti in condizioni sismiche e armature dimensionate senza tener conto di queste azioni, il contributo che i profili

metallici possono dare alla resistenza flessionale è risultato determinante. Il solo incremento di resistenza e duttilità del calcestruzzo per effetto del confinamento, nell'ambito di un'analisi lineare con impiego del fattore q , non ha dato infatti un incremento di resistenza risolutivo, in quanto i coefficienti di sicurezza risultano inferiori a quelli richiesti dalla norma.

D'altronde, la strada alternativa di eseguire un'analisi non lineare statica, in cui un incremento di duttilità potrebbe dare risultati più favorevoli, in questo caso può portare a conclusioni di minore attendibilità, in quanto il comportamento dell'edificio non è governato chiaramente da un modo di vibrare naturale principale: la partecipazione di massa del modo fondamentale in direzione x infatti è del 55%.

In passato, sezioni in calcestruzzo con rinforzi come quelli in oggetto erano calcolate, nell'ambito delle tensioni ammissibili, adottando per l'acciaio un coefficiente di omogeneizzazione più basso rispetto a quello impiegato per le armature (ad esempio variabile da 7 a 10). Nelle norme attuali, invece, si trovano indicazioni sulla progettazione di sezioni miste solo per strutture di nuova realizzazione; il metodo utilizzato in questo "esercizio" può pertanto fornire uno spunto per una procedura di calcolo applicabile a sezioni miste su edifici esistenti.

Ringraziamenti

Si ringrazia Ingeos - Studio Associato d'Ingegneria di Montecchio Emilia (RE) per aver fornito il modello di calcolo sulla base del quale è stato sviluppato il presente documento.