

L'INTERVENTO DI "CAPPOTTO SISMICO" CON Aedes.PCM

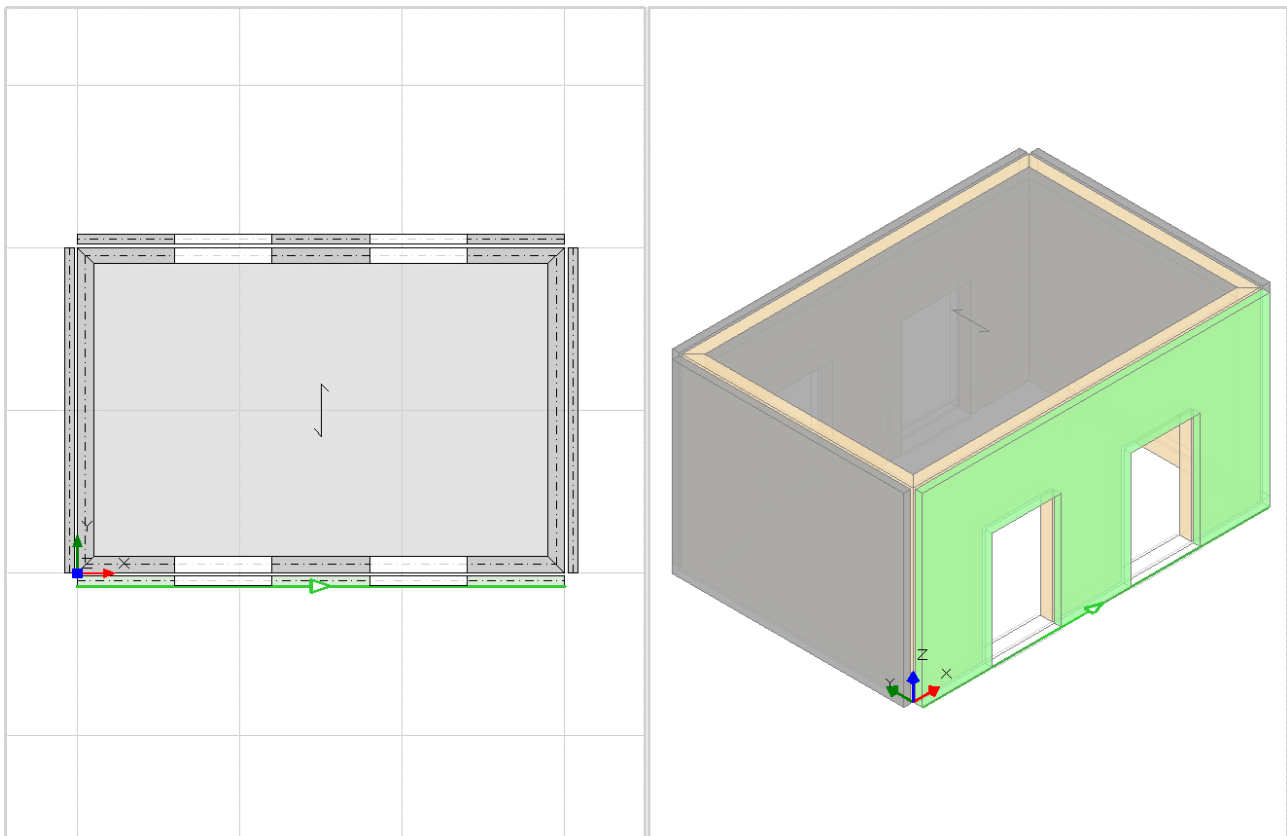
* Ricerca e Sviluppo di AEDES Software, francesco.pugi@aedes.it, www.aedes.it

SCHEMATIZZAZIONE DELL'INTERVENTO DI "CAPPOTTO SISMICO" CON PCM

Il **cappotto sismico** è una moderna tecnica di consolidamento di edifici esistenti, finalizzata ad **implementare le capacità antisismiche intervenendo solo sull'esterno** senza disturbare lo stato di esercizio e quindi l'agibilità degli ambienti. Questo approfondimento illustra le **potenzialità di Aedes.PCM** in merito all'analisi e la verifica di sistemi di rinforzo come il 'cappotto sismico' attraverso un semplice esempio.

Il modello di esempio consiste in una unità strutturale di forma rettangolare (7.5 x 5 m) costituita da pareti perimetrali in muratura di mattoni pieni e malta di calce e spessore pari a 25 cm. L'altezza dell'edificio è pari a 4 m. Sono presenti due aperture sulla facciata Nord e due aperture sulla facciata Sud di dimensioni 1.5 x 2.5 m.

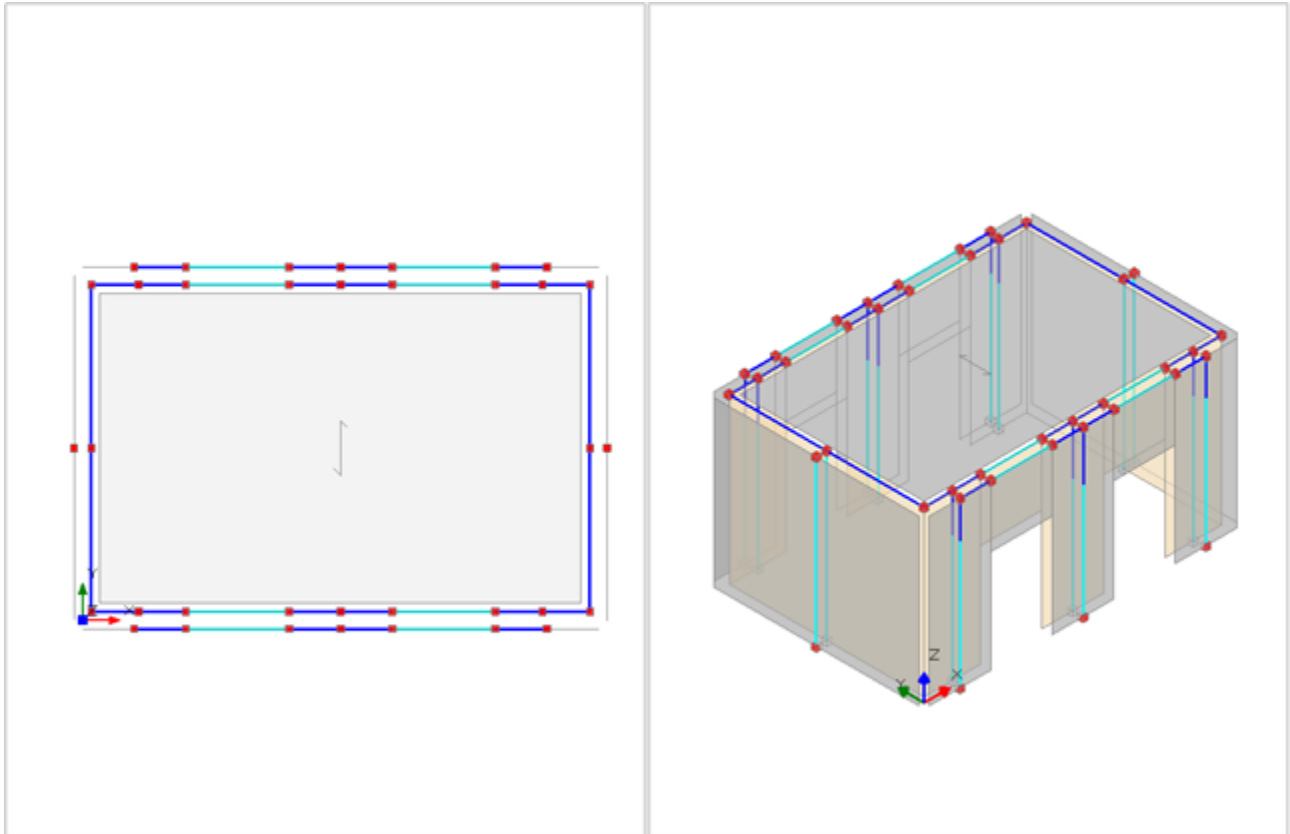
Tutto il perimetro esterno viene rinforzato con il sistema del "cappotto sismico" con uno spessore della parete in c.a. pari a 15 cm. Le pareti in c.a. sono state modellate effettuando una copia della parete in muratura esistente e modificando successivamente materiale e spessore del muro. La distanza tra le due pareti parallele è pari a 5 cm.



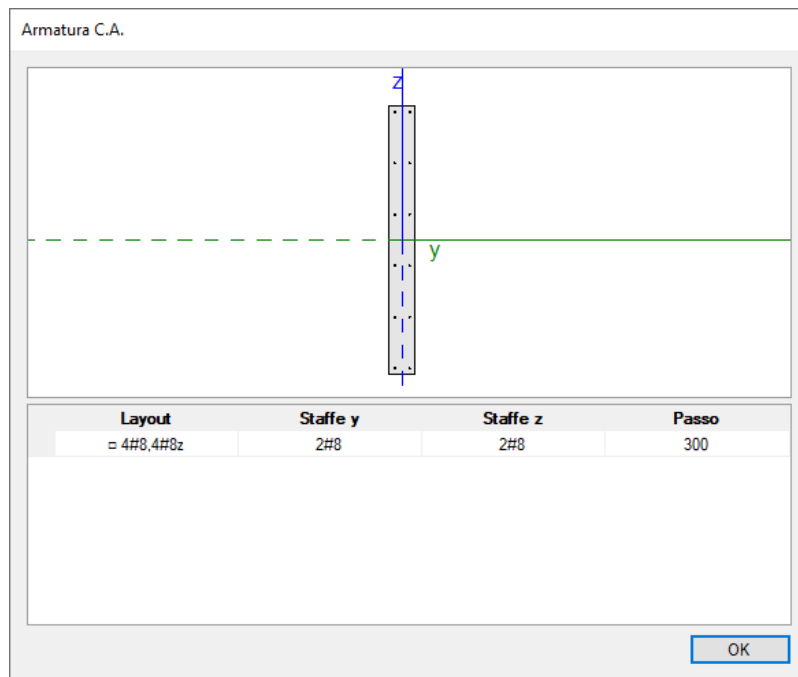
In fase di modellazione strutturale, il collegamento tra le pareti in muratura e le rispettive pareti in c.a. è assicurato dalla relazione master-slave, avendo definito il Livello 1 come infinitamente rigido. In questa

configurazione le azioni verticali statiche (carico distribuito del solaio) rimangono affidate alla struttura esistente, mentre le azioni orizzontali vengono ripartite in funzione della rigidità tra la nuova struttura e quella esistente.

Qualora non sia possibile contare sull'infinita rigidità degli impalcati nel piano orizzontale, il collegamento può essere realizzato per mezzo di link rigidi tra i nodi di sommità dei maschi murari e dei setti in c.a. inserendo opportuni svincolamenti (traslazione verticale) per evitare che il setto in c.a. collabori con la parete esistente nella resistenza ai carichi statici verticali.



I setti e le fasce in c.a. sono stati armati simulando la presenza su entrambe le facce di una rete elettrosaldata con diametro dei ferri pari a 8mm e maglia 30x30 cm. In particolare, le barre longitudinali sono state definite per mezzo di layout di armatura rettangolari dove il numero di barre disposte in direzione z (asse locale dell'asta) è stato specificato in modo tale da avere un passo delle barre pari a circa 30 cm.



Qualora i setti in c.a. fossero armati per mezzo di una sola rete disposta al centro della sezione, l'armatura può essere comunque ricondotta ad un layout rettangolare specificando opportunamente le distanze dal bordo e il diametro delle barre (che devono avere sezione pari a metà della sezione delle barre reali).

Sia per gli elementi in muratura che per gli elementi in c.a. è stata definita una rigidezza fessurata pari al 50% della rigidezza elastica. La riduzione di rigidezza permette di tener conto delle fessurazioni che si registrano in campo elastico a causa della parzializzazione delle sezioni.

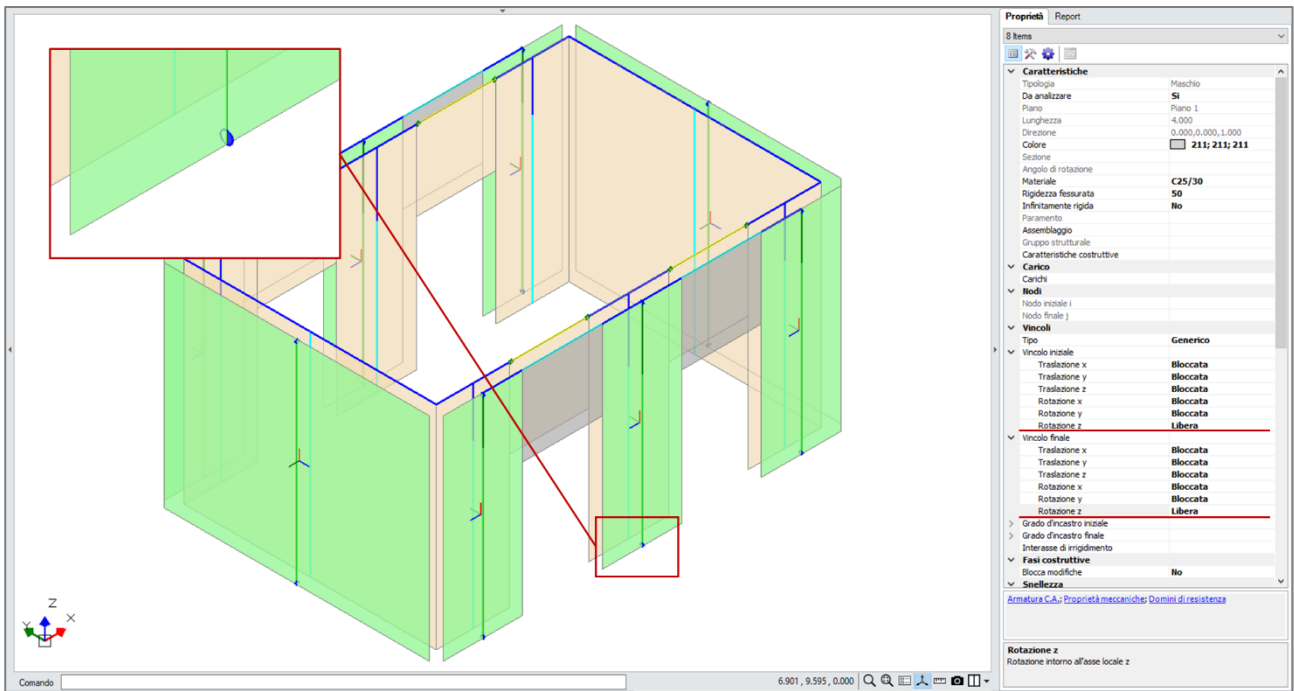
Nel corso delle analisi, per i setti in c.a. viene svolta una verifica a pressoflessione deviata nelle sezioni di estremità in modo analogo a quanto avviene per i pilastri.

Nell'**analisi statica non lineare**, quando il momento sollecitante supera il momento resistente viene introdotta una cerniera plastica che impedisce l'aumento di momento sollecitante sia nel piano di flessione complanare che nel piano ortogonale (il punto di sollecitazione fuoriesce dal dominio di resistenza tridimensionale).

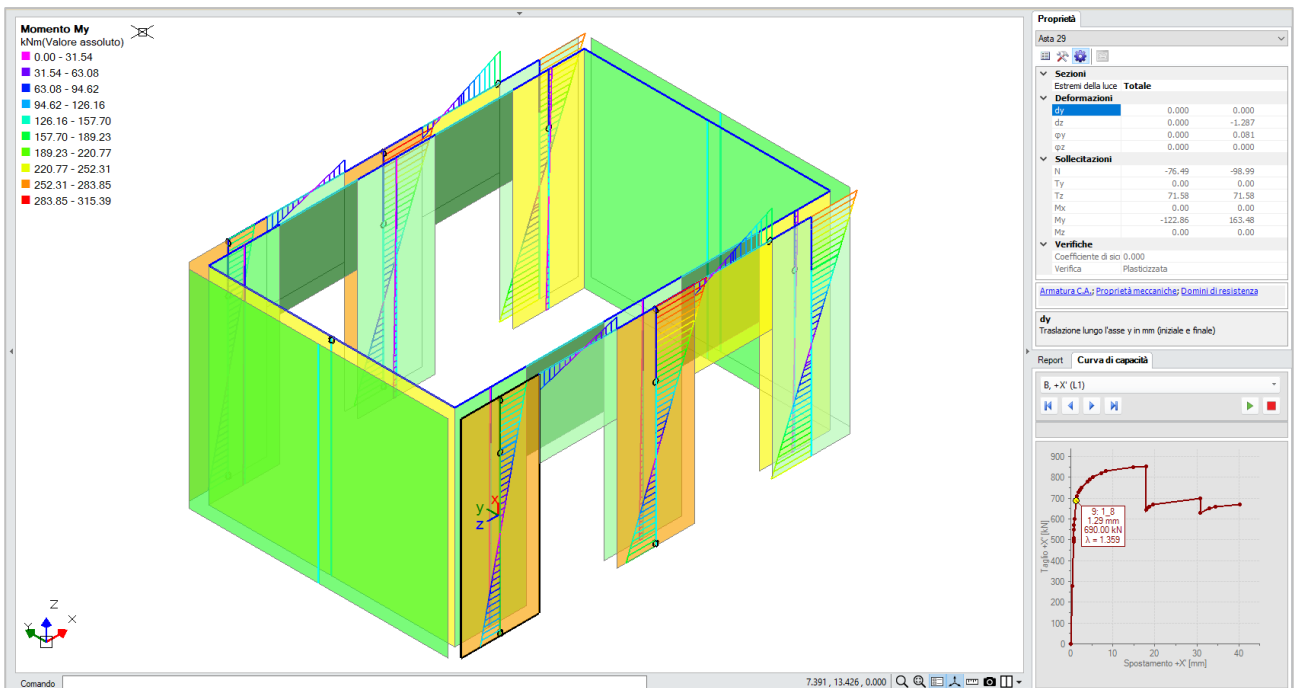
Tuttavia, nel caso del cappotto sismico un'eventuale crisi dovuta al momento sollecitante nel piano ortogonale, che, per quanto osservato, condiziona lo sviluppo della resistenza nel piano di flessione complanare, assume importanza secondaria, in quanto lo scopo fondamentale delle lastre in c.a. è lo sviluppo della resistenza nel piano.

Per tali motivi, appare opportuno annullare la componente di momento flettente ortogonale e verificare i setti in termini di pressoflessione retta nel piano complanare. Per farlo è stato sufficiente svincolare la rotazione z a entrambi gli estremi dei setti in c.a.

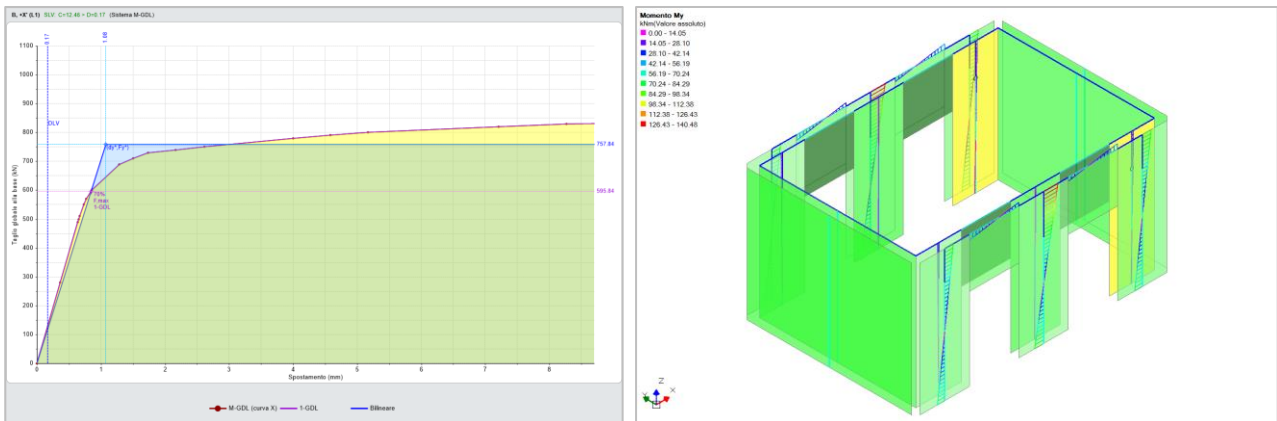
In seguito a questi svincolamenti la matrice di rigidezza della struttura potrebbe risultare singolare per via di labilità locali nei nodi. Un'apposita segnalazione informa su quali siano i nodi interessati e le componenti di rotazione che risultano labili. Per proseguire nelle analisi è sufficiente bloccare le componenti di rotazione segnalate.



Si svolge quindi un'Analisi Statica Non Lineare (Pushover): la figura seguente è relativa all'analisi svolta in direzione +X. Nel corso dell'analisi incrementale notiamo la progressiva plasticizzazione degli elementi. I setti in c.a. in virtù della maggior rigidezza sono sottoposti a sollecitazioni maggiori rispetto ai maschi murari, pertanto sono tra i primi elementi a entrare in campo plastico.



Il comportamento della struttura di rinforzo in c.a. di tipo non dissipativo può essere accertato verificando (a posteriori, dopo l'elaborazione della curva di capacità) che in corrispondenza del punto di funzionamento (cioè il punto della curva di capacità con spostamento pari alla domanda di spostamento per SLV) non siano ancora intervenute plasticizzazioni negli elementi in c.a.



In questo caso particolare, la domanda di spostamento è di soli 0.14 mm e per questo spostamento la struttura è ancora in campo lineare. Infatti, le prime plasticizzazioni di due maschi murari si registrano in corrispondenza del secondo punto della curva di capacità per uno spostamento pari a 0.36 mm.

In ogni caso, lo svolgimento dell'analisi statica non lineare (pushover) è obbligatorio per Normativa (§7.8.5, D.M. 17.1.2018), quando si considera la collaborazione delle strutture resistenti in diversa tipologia (muratura e c.a.). Evidentemente, in un caso semplice come l'esempio illustrato, le murature sono tutte affiancate da lastre in c.a., e quindi la loro funzione antisismica potrebbe essere trascurata: sempre secondo §7.8.5 diventa allora possibile svolgere un'analisi dinamica modale lineare, affidando la resistenza sismica alle sole pareti in c.a.

In questo caso per tener conto del comportamento non dissipativo della parete di rinforzo in c.a. è necessario specificare un fattore di comportamento q compreso tra 1 e 1.5 da valutare secondo le indicazioni normative (NTC 2018, §7.3).

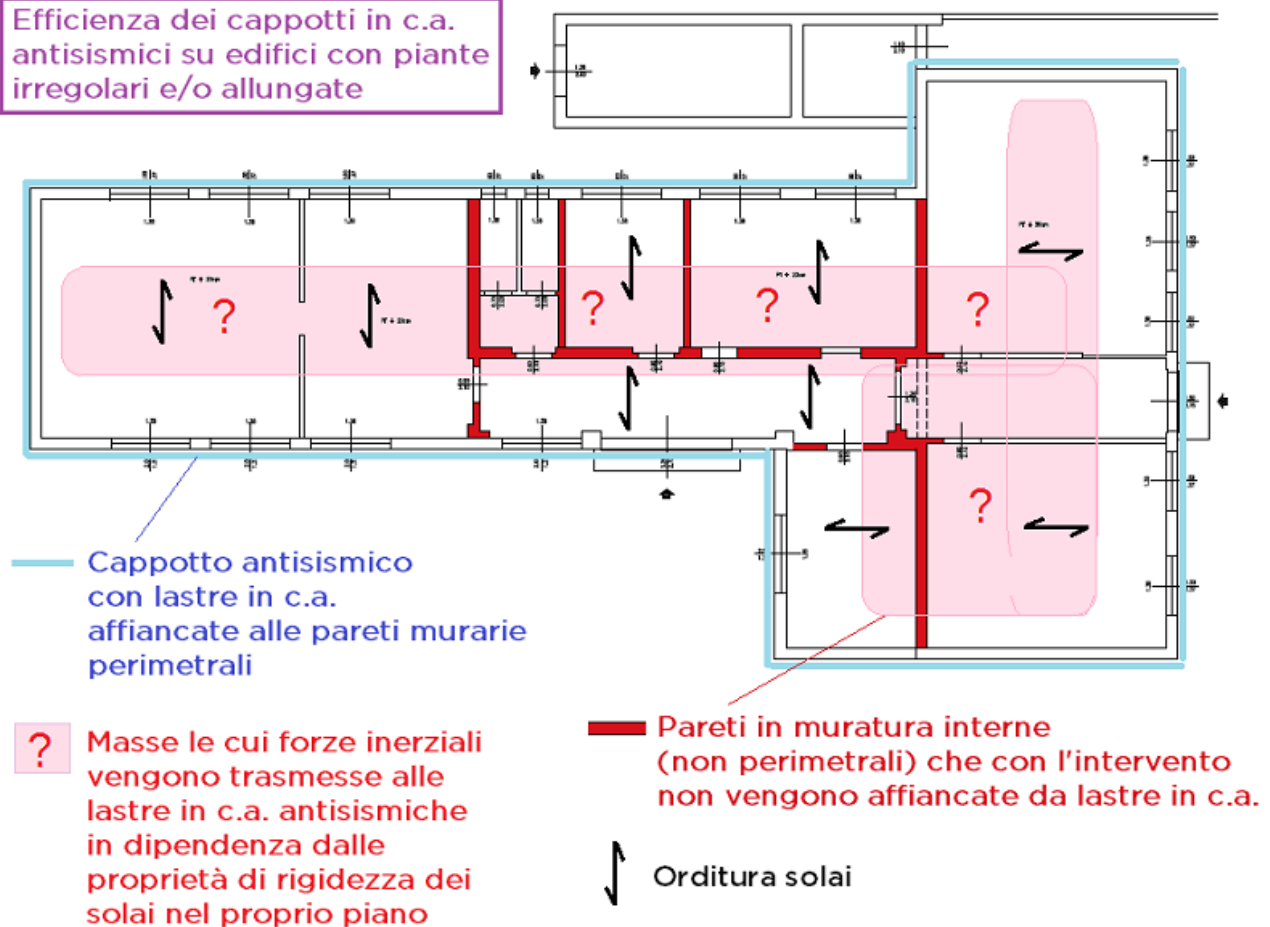
Negli edifici reali, più o meno articolati in pianta, laddove le strutture murarie interne (non rinforzate) rappresentano una quota parte considerevole del sistema sismoresistente, **le analisi sismiche lineari potrebbero non interpretare correttamente il comportamento reale dell'edificio ed è consigliabile l'analisi statica non lineare**, lasciando all'elaborazione il compito di ripartire le azioni sismiche in base alla disposizione e ai parametri specifici delle pareti in muratura e delle lastre in c.a.

INTERVENTO DI "CAPPOTTO SISMICO": CONSIDERAZIONI APPLICATIVE

E' opportuno esaminare l'efficienza dell'intervento di "cappotto sismico" con lastre in c.a. in relazione ai parametri caratteristici degli edifici reali.

Un esempio è illustrato in figura seguente, dove la pianta dell'edificio presenta forma irregolare, con una parte "allungata".

Efficienza dei cappotti in c.a. antisismici su edifici con piante irregolari e/o allungate



Sul cappotto sismico esteso a tutto il perimetro sorgono alcune importanti considerazioni.

(a) Capacità dei solai di trasmettere le azioni inerziali prodotte dalle masse 'interne' dell'edificio (carichi di impalcato e muri portanti non perimetrali) alle pareti perimetrali e quindi alle lastre in c.a. del cappotto.

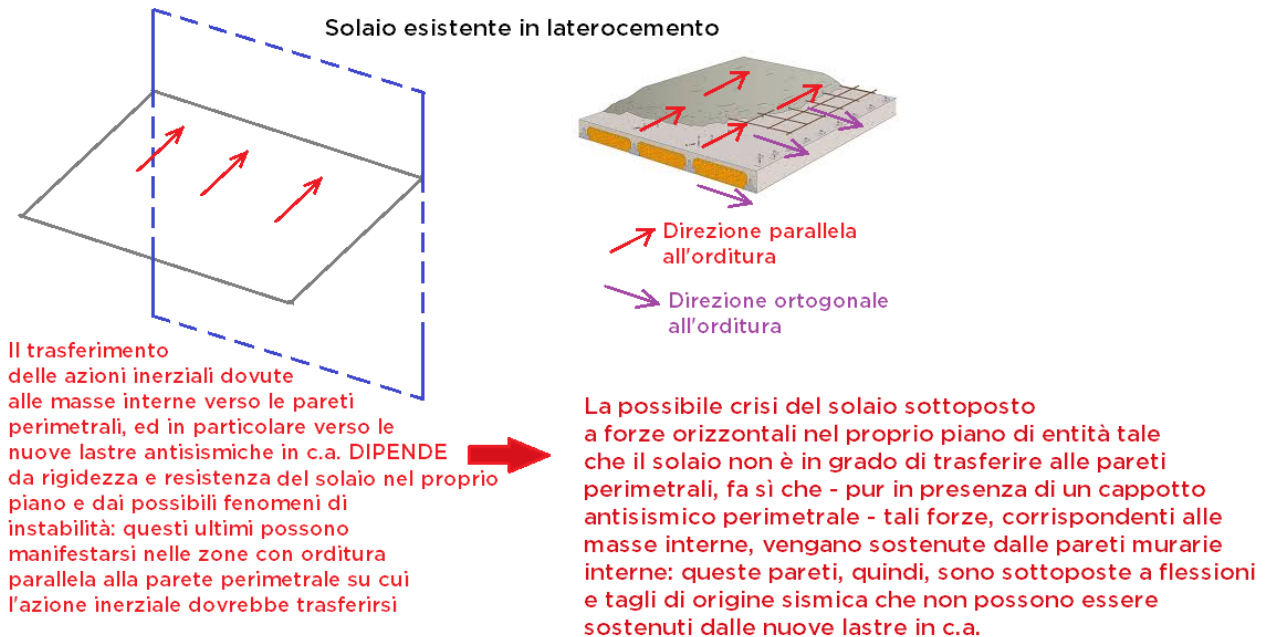
Su una pianta irregolare, estesa o comunque caratterizzata da masse 'interne' significative, la valutazione con analisi globale (pushover) dell'intervento perimetrale - la cui origine concettuale risiede nell'implementazione delle capacità sismoresistenti dell'edificio senza intervenire dall'interno e quindi senza interrompere la condizione di esercizio, ossia l'agibilità degli ambienti - deve essere necessariamente integrata dalla verifica sulla capacità dei solai di trasmettere le azioni inerziali prodotte da tali masse 'interne' alle strutture perimetrali.

Le azioni sui solai complanari al proprio piano si possono ricavare rilevando le forze sismiche, p.es. in corrispondenza del punto di funzionamento per lo stato limite SLV, e la loro distribuzione fra gli elementi strutturali, considerando la differenza fra il caso dei solai deformabili e quello dei solai rigidi.

Ad es. per un muro interno questa differenza è l'azione inerziale che il solaio deve sopportare per farla migrare verso le pareti perimetrali (nota: questi comportamenti sarebbero sempre da sottoporre a verifica nel caso di ipotesi di impalcato rigidi; a maggior ragione è necessario un controllo se nel perimetro si realizzano lastre in c.a., più o meno spesse, con lo scopo di affidare principalmente a loro la resistenza sismica).

La possibile crisi dei solai, dovuta a limitate rigidità e resistenza e a fenomeni di instabilità nel proprio piano, implica, oltre al danneggiamento dell'impalcato, che le pareti murarie interne siano sottoposte a

tagli e flessioni di origine sismica che non possono essere sostenuti dalle lastre in c.a.
L'intervento sul solo perimetro esterno rischia quindi l'inefficacia nei confronti delle strutture interne.



(b) Comportamento delle connessioni fra solai e pareti murarie perimetrali collegate alle lastre in c.a.

La crisi dei solai potrebbe non solo manifestarsi nella superficie di sviluppo del solaio stesso, ma anche nei collegamenti solaio-pareti che recentissime Ricerche (Mariani e Pugi, 2020: *Jerk: effetti delle azioni sismiche impulsive e crisi locali nelle strutture in muratura*: <https://www.ingenio-web.it/27402-jerk-effetti-delle-azioni-sismiche-impulsive-e-criasi-locali-nelle-strutture-in-muratura>) hanno identificato come possibili punti critici nei confronti dei contenuti impulsivi dell'azione sismica. Maggiore è la massa che afferrisce a tali connessioni, maggiore è l'effetto impulsivo. Occorrerà quindi particolare cura per gli elementi di collegamento muratura-c.a., ma non solo: anche dal lato interno, il collegamento esistente fra solaio e muratura potrebbe richiedere un rafforzamento.

(c) Modifica del centro delle rigidzze con possibile magnificazione di effetti torsionali.

Le lastre in c.a. perimetrali possono produrre uno sbilanciamento del centro delle rigidzze laddove in pianta si rilevi una presenza importante di pareti murarie interne. L'elevata nuova rigidzza solo perimetrale potrebbe originare torsioni elevate, con aggravamento dello stato di sollecitazione delle murature interne.

CAPPOTTO SISMICO E ANALISI STRUTTURALE: SINTESI OPERATIVA

Il cappotto sismico è una moderna tecnica di consolidamento di edifici esistenti, finalizzata ad implementarne le capacità antisismiche intervenendo solo sull'esterno senza disturbare lo stato di esercizio e quindi l'agibilità degli ambienti. La sua riuscita ottimale deve essere calibrata con un'adeguata analisi strutturale tenendo presente, oltre alle modalità di schematizzazione degli elementi resistenti verticali (shell o beam), una serie di altri aspetti di primaria importanza, che possono essere sintetizzati nei seguenti punti.

(1) Piante limitate e compatte, edifici regolari.

Il cappotto sismico deve essere calibrato in modo da sostituire la funzione antisismica delle murature

perimetrali: dal punto di vista del calcolo strutturale, è possibile eseguire un'analisi dinamica modale, considerando per i setti in c.a. un comportamento non dissipativo.

(2) Edifici articolati, con piante più o meno irregolari e con presenza di significative murature portanti interne: analisi globale.

L'analisi globale deve necessariamente essere di tipo non lineare (analisi pushover), e il consolidamento verrà in tal modo calibrato anche in relazione agli effetti sulle sollecitazioni sismiche nelle pareti murarie interne.

(3) Edifici articolati, con piante più o meno irregolari e con presenza di significative murature portanti interne: verifica di capacità dei solai.

In caso di impalcati rigidi, è necessario affiancare all'analisi globale la verifica di capacità dei solai per trasmettere le azioni inerziali nel proprio piano e farle migrare dalle pareti murarie interne alle pareti perimetrali consolidate con le lastre.

In sostanza, per la corretta analisi dell'edificio non è importante solo la modellazione degli elementi strutturali verticali (shell o beam) ma è altrettanto fondamentale considerare la capacità del solaio esistente per azioni nel proprio piano.

(4) Controllo su modi torsionali indotti.

E' necessario in ogni caso eseguire un'analisi modale della struttura originaria e di quella consolidata, confrontando la variazione dei modi di vibrare e l'eventuale insorgenza o amplificazione di modi torsionali, preferibilmente da evitare (è possibile a tal fine agire anche su spessori diversi delle lastre in c.a. su prospetti differenti, in modo da bilanciare gli effetti).

Un'ulteriore osservazione. Le considerazioni proposte fanno riferimento al caso di un impalcato rigido, considerato preferibile per questa tecnologia di intervento con lastre in c.a. esterne collegate attraverso i cordoli di piano alla struttura esistente. Ma in un edificio esistente in muratura i solai potrebbero non assicurare una rigidezza sufficiente per questo tipo di schematizzazione: nel caso di **impalcati deformabili**, l'analisi globale, non lineare, è comunque in grado di descrivere le sollecitazioni sismiche competenti ai diversi elementi strutturali senza la necessità di ulteriori valutazioni sulla migrazione delle azioni orizzontali verso le pareti consolidate esterne. E' tuttavia possibile che l'efficacia dell'intervento ne risulti ridimensionata a causa delle deformazioni locali interne che potrebbero essere poco influenzate dall'intervento sul perimetro esterno.