Documento esplicativo Por Lu2010

Analisi pushover in Por 2000

I recenti sviluppi normativi hanno introdotto l'analisi statica nonlineare, detta anche Analisi Pushover, come ulteriore strumento di valutazione del comportamento di strutture soggette a sisma. In particolare l'Opcm 3274 al punto 4.5.4.1 e il Dm08 al punto 7.3.4.1 dispongono che l'analisi statica nonlineare può essere applicata per gli scopi e i casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 che interviene nel calcolo del fattore di struttura q,
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati col fattore di struttura q,
- in sostituzione dei metodi di analisi lineari per gli edifici di nuova costruzione,
- come metodo di valutazione della capacità di edifici esistenti.

Questa modalità di analisi si basa su due assunzioni:

- che la risposta della struttura possa essere legata a quella di un sistema "ridotto equivalente" ad un solo grado di libertà;
- che la risposta dinamica alle azioni sismiche del sistema ridotto sia riconducibile a quella di in sistema elastico "equivalente".

La prima assunzione implica che la deformata della struttura sia in definitiva controllata da un solo modo deformativo e mantenga la stessa forma per tutta la durata del sisma; la seconda implica una appropriata definizione dei parametri del sistema elastico equivalente (massa, rigidezza e viscosità) in modo che possa istituirsi una relazione semplice tra le escursioni massime in spostamento nei due sistemi.

Entrambe le ipotesi trovano riscontro solo come approssimazione grossolana, tuttavia una serie ormai numerosa di investigazioni ha mostrato come, per questa via, si possano ottenere informazioni significative del comportamento reale delle strutture, almeno nei casi, tutto sommato frequenti, in cui la risposta è dominata da un solo modo deformativo. L'analisi pushover fornisce in effetti informazioni, quanto meno sul piano qualitativo, su aspetti importanti della risposta che in analisi basate su una modellazione elastico-lineare sono messe in conto solo in modo forfettario attraverso l'introduzione euristica del cosiddetto fattore di struttura q, in particolare:

- permette di tener conto delle riserve di duttilità e di resistenza che la struttura conserva anche oltre il limite elastico;
- permette di tener conto del degrado di resistenza in elementi soggetti a deformazioni elevate;
- segnala la presenza di elementi potenzialmente fragili ed la loro influenza sulla sicurezza complessiva della struttura;
- segnala gli elementi e le zone della struttura potenzialmente soggette a deformazioni più elevate.

Modellazione degli elementi resistenti

Può essere utile in questo contesto premettere alcune note informative riguardanti la modellazione.

Gli elementi resistenti

Il modello di calcolo assume come elementi resistenti all'azione sismica i maschi murari, chiamati anche setti, corrispondenti alle porzioni di muratura comprese fra due aperture successive, fra una apertura e un nodo d'incrocio o fra due nodi in assenza di apertura intermedia.

Le ipotesi di base

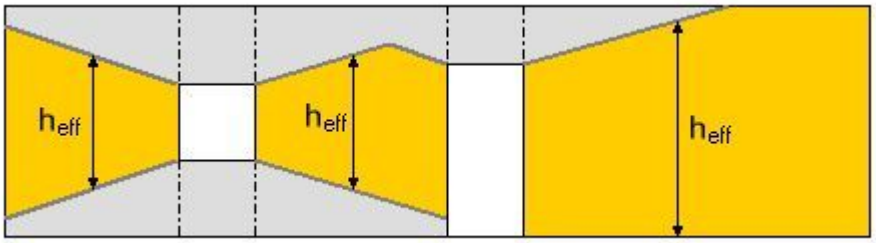
Le ipotesi base assunte nella modellazione sono che i maschi murari abbiano un comportamento tipo shear-type, ovvero abbiano rotazioni al piede e in testa impedite e che il loro spostamento in pianta sia descrivibile come roto-traslazione rigida.

La prima ipotesi è generalmente accettabile ai fini tecnici quando sussiste fra le pareti un sufficiente grado di ammorsamento tale da garantire un comportamento scatolare dell'insieme. In queste condizioni infatti, la presenza dei muri trasversali limita notevolmente la rotazione delle sezioni terminali delle murature, rendendo plausibile l'ipotesi di rotazioni impedite al piede e in

testa. Inoltre, nel caso di setti adiacenti ad aperture, la deformabilità del collegamento può essere messa in conto, come in effetti si fa in Por 2000, attraverso un appropriato trattamento del nodo a dimensione finita.
Per quanto riguarda la seconda ipotesi, questa non discende, come pure a volte semplicisticamente si dice (mutuando dal caso degli edifici in c.a.), dalla presenza di solai di piano sufficientemente rigidi da impedire la deformazione in pianta della struttura (la rigidezza dei solai, anche se realizzati in laterocemento, resta irrisoria rispetto a quella della muratura portante) ma è conseguenza anch'essa del comportamento scatolare dell'edificio. Infatti, se i muri sono validamente ammorsati negli incroci, possiamo assimilare la pianta di un edificio murario ad una sezione pluriconnessa, dotata quindi di una forte rigidezza torsionale. In questo contesto, anche in assenza di solai, la risposta ad una spinta orizzontale lungo un setto non produce effetti solo locali, ma porta ad una collaborazione dell'insieme dei setti, che si manifesta con una roto-traslazione dell'insieme, e pertanto gli spostamenti in pianta risultano tali da poter essere decritti con buona approssimazione tramite un moto rigido del solaio.
La validità di entrambe le ipotesi resta ovviamente legata ad un pieno ammorsamento agli incroci murari ed ad una corretta realizzazione delle aperture, ma questi sono prerequisiti essenziali che una costruzione muraria deve comunque garantire. In tal caso le ipotesi forniscono un buon compromesso fra semplicità di analisi ed accuratezza di modellazione e sono accettabili ai fini tecnici, specie se si considera anche il livello delle approssimazioni coinvolte negli altri aspetti della modellazione (identificazione dei parametri elastici e di resistenza delle murature, valutazione dello stato di degrado ed altro). Si può anche osservare che, all'estremo opposto, una modellazione apparentemente più sofisticata, che veda pareti separate trattate come strutture intelaiate, porterebbe a trascurare del tutto gli effetti legati alla rigidezza torsionale della cassa muraria, con ciò perdendo l'aspetto forse più importante del comportamento della struttura.

Riconoscimento dei maschi murari

L'individuazione dei maschi passa attraverso il riconoscimento delle pareti, viste come assemblaggio di uno o più pannelli murari allineati in pianta. In questo contesto la presenza delle aperture, interrompendo la continuità della muratura, indeboliscono la resistenza della parete; ma per contro si osserva, in qualche misura, un aumento di rigidezza nelle immediate vicinanze dei vuoti, dovuto alla presenza delle fasce di piano sopra o sotto l'apertura. Studi sull'argomento modellano tale effetto con una riduzione dell'**altezza efficace h_{eff}** dei maschi posti a lato dell'apertura, tenendo conto di una angolo di diffusione degli sforzi in prossimità dei vuoti (vedasi sull'argomento: Mauro Dolce, "Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti", Corso sul Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica- Ordine Ingegneri di Potenza)
L'altezza netta così valutata interviene in sostituzione dell'altezza di piano nel calcolo della rigidezza tagliante e flessionale del setto.



Nell'ambito della parete, inoltre, è frequente trovare setti adiacenti non intercalati da una apertura. E' questo il caso dei setti a cavallo di un nodo di incrocio o di due setti in contatto, distinti per diversità di spessore o di materiale. Se si ipotizza che durante la deformazione non insorgano distacchi fra i due setti adiacenti (fatto plausibile per l'irrigidimento conferito dai solai), ovvero che l'insieme dei due setti mostri un comportamento solidale, è necessario amplificare in maniera opportuna le rigidezze flessionali dei singoli setti per tener conto del comportamento d'insieme. Questo aspetto di modellazione viene affrontato dal programma e risolto con l'omogeneizzazione delle rigidezze flessionali dei maschi riconosciuti in contatto.

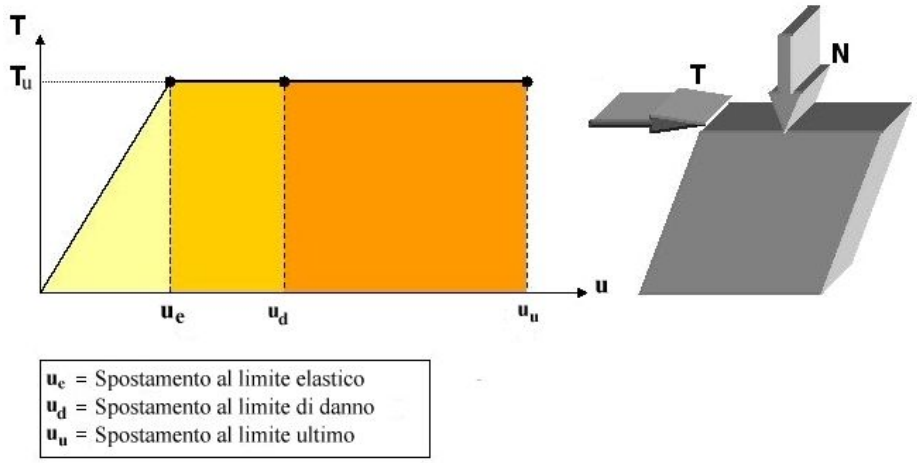
Considerazioni sulle fasce di piano

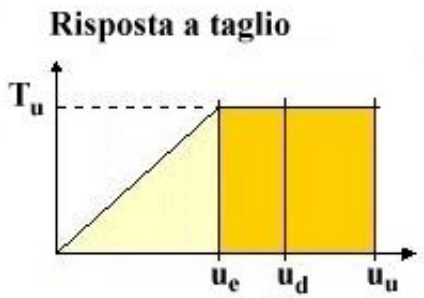
Come dicevamo al punto precedente, nella modellazione dei setti murari si considerano gli effetti di rigidezza delle fasce di piano, documentati in alcuni studi specifici. Il programma però non effettua verifiche di resistenza delle fasce di piano e le motivazioni per questa scelta sono diverse:

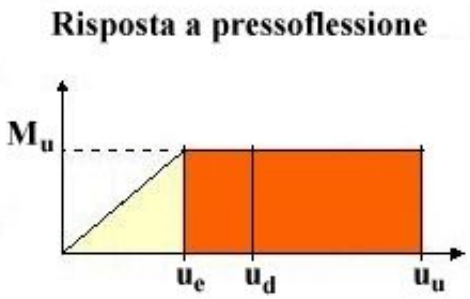
1. Innanzitutto, il comportamento di questa zona di muratura è molto complesso e dipende fortemente dalle modalità costruttive, come la consistenza dell'architrave, la presenza di un arco in mattoni o pietra per la raccolta della spinta verticale, l'eventuale disassamento tra le aperture, la presenza di catene ed altro. Ciò potrebbe rendere illusorio un trattamento semplicistico a telaio “equivalente”, specie la modellazione non tiene conto della forte ortotropia di comportamento della muratura.
2. In considerazione delle difficoltà di una corretta interpretazione del loro funzionamento statico, le regole dell'arte sono al riguardo tradizionalmente cautelative e forniscono prescrizioni relativamente restrittive sulla ampiezza delle aperture e sulle disposizioni costruttive. In realtà il cedimento della fascia per apertura di fessure verticali è un evento relativamente raro (più frequente la caduta della muratura sottostante all'arco di spinta, comunque da mettere in relazione con insufficienze costruttive).
3. In ogni caso, in presenza di dubbi sul funzionamento statico della fascia, devono sempre essere previsti interventi locali di rinforzo (con l'inserimento di catene, il rafforzamento degli architravi od altro) attraverso una progettazione "a regola d'arte".
4. Un eventuale cedimento della fascia non altera la resistenza a taglio delle pareti e quindi ha poca o nulla influenza sulla verifica a taglio in corrispondenza stato limite ultimo. Può avere influenza solo sulla verifica a pressoflessione longitudinale (cioè nel piano della parete) che tuttavia è quella tipicamente meno restrittiva. Problemi reali potrebbero nascere solo in presenza di un cedimento delle fasce così esteso da compromettere il comportamento scatolare della costruzione, che rappresenta la caratteristica più importante per la resistenza delle strutture in muratura, ma una adeguata attenzione alle buone regole dell'arte dovrebbe essere garanzia sufficiente che questa circostanza non si verifichi.

Comportamento meccanico dei maschi

Si suppone inoltre che l'elemento resistente abbia un comportamento elastico perfettamente plastico, definito da una resistenza ultima (a taglio e a pressoflessione longitudinale) e dai valori limite di deformazione (duttilità di danno, duttilità ultima). Nel seguito, verranno discussi con maggiore dettaglio i termini di resistenza e duttilità che definiscono il legame elasto-platico, in funzione delle indicazioni di normativa.



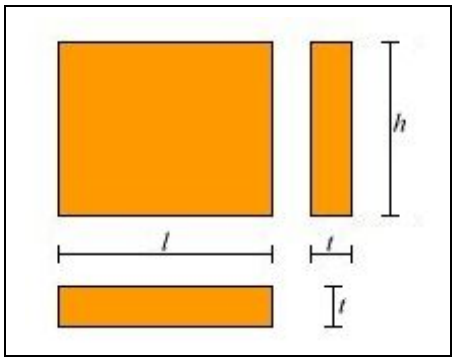




In virtù del comportamento elasto-plastico assunto per il maschio, la proporzionalità fra sforzo e spostamento è valida soltanto in campo elastico attraverso il valore calcolato di rigidezza, ossia fin tanto che lo spostamento **u**, dipendente sia dall'intensità della forza orizzontale applicata, sia dalle caratteristiche elastiche del setto di muratura, si mantiene inferiore allo spostamento al limite elastico $\mathbf{u_e}$. Oltre detto limite, entrando in campo fessurativo, la muratura dissipa energia sotto forma di deformazione plastica senza più rispettare la legge di proporzionalità forza-spostamento, ma bloccando la portanza raggiunta al limite superiore di resistenza, identificato nel valore del taglio ultimo T_u.o del momento M_u.
In funzione dei rapporti esistenti fra le resistenze T_u.e M_u, col progredire del processo deformativo il maschio arriverà al valore limite di resistenza per pressoflessione o per taglio. Da questo punto in poi, continua ad offrire la portanza limite raggiunta, finchè lo spostamento non raggiunge la soglia ultima, al di sopra della quale il maschio è dichiarato collassato e il suo contributo si annulla.

Rigidezza del maschio murario

La rigidezza di un maschio murario, nelle condizioni di rotazioni impedite al piede e in testa, si valuta in base alla teoria della trave deformabile a taglio e a flessione. In particolare, per un maschio di lunghezza l, altezza netta h e spessore t, il valore della rigidezza può essere determinato in base alla formula



$$K_m = \frac{G \cdot l \cdot t}{1.2 \cdot h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2}$$

Resistenza e duttilità della muratura

Generalmente gli edifici in muratura sono costituiti da elementi con caratteristiche diverse per geometria, rigidezza, duttilità e resistenza e pertanto si comportano in maniera altrettanto diversa allorché sottoposti a sforzo da parte dei carichi agenti.
Ciascun setto di muratura potrà tollerare valori limitati sia di sforzo che di deformazione e il modo attraverso cui resiste alle sollecitazioni dipende fortemente da queste caratteristiche.
In particolare, all'attingersi del massimo sforzo sopportabile, le risorse meccaniche si traducono nella capacità di assorbire energia per deformazione plastica, ed è proprio in questa fase che la muratura preserva la struttura dal repentino collasso fragile, giacché la quantità di energia dissipabile in campo plastico è spesso paragonabile, se non superiore, a quella che viene consumata in campo elastico.
D'altra parte anche le risorse in campo plastico evidenziano un limite, raggiunto il quale il setto è da considerare collassato e, non essendo più in grado di equilibrare i carichi esterni, deve essere escluso dall'insieme murario ancora resistente.

Risposta flessionale e a taglio dei maschi per analisi secondo Ntc08

I maschi murari sono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico ed ultimo definiti sia per la risposta flessionale, sia per la risposta a taglio.

Taglio ultimo longitudinale per edifici nuovi

Il valore del taglio ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula

$$\mathbf{T_u = (f_{vmo} + \tan\varphi\ \sigma_n)\ L\ B}$$

in cui:

L e B sono lunghezza e spessore del maschio murario (dimensioni in pianta),
f_{vmo} è la resistenza tangenziale media della muratura $\mathbf{f_{vmo} = f_{vk0}/0.7}$
f_{vk0} è la resistenza tangenziale caratteristica assegnata alla muratura
φ è l'angolo di resistenza a taglio della muratura (valore consigliato $\tan\varphi=0.4$)
σ_n è la tensione normale media, prodotta dal carico verticale e dalle precompressioni.

Taglio ultimo longitudinale per edifici esistenti

Il valore del taglio ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula

$$\mathbf{T_u = f_{vm}\ L\ B}$$

in cui:

L e B sono lunghezza e spessore del maschio murario (dimensioni in pianta),

f_{vm} è la resistenza tangenziale media della muratura ottenuta come:

$$f_{vm} = \frac{1.5 f_{vm0}}{k_b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 \cdot f_{vm0}}}$$

f_{vm0} è la resistenza tangenziale media di calcolo per carico verticale nullo
$f_{vm0} = f_{vk0}/(0.7*\gamma_c)$
γ_c è un fattore riduttivo per le resistenze (fattore di confidenza),
k_b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione
$k_b = H/L$, con valori limitati nel range $1 \leq k_b \leq 1.5$
f_{vk0} è la resistenza tangenziale caratteristica assegnata alla muratura
σ_n è la tensione normale media, prodotta dal carico verticale e dalle precompressioni.

Momento ultimo longitudinale

Il valore del momento ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula

$$\mathbf{M_u = (L^2\ B\ \sigma_n/2)\ (1 - \sigma_n/(0.85\ f_d))}$$

in cui:
L e B sono lunghezza e spessore del maschio murario,
f_d è la resistenza normale di calcolo della muratura, $\mathbf{f_d = f_k/\gamma_c}$
f_k è la resistenza normale caratteristica assegnata alla muratura
γ_c è un fattore riduttivo per le resistenze (fattore di confidenza),
σ_n è la tensione normale media.

Nel caso di murature rinforzate con intonaco armato o compositi fibrorinforzati si tiene conto del contributo a trazione offerto dall'armatura o dalle fibre.

Limiti di duttilità

Nell'ambito di un modello elastico-perfettamente plastico del setto murario, i limiti di duttilità determinano i valori di spostamento in corrispondenza dei quali si assume venga raggiunto un particolare stato limite: di danno, di collasso a taglio o di collasso a flessione.
Nella normativa i limiti di duttilità vengono espressi in rapporto all'altezza di calcolo del setto, secondo la seguente tabella, in accordo con le disposizioni del Dm08 (punti 7.3.7.2, 7.8.2.2 e 7.8.3.2) e della Opcm 3471 (punti 4.11.2, 8.2.2, 8.3.2 e 11.5.8).

	Tipo di muratura		
	Ordinarie esistenti	Ordinarie nuove	Armate
Duttilità al limite di danno	0.003 h	0.003 h	0.004 h
Duttilità al limite ultimo: collasso a taglio	0.004 h	0.004 h	0.006 h
Duttilità al limite ultimo: collasso a p.flessione	0.006 h	0.008 h	0.012 h

Sebbene nella normativa non si faccia menzione di fattori di sicurezza da applicare ai valori tabellati sopra, il programma consente la possibilità di applicare un fattore di sicurezza (maggiore o uguale ad uno) che possa tener conto di probabili effetti sfavorevoli all'estrinsecarsi della duttilità, come ad esempio per localizzazione delle deformazioni o per danneggiamenti già esistenti (vedi § Duttilità limiti, Capitolo 4 del Manuale).
In particolare, i valori di calcolo delle duttilità limiti si ottengono come:
$d_D = d_{kD}/\gamma_d$ duttilità limite di danno,
$d_U = \mu_{kU}/\gamma_d$ duttilità limite ultima al collasso,
in cui:
d_{kD} e d_{kU} sono le duttilità limite (di danno e ultima) assegnati per il tipo di muratura,
γ_d è il fattore di sicurezza sulle duttilità assegnato ($\gamma_d \geq 1$).

Informazioni generali sull'analisi pushover

L'analisi statica nonlineare (detta anche analisi pushover) si esegue sulla struttura di elevazione facendo variare la direzione sismica e la distribuzione delle accelerazioni sull'altezza del fabbricato. L'utente può impostare in particolare il numero di scansioni sismiche da effettuare e selezionare le distribuzioni di accelerazioni da applicare nell'analisi (solo lineare, solo costante, lineare e costante). A questo riguardo, la normativa Ntc08 (punto 7.2.4.1) richiede di considerare almeno due forme di distribuzione delle forze sismiche sull'altezza del fabbricato:

- una distribuzione lineare, ovvero derivata da una distribuzione lineare di accelerazioni,
- una distribuzione uniforme, ovvero derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni.

Per entrambe le forme si calcola il fattore di partecipazione e lo si applica nella valutazione dei taglianti di piano, moltiplicandoli per il fattore calcolato.

L'analisi è condotta applicando sulla struttura i carichi statici quasi-permanenti ed una distribuzione variabile di accelerazioni sismiche agenti in una prefissata direzione o le forze statiche equivalenti. Si instaura quindi un processo incrementale di carico sull'azione sismica, protratto fino al raggiungimento del collasso. Gli elementi resistenti sono considerati a comportamento elasto-platico, con limiti di duttilità definiti per il limite di danno ed ultimo in funzione del tipo di muratura.
Nel corso dell'analisi sono riconosciuti i seguenti stati limite:

- **stato limite di danno (SLD)**,
  segnalato dal primo raggiungimento in un setto dello spostamento limite di danno, definito dalla corrispondente duttilità limite e dal fattore di sicurezza applicato.
- **stato limite di salvaguardia vita (SLV)**,
  segnalato dal primo raggiungimento in un setto dello spostamento limite ultimo di collasso, definito dalla corrispondente duttilità limite e dal fattore di sicurezza applicato. In funzione delle caratteristiche di resistenza del setto, il collasso potrà avvenire per taglio o per pressoflessione longitudinale e, nei due casi, lo spostamento ultimo sarà definito dalla corrispondente duttilità ultima (a taglio o a pressoflessione). Un setto che ha raggiunto la soglia di collasso non darà più contributi di portanza per i passi di carico successivi e da questo punto in poi si registra in genere un calo di portanza.
- **stato limite di collasso (SLC)**,
  segnalato da una caduta di carico superiore ad un valore limite predefinito, tipicamente impostato fra il 15% e il 20% della forza massima raggiunta.

L'analisi è ripetuta con un una diversa orientazione in pianta della spinta sismica, in modo da coprire, attraverso una scansione angolare, tutte le possibili direzioni di incidenza sismica (la verifica terrà conto dei risultati più restrittivi forniti dalle diverse analisi).

Nel caso delle murature il metodo è utilizzato prevalentemente come metodo per la valutazione della sicurezza sismica di edifici nuovi o esistenti e consiste nel calcolare le accelerazioni al suolo (capacità di pga su roccia) sostenibili dalla struttura negli stati limite menzionati (SLD, SLV, SLC) e di confrontarle con le corrispondenti accelerazioni di progetto (domanda di pga su roccia), imposte dalla normativa.

Svolgimento dell'analisi

Si parte assumendo una distribuzione di accelerazioni, il più possibile rappresentativa del campo di accelerazioni indotto dal sisma. Indicando con **w** la forma modale e con a_g il valore di riferimento dell'accelerazione sismica al suolo, il sistema di forze inerziali indotto sulla struttura è determinato dalla relazione:

$$a_g \mathbf{f} = a_g \rho \mathbf{M} \mathbf{w}$$

essendo **M** la matrice delle masse della struttura e *p* il fattore di partecipazione definito dalla:

$$\rho = \frac{\mathbf{w}^T \mathbf{M} \mathbf{i}}{\mathbf{w}^T \mathbf{M} \mathbf{w}}$$

dove **i** corrisponde ad un moto rigido unitario nella direzione dell'eccitazione sismica.
Si esegue una analisi statica nonlineare al passo assumendo la struttura soggetta ad un sistema di forze {*a* **f**}, per incrementi successivi del parametro amplificativo *a* fino al collasso ultimo della struttura, tenendo conto sia dell'insorgenza di deformazioni plastiche che del degrado di resistenza negli elementi della struttura indotto da deformazioni eccessive. Come risultato si ottiene una successione di configurazioni di equilibrio {a_g, *u*}, che possono essere raccolte in una curva di equilibrio

$$a_g = a_g(u)$$

dove *u* è il valore scalare dello spostamento di riferimento, convenientemente definito dalla relazione

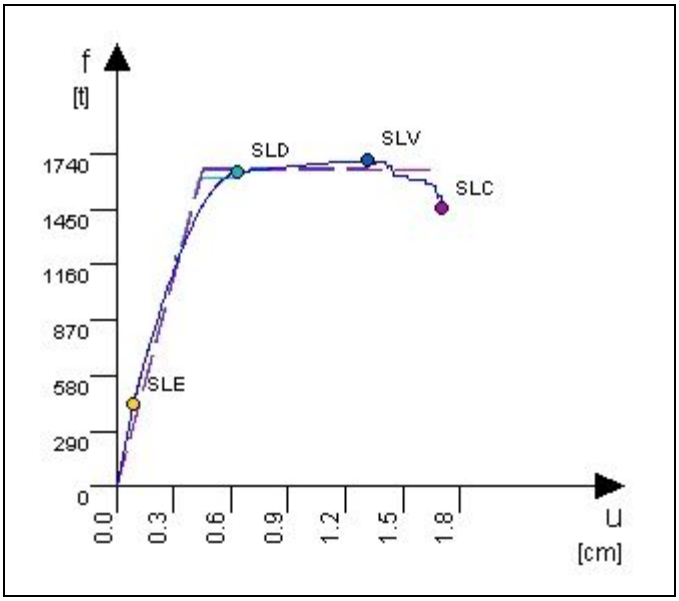
$$u = \frac{\mathbf{f}^T \mathbf{u}}{\mathbf{f}^T \mathbf{i}}$$

Si noti dalla precedente espressione che il valore dello spostamento di riferimento viene calcolato con una equivalenza energetica col lavoro di deformazione (spostamento = lavoro/forza). Questa modalità di calcolo ha il vantaggio di rendere i risultati di analisi indipendenti dalla scelta arbitraria

del punto di controllo e dalle irregolarità in altezza della costruzione, dovute ad esempio alla presenza di torrini o di piani di copertura inclinati o sfalsati.

Le curve di capacità pushover

L'analisi è ripetuta facendo variare la direzione sismica e la distribuzione di accelerazioni lungo l'altezza. Per ogni analisi eseguita, viene costruita la curva di equilibrio carico-spostamento, detta curva di capacità pushover, sulla quale sono individuati i punti corrispondenti agli stati limite di interesse:



Punto SLE

Rappresenta lo stato limite elastico, raggiunto quando per la prima volta un setto arriva alla sua resistenza ultima. Il setto continuerà però a dare il suo contributo all'assorbimento delle forze orizzontali, con un valore di resistenza bloccato al valore ultimo, fintanto che la deformazione non arriva al limite ultimo di duttilità.

Punto SLD

Rappresenta lo stato limite di danno, raggiunto quando per la prima volta un setto registra uno spostamento relativo corrispondente alla sua duttilità di danno.

Punto SLV

Rappresenta lo stato limite di salvaguardia vita, raggiunto quando per la prima volta un setto registra uno spostamento corrispondente alla sua duttilità ultima, il setto arriva cioè a collasso per taglio o per pressoflessione longitudinale. Un setto che ha raggiunto la soglia di collasso non darà più contributi di portanza per i passi di carico successivi e da questo punto in poi si registra in genere un calo di portanza.

Punto SLC

Rappresenta lo stato limite di collasso, raggiunto quando per effetto della progressiva eliminazione dei setti arrivati a collasso si misura una caduta della forza resistente superiore ad un valore limite predefinito, tipicamente impostato fra il 15% e il 20% della forza massima raggiunta.

L'osservazione della curva fornisce due informazioni significative del comportamento strutturale anelastico. La prima è il valore massimo dell'accelerazione sostenuta dalla struttura che, rapportata all'accelerazione agente in corrispondenza al limite elastico, fornisce il cosiddetto rapporto di sovraresistenza. La seconda è l'escursione massima dello spostamento raggiunto che, in rapporto con lo spostamento al limite elastico, fornisce un valore complessivo di duttilità. Per inciso, queste informazioni possono essere correlate al calcolo del fattore di struttura e consentono quindi di migliorare l'affidabilità dell'analisi lineare, che sebbene non si presti all'applicazione nel caso delle murature, è molto utilizzata per altre tipologie strutturali diffuse, quali gli edifici intelaiati.

Il procedimento di verifica

Una volta disponibili le curve di capacità, le verifiche sismiche sono condotte nei riguardi dei tre stati limite di interesse:

- SLD stato limite di danno,
- SLV stato limite di salvaguardia vita,
- SLC stato limite di collasso.

Le verifiche sono eseguite sempre per tutti i tre stati limite, anche se limitatamente ai casi di edifici esistenti le Ntc08 (punto 8.3) consentono di ritenere le verifiche SLV e SLC alternative e quindi di eseguire l'una o l'altra facoltativamente.

Le verifiche sono condotte in termini di spostamento, confrontando la capacità di spostamento u_c con la domanda di spostamento u_d richiesta dalla normativa e verificando che la capacità risulti maggiore della domanda, ovvero:

$$u_c \geq u_d$$

Il risultato della verifica può essere espresso in maniera equivalente in termini di accelerazioni al suolo (Pga), normalizzate per suolo di categoria A, confrontando la capacità di accelerazione al suolo pga_c con la domanda di accelerazione al suolo pga_d richiesta dalla normativa e verificando che la capacità risulti maggiore della domanda, ovvero:

$$pga_c \geq pga_d$$

La verifica consiste nel controllare che la capacità di spostamento sia maggiore della domanda di spostamento. In termini meccanici equivale a richiedere che la struttura possegga risorse di duttilità tali da consentire un adeguata escursione in campo plastico e una conseguente capacità di dissipare l'energia trasmessa dall'azione sismica.

Capacità di spostamento

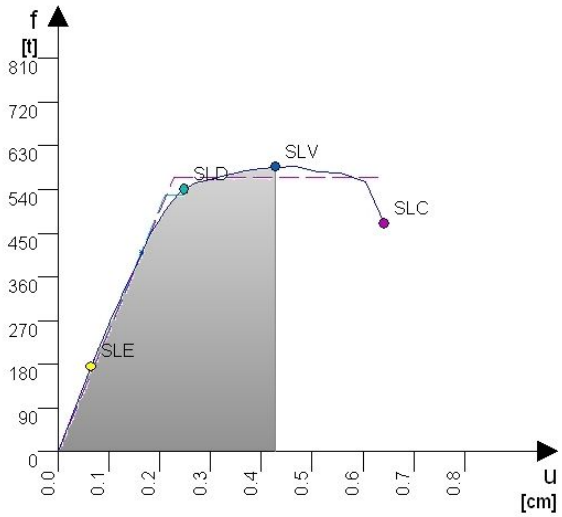
La capacità di spostamento u_c è lo spostamento registrato dal modello strutturale al raggiungimento dello stato limite di interesse, può quindi essere letto sull'asse delle u in corrispondenza del punto rappresentativo dello stato limite.

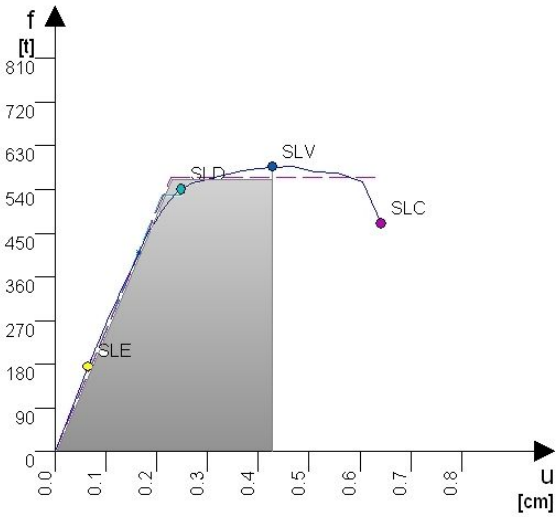
Domanda di spostamento

La domanda di spostamento u_d si ottiene costruendo il sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà, valutandone il periodo proprio in base alla rigidezza elastica secante e ricavando lo spostamento richiesto dallo spettro elastico corrispondente allo stato limite di verifica, eventualmente amplificato con un fattore di correlazione fra sistema elastico e sistema anelastico.
Più in particolare, la domanda di spostamento u_c viene calcolata secondo i seguenti criteri.

Costruzione del sistema bi-lineare equivalente

Innanzitutto si esegue la costruzione del sistema bi-lineare equivalente sul grafico che riporta la curva pushover.
Sulla curva si individuano i punti di massima portanza F_{max} e il punto al 70% di F_{max}.
Unendo l'origine col punto posto a 0.7 F_{max} si ottiene il tratto elastico del sistema equivalente, dotato di rigidezza K_e. L'ordinata F_y che esprime la forza di snervamento del sistema equivalente si ottiene dall'equivalenza energetica fra la struttura in esame e il sistema bi-lineare, imponendo l'uguaglianza delle aree sottese indicate nelle seguenti figure (riferite al caso della verifica SLV).





Stima del periodo proprio sistema bi-lineare equivalente

Il periodo proprio T_{eq} del sistema equivalente può essere ricavato come:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}}$$

in cui M è la massa sismica totale della struttura e K_e è la rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente.

Calcolo della domanda di spostamento

Noto il periodo proprio T_{eq}, si ricava la domanda di spostamento d_r dallo spettro elastico in spostamento $S_{De}(T)$ secondo la seguente espressione:

$$d_r = c\ S_{De}(T_{eq})$$

in cui c è un fattore amplificativo ($c \geq 1$) che tiene conto degli effetti anelastici, valutato come:

$$c = \max\left[1,\ \frac{1+(q^*-1)T_C/T_{eq}}{q^*}\right] \qquad essendo\ q^* = \frac{f_e}{f_y} \qquad \text{se } T_{eq} < T_C$$

$$c = 1 \qquad \text{se } T_{eq} \geq T_C$$

in cui:

f_y è la forza di snervamento del sistema equivalente, già indicata in precedenza,

f_e è la forza di risposta elastica del sistema equivalente, che si ricava come:

$$f_e = S_e(T_{eq})M$$

in cui S_e (T_{eq}) è l'accelerazione spettrale elastica.

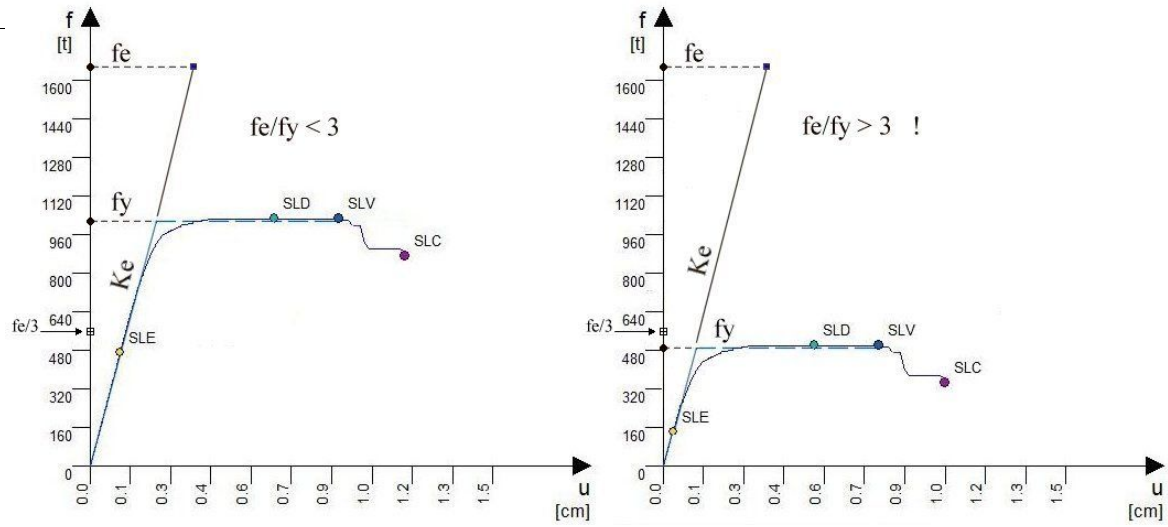
T_c è il periodo T_c che compare nella definizione degli spettri sismici di normativa.

Verifica del rapporto fe/fy

Insieme alle verifiche basate sulla capacità di spostamento si richiede anche una verifica basata sulle forze e in particolare si richiede che il fattore di struttura del sistema equivalente q_e, definito dal rapporto fra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (per i vari stati limite sismici di interesse), risulti non superiore a 3:

$$q_e = f_e / f_y \leq 3$$

Si tratta di una verifica complementare a quella vista in precedenza basata sulla capacità di spostamento ed equivale a richiedere che la capacità di termini di forze resistenti (fy) sia maggiore di un valore limite assunto pari a $f_e/3$. Se consideriamo due strutture assoggettate ad azioni sismiche identiche e che presentino la stessa rigidezza elastica Ke, avremmo un identico valore della forza elastica fe per entrambe, come indicato nella figura seguente. A parità di forza elastica fe, la verifica risulta positiva nella prima che presenta una forza resistente fy maggiore.



Verifiche in termini di accelerazioni al suolo o di periodi di ritorno

Convenzionalmente si preferisce esprimere le verifiche in termini di accelerazioni al suolo, normalizzate per suolo di categoria A (roccia), piuttosto che in termini di spostamento, in modo da avere una informazione fisica più evidente e direttamente più percepibile.

Bisognerà quindi controllare che la capacità di accelerazione al suolo pga_c sia maggiore o uguale alla corrispondente domanda pga_d, per tutti i tre stati limite SLD, SLV e SLC:

$$pga_{c(SLD)} \geq pga_{d(SLD)},$$
$$pga_{c(SLV)} \geq pga_{d(SLV)}$$
$$pga_{c(SLC)} \geq pga_{d(SLC)}$$

Le capacità di Pga sono valori di calcolo, ottenuti a valle dell'analisi pushover eseguendo le verifiche per i tre stati limite di interesse. Le domande di Pga sono i valori richiesti dalla normativa e corrispondono direttamente ai valori a_g che compaiono nelle espressione degli spettri di risposta regolamentari.

In termini equivalenti, le verifiche possono essere espresse anche in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica, controllando anche in questo caso che il valore di capacità sia non inferiore al valore di domanda per gli stati limite di interesse.

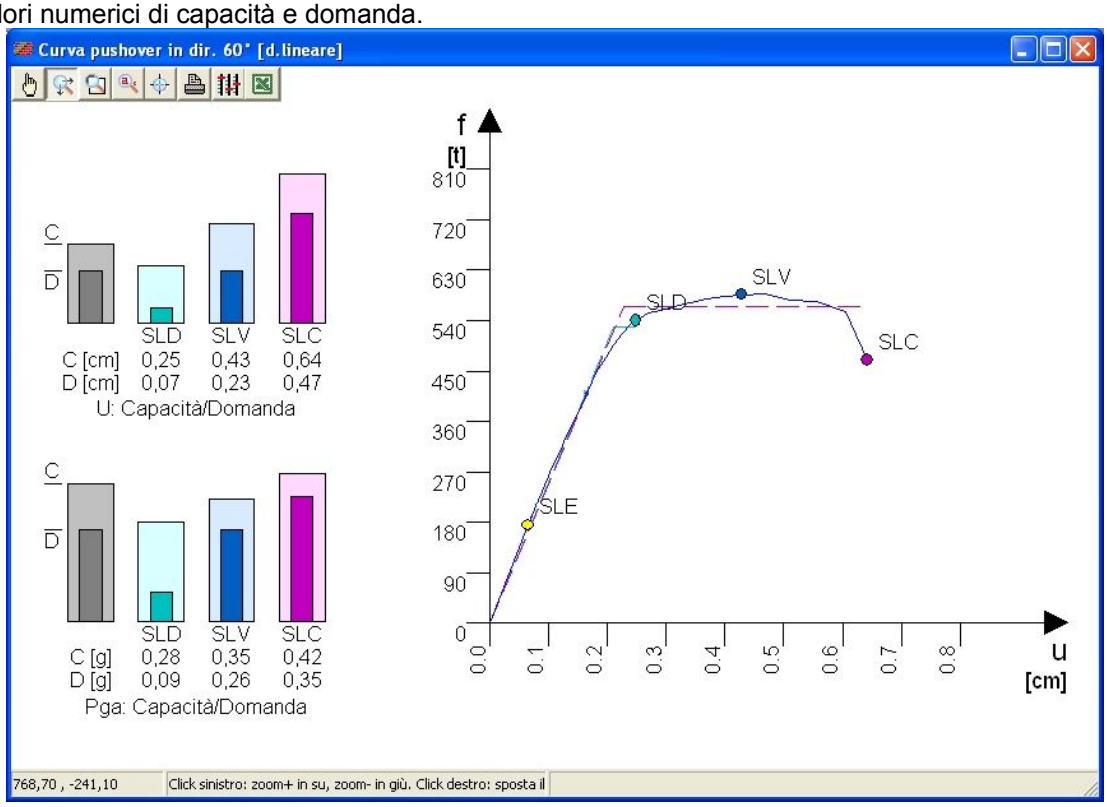
Interpretazione delle curve di capacità

Sull'asse y è posta la forza sismica cumulata **f** (tagliante al piede dell'edificio), sull'asse x è posto lo spostamento orizzontale **u** corrispondente, calcolato con una equivalenza energetica col lavoro di deformazione (spostamento = lavoro/forza). Questa modalità di calcolo ha il vantaggio di rendere i risultati di analisi indipendenti dalla scelta arbitraria del punto di controllo.
Si vede dall'andamento della curva come al crescere delle forze sismiche si raggiunga il punto di massima portanza e quindi per successivi collassi dei maschi murari si registri un calo di portanza.
L'analisi è ripetuta per varie direzioni sismiche e in genere per due distribuzioni delle forze sismiche sull'altezza del fabbricato (costante e lineare sull'altezza).
Sul disegno sono visibili:

- il percorso di equilibrio dell'analisi pushover, in blu a tratto continuo,
- il punto rappresentativo dello stato limite elastico SLE,
- il punto rappresentativo dello stato limite di danno SLD,
- il punto rappresentativo dello stato limite di salvaguardia vita SLV,
- il punto rappresentativo dello stato limite di collasso SLC,
- la costruzione degli schemi bilineari equivalenti per i tre stati limite,
- gli istogrammi di verifica Capacità/Domanda in spostamento,
- gli istogrammi di verifica Capacità/Domanda in accelerazione al suolo (Pga).

Istogrammi di verifica

Sul lato sinistro del disegno sono posti due gruppi di istogrammi che consentono il confronto visivo fra capacità e domanda, rispettivamente in termini di spostamento e di accelerazione al suolo, normalizzata quest'ultima per suolo di categoria A.
Gli istogrammi sono riportati per i tre stati limite SLD, SLV e SLC e riportano inferiormente anche i valori numerici di capacità e domanda.



Riferimenti normativi

La procedura di verifica è eseguita in accordo con le seguenti diposizioni di normativa:

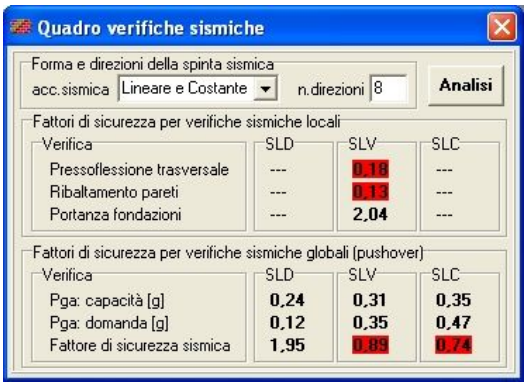
Ntc08:	punti 7.3.4.1 e 7.8.1.6,
Istruzioni Ntc08:	punto C7.3.4.1,
Opcm 3431 Allegato 2	punto 4.5.4.

Interventi di rinforzo

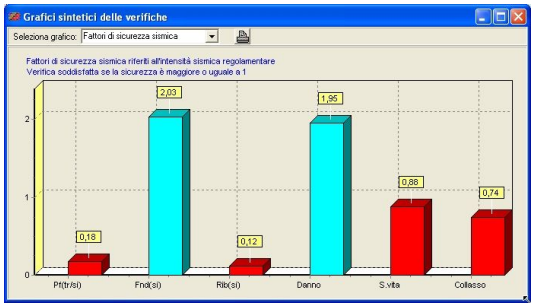
Dopo aver eseguito l'analisi il programma riporta un resoconto sintetico delle verifiche effettuate, sia per le verifiche statiche locali, sia per le verifiche sismiche condotte con l'analisi pushover.

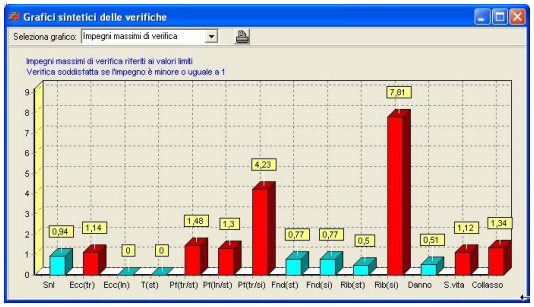
Il quadro generale delle verifiche

In particolare, immediatamente al termine dell'analisi sono riportati i quadri delle Verifiche statiche locali e delle Verifiche sismiche, che evidenziano in rosso i casi di verifiche non soddisfatte.

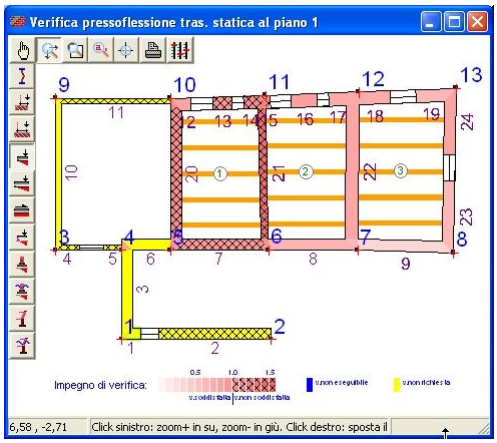


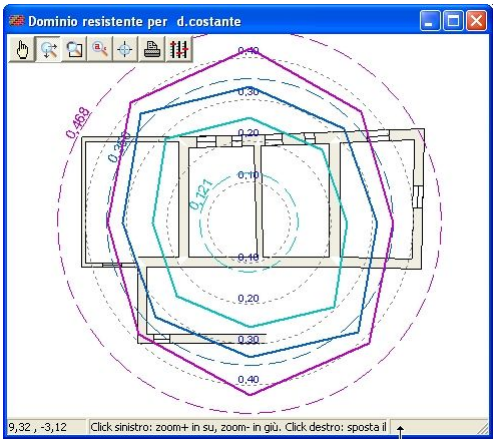
Informazioni analoghe possono anche ricavarsi dalla lettura dei Grafici sintetici di verifica, che riportano in rosso gli istogrammi relativi alle verifiche non soddisfatte.





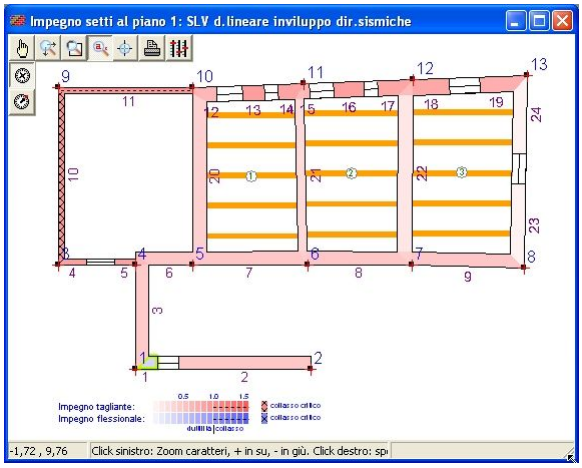
Da queste prime informazioni, il progettista può farsi un quadro generale dello stato di sicurezza dell'edificio e di individuare le principali carenze sulle quali intervenire.
Nei quadri riportati in figura si evince ad esempio che per quanto riguarda le verifiche statiche locali, ci sono problemi sulla verifica di eccentricità trasversale, di pressoflessione trasversale e longitudinale. Per quanto riguarda le verifiche sismiche, sono evidenziate come non soddisfatte le verifiche locali a pressoflessione trasversale, a ribaltamento delle pareti e le verifiche pushover per lo stato limite di salvaguardia vita e di collasso.
Prima di procedere con l'applicazione dei rinforzi, raccomandiamo comunque di arricchire il quadro informativo, esaminando i domini di resistenza sismici e le mappe di impegno delle verifiche.

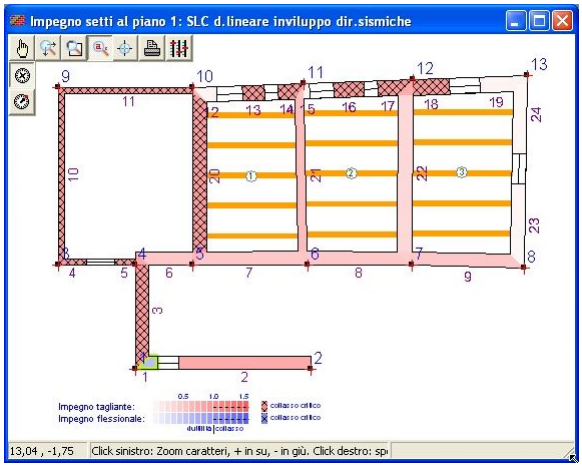




L'individuazione degli elementi più impegnati

Il passo successivo consiste nell'individuare gli elementi su cui agire in via prioritaria. Nel caso delle verifiche sismiche pushover, per individuare gli elementi critici che necessitano di rinforzi, si può aprire la vista dell'Impegno sismico dei setti. Viene riportata una pianta a toni di colore con gli impegni di duttilità nei setti in corrispondenza di un particolare stato limite. Scorrendo le mappe di impegno per gli stati limite Slv e Slc ai vari piani, si possono individuare i setti critici, fillatti con doppio tratteggio.





Un procedimento analogo può essere seguito anche per le verifiche statiche, come ad esempio la pressoflessione trasversale. In questo caso, per individuare gli elementi più impegnati si aprirà la vista dell'Impegno di verifica dei setti, selezionando dall'interno del foglio la verifica a pressoflessione statica, facendo attenzione ai setti evidenziati dal doppio tratteggio diagonale.

L'applicazione dei rinforzi

Gli interventi di rinforzo possono essere diversi. Innanzitutto, si può pensare a rinforzare direttamente i setti indiduati, applicando ad essi una delle tecniche previste dal programma, come l'affiancamento murario, l'intonaco armato, la fasciatura con fibre composite (Frp), le cuciture attive in lamine di acciaio pretese (Cam) o le iniezioni di malta. Altre alternative, da valutare caso per caso, possono consistere nella chiusura o nello spostamento di aperture, nella costruzione di cordoli o catene, nella costruzione di nuove murature o nell'applicare rinforzi distribuiti lungo direzioni preferenziali (di maggiore debolezza o rigidezza), individuate ad esempio dall'esame dei domini di resistenza.

Il controllo del miglioramento conseguito

Dopo aver applicato i rinforzi, si possono controllare immediatamente gli effetti che si ottengono, rieseguendo l'analisi e verificando il miglioramento conseguito, ripercorrendo lo schema delineato in questo paragrafo.