

Aedes.ACM 2026

APERTURE E CERCHIATURE IN MURATURE PORTANTI

Aggiornamenti recenti

- Aperture in pareti murarie con telai di cerchiatura collaboranti:
effetti degli ancoraggi fra telaio e muratura
- Interventi locali su murature scadenti: disgregazione, ristilatura dei giunti

Ultima revisione di questo documento: 26.01.2026

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2026 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073 - www.aedes.it

Amministrazione: info@aedes.it - Supporto tecnico: assistenza@aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma Aedes.ACM (indicato con: ACM), descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.

Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.

ACM è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare ACM fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'utente è responsabile della scelta di ACM al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.

Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a ACM sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in ACM soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.

I nomi dei prodotti citati nella documentazione di ACM possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

INDICE GENERALE

NUOVE FUNZIONALITA'

APERTURE IN PARETI MURARIE CON TELAI DI CERCHIATURA COLLABORANTI: EFFETTI DEGLI ANCORAGGI FRA TELAIO E MURATURA

INDICE

1. INTRODUZIONE

2. COMPORTAMENTO DEL SISTEMA PARETE-TELAIO

3. APPROCCI PRESENTI IN LETTERATURA

4. OSSERVAZIONI SU MODELLI NUMERICI

5. PROPOSTA METODOLOGICA

5.1. Schema shear-type

5.2. Schema a mensola

5.3. Schema a mensola rovesciata

6. ELABORAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' DEL TELAIO

6.1. Verifica di resistenza degli ancoraggi

6.2. Irrigidimento parziale del telaio di cerchiatura

6.2.1. Effetto degli ancoraggi in presenza di plasticizzazioni nel telaio

7. ESEMPIO APPLICATIVO

7.1. Analisi della curva di capacità del telaio

7.2. Analisi della curva di capacità della parete. Verifica di sicurezza

CONCLUSIONI

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

INTERVENTI LOCALI SU MURATURE SCADENTI: DISGREGAZIONE, RISTILATURA DEI GIUNTI

INDICE

1. INTERVENTO LOCALE CON TELAIO DI CERCHIATURA SU MURATURA SCADENTE

2. MODIFICA DI UN'APERTURA IN UNA PARETE MURARIA DI SCARSA QUALITA'

3. IPOTESI (A): MURATURA SCADENTE MA NON SOGGETTA A DISGREGAZIONE

4. RISTILATURA DEI GIUNTI NON ARMATA: MODELLAZIONE DELL'INTERVENTO

5. IPOTESI (A): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA

E RINFORZI IN ACCIAIO

6. DISGREGAZIONE DELLA MURATURA: FORMULAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

7. IPOTESI (B): MURATURA SCADENTE SOGGETTA A POSSIBILE DISGREGAZIONE

8. IPOTESI (B): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA

E RINFORZI IN ACCIAIO

CONCLUSIONI

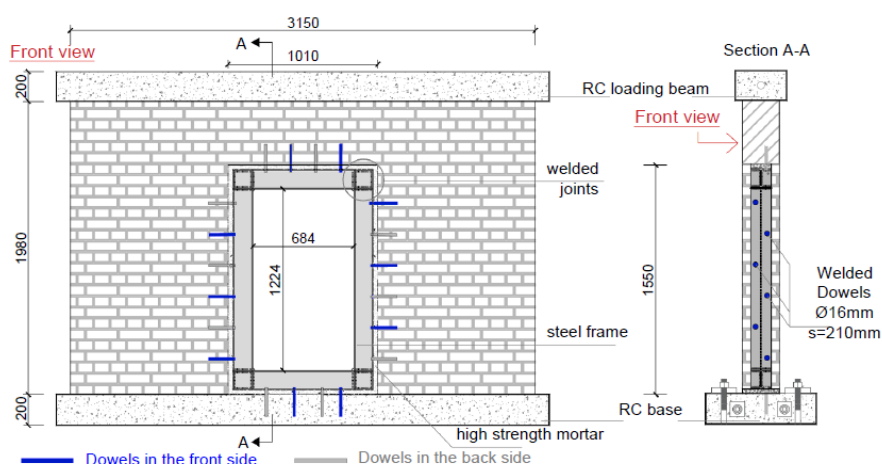
RINGRAZIAMENTI

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

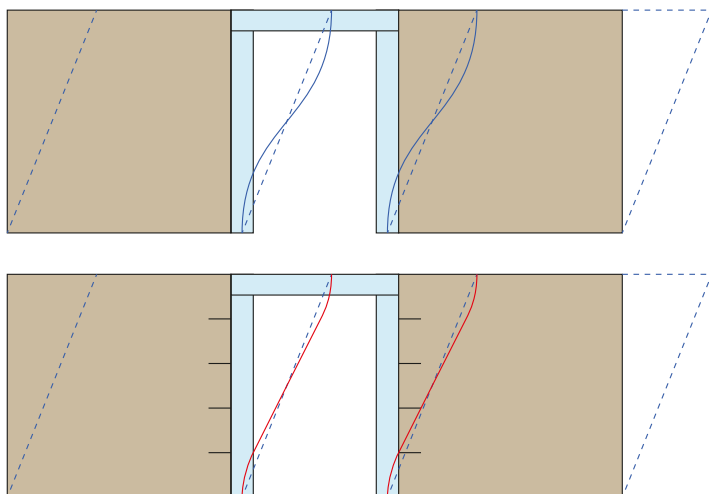
NUOVE FUNZIONALITA'

La versione 2026 presenta una funzionalità innovativa messa a punto dal team Ricerca e Sviluppo di AEDES Software: lo studio degli effetti degli ancoraggi fra telaio e muratura.

Gli interventi di consolidamento su costruzioni esistenti in muratura implicano la necessità di garantire collegamenti efficaci fra i vari elementi strutturali. I progetti riguardanti aperture con telai di cerchiatura prevedono in generale un **sistema di ancoraggio per il collegamento fra telaio e muratura adiacente**. Gli effetti strutturali degli ancoraggi che in una parete con apertura collegano telaio e muratura sono stati finora frequentemente trascurati in ambito professionale; tuttavia, studi accademici condotti con metodi FEM e test sperimentali hanno mostrato la rilevanza di tali effetti.



Per analizzare correttamente il sistema muratura-telaio con ancoraggi nelle applicazioni professionali, Aedes.ACM propone una metodologia innovativa inquadrata nella consueta procedura di composizione in parallelo delle capacità degli elementi costitutivi. È così possibile **includere agevolmente nelle valutazioni di sicurezza il contributo offerto dal sistema di ancoraggio**.

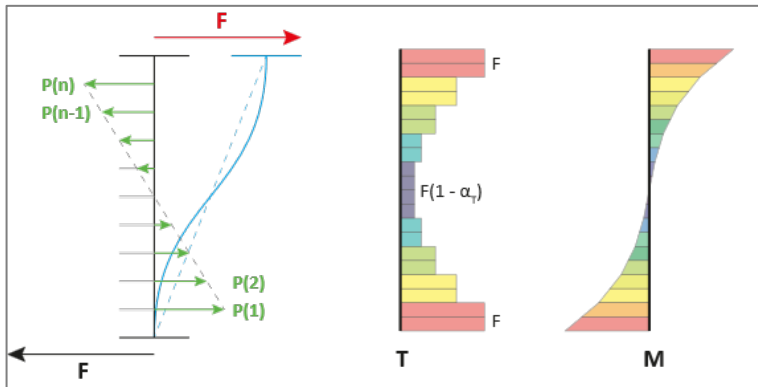


In una parete in muratura rinforzata con un telaio di cerchiatura il comportamento strutturale sotto azione sismica longitudinale è caratterizzato da una differente modalità deformativa tra il telaio e i maschi murari adiacenti.

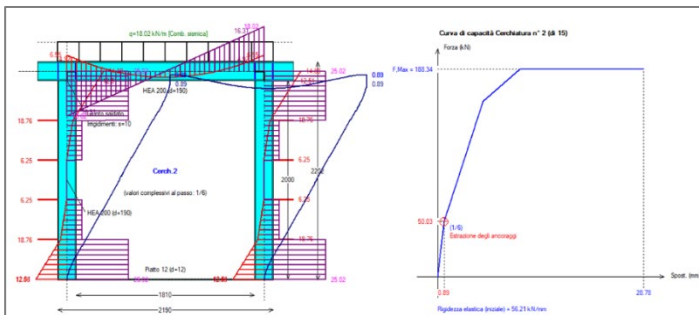
Il telaio di cerchiatura, per sua natura snello e flessibile, tende a deformarsi prevalentemente per flessione: la deformata assume quindi un andamento curvilineo, con rotazioni nulle in corrispondenza degli estremi

incastrati. I maschi murari, invece, soprattutto se caratterizzati da bassa snellezza (maschi tozzi), manifestano un comportamento dominato dalla deformazione tagliante, che si traduce in una deformata pressoché lineare.

Quando i montanti del telaio sono opportunamente collegati ai maschi murari tramite sistemi di ancoraggio efficaci, il loro comportamento non è indipendente: nella zona di vincolo essi sono costretti a adattarsi al campo di spostamenti dei maschi tozzi, assumendo quindi una deformata localmente più vicina a quella lineare che caratterizza gli elementi murari.

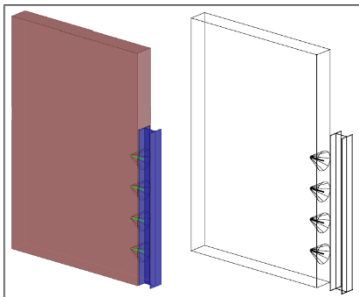


Aedes.ACM propone una metodologia innovativa per considerare l'effetto degli ancoraggi in un modello in cui il telaio di cerchiatura viene analizzato separatamente dal resto della parete. Gli ancoraggi sono tenuti in conto attraverso una **serie di carichi concentrati applicati lungo l'asta**, la cui entità dipende dalla rigidità del sistema di ancoraggio. Si definisce un coefficiente denominato α_T , compreso fra 0 e 1, pari alla frazione dell'azione tagliante (F) all'estremo del montante che si assume venga trasferita agli ancoraggi presenti sul cosiddetto braccio del taglio. La formulazione con cui vengono determinate le forze agenti sul montante in corrispondenza degli ancoraggi dipende dalle **condizioni di vincolo** ipotizzate.



La **curva di capacità** del telaio di cerchiatura descrive la risposta del telaio sotto l'azione di una forza orizzontale F applicata in sommità con valori progressivamente crescenti. Qualora i maschi murari adiacenti al telaio presentino una rigidità elevata e una snellezza ridotta, con una deformata determinata prevalentemente dal taglio e quindi di tipo lineare, e i montanti del telaio risultino collegati a tali maschi tramite opportuni sistemi di ancoraggio, oltre alla forza F si considerano anche le **forze equivalenti degli ancoraggi**.

Ad ogni passo dell'analisi incrementale vengono verificate le condizioni di sicurezza sia per le sezioni di estremità degli elementi del telaio (montanti, architrave, traverso inferiore, incluso i giunti) sia per il sistema di ancoraggio.



La **verifica di resistenza del sistema di ancoraggio** consiste nel controllare che la massima forza di trazione in ciascun ancoraggio sia inferiore alla sua capacità in termini di resistenza. Questa si considera governata dal **meccanismo di estrazione** che chiama in causa la resistenza a taglio della muratura: si assume che la porzione di muratura coinvolta sia assimilabile a una superficie tronco-conica sulla quale agisce la tensione tangenziale massima di progetto τd sviluppabile dal materiale.

Nell'interfaccia di ACM, i dati riguardanti gli **ancoraggi laterali dei montanti**: vengono specificati nella finestra *Dati Cerchiatura*, scheda *Strutture in Acciaio*, gruppo *Ancoraggi laterali dei montanti*.

Ancoraggi laterali dei montanti

N° per montante = diam. (mm) ϕ = Lunghezza (mm) =

Irrigidimento: ☒ a sinistra ☒ a destra Frazione di taglio sul montante trasferito agli ancoraggi (%) =

Resistenza a trazione (kN) = ☒ Infinitamente rigidi e reagenti solo alle estremità

☐ da cono di estrazione: resistenza a taglio della muratura: $\tau_{0,d}$ (N/mm²) =

$\tau_{0,d}$: rif.: $f_v,0 / FC = 0.096$, ☒ contributo compress. vert.: $\tau_{0,d} = \tau_{0,d} + 0.4 s_n$, con: σ_n (N/mm²) = 0.086

$\tau_{0,d} / FC = 0.037$ N/mm² ☒ Verifica per carico verticale

I dati, inclusi appositi parametri di calcolo, riguardanti gli ancoraggi sono i seguenti.

N° di ancoraggi per ognuno dei due montanti del telaio, diametro ancoraggio, lunghezza (profondità di infissione nella muratura);

frazione di taglio sul montante trasferito agli ancoraggi (in %);

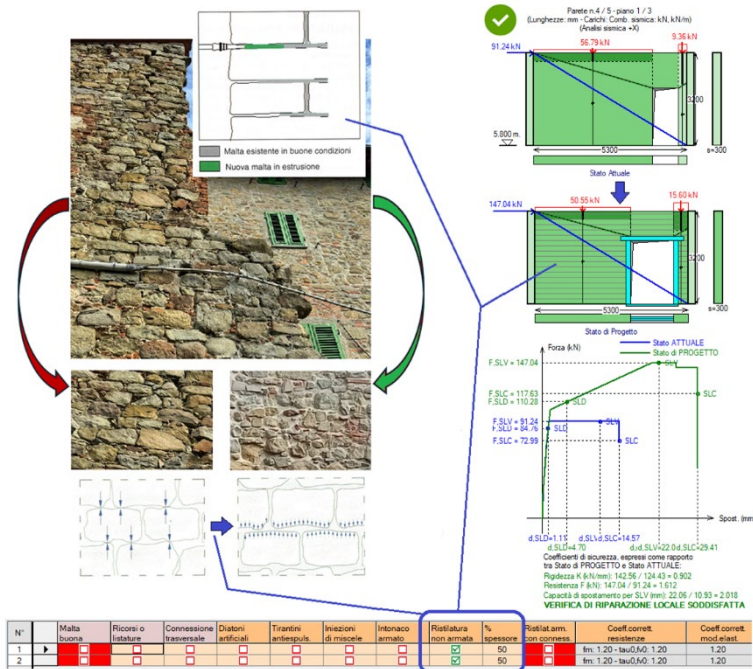
ancoraggi considerati o meno infinitamente rigidi e reagenti solo alle estremità;

resistenza a trazione di progetto del singolo ancoraggio.

Per la verifica di trasmissione dello sforzo normale tra montante e parete si considera la resistenza a taglio delle barre di ancoraggio.

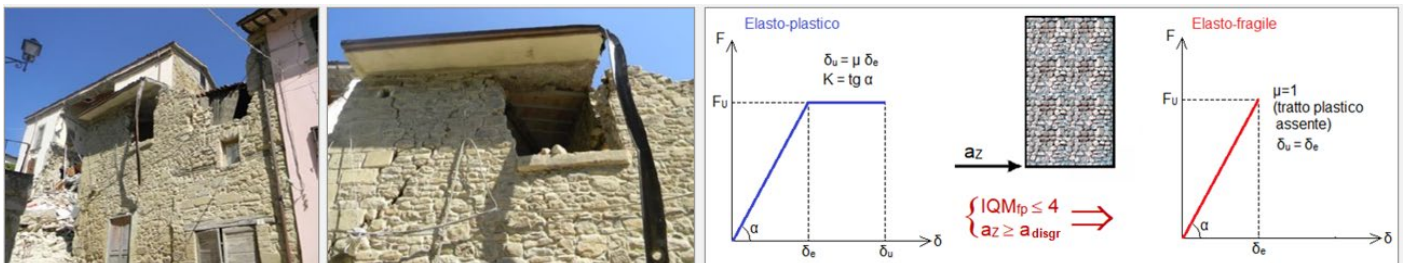
I check Irrigidimento: a sinistra, a destra consentono la specifica degli effetti degli ancoraggi per uno o per entrambi i montanti; se i due check sono entrambi deselezionati, gli ancoraggi non hanno alcun effetto sul comportamento del telaio.

Per quanto riguarda la funzionalità più recenti introdotte nel corso dell'annualità 2025, particolare rilievo assume la **verifica di disgregazione muraria**. In tale ambito, ACM propone fra l'altro approfondimenti sulle tecniche di consolidamento in grado di contrastare i fenomeni disgregativi, quali la ristilatura profonda dei giunti, anche non armata.



Il fenomeno della disgregazione è evidenziato esplicitamente nei contenuti della Normativa Tecnica. In §C8.7.1.2.1, dedicato all'analisi dei meccanismi locali, si specifica che "la rappresentazione della struttura come catena cinematica di corpi rigidi è attendibile solo se la parete non è vulnerabile nei riguardi di fenomeni di disgregazione".

La corretta progettazione di un intervento, condotta confrontando il comportamento della parete prima e dopo l'intervento, richiede la valutazione della possibilità di disgregazione, fenomeno particolarmente temibile quando si inseriscono telai di cerchiatura per nuove aperture in murature di scarsa qualità. Una parete soggetta a possibile disgregazione deve essere modellata tenendo conto del comportamento fragile corrispondente a tale meccanismo.



La verifica di disgregazione opera confrontando la capacità della muratura (massima accelerazione che è in grado di sostenere, definita anche accelerazione di attivazione del meccanismo disgregativo) con la domanda, ossia l'accelerazione strutturale che investe la parete alla sua base. L'attivazione del meccanismo di disgregazione richiede non solo un'accelerazione alla base della parete maggiore della soglia di attivazione, ma anche un indice di qualità muraria fuori piano ≤ 4 : se si manifestano entrambe le condizioni,

si può attivare il fenomeno della disgregazione e il modello di comportamento del maschio diviene di tipo elasto-fragile.

Inizialmente, ACM 2025 ha proposto un valore univoco di accelerazione soglia di attivazione del meccanismo. Nel corso degli aggiornamenti 2025 (v. 2025.2.1), il riferimento ad una soglia di accelerazione di disgregazione globale per la parete è stato sostituito dal **valore di accelerazione di soglia di disgregazione distinto per ogni singolo maschio e dipendente dal valore del suo IQM_{FP} (Indice di Qualità Muraria Fuori Piano)**.

Il meccanismo di disgregazione muraria, che si traduce nel comportamento fragile del maschio murario, può attivarsi quando l'indice di qualità muraria fuori piano non è superiore a 4: **IQM_{FP} ≤ 4**.

Questa condizione è necessaria, ma non sufficiente: la crisi per disgregazione si manifesta quando **l'accelerazione sismica strutturale alla base della parete a_z** (definita dallo spettro di piano) **supera un'accelerazione sismica di intensità sufficientemente elevata, definita da a_D, soglia di attivazione della disgregazione**.

Alcuni test sperimentali*, condotti su murature vulnerabili nei confronti della disgregazione, possono costituire un riferimento per definire soglie di accelerazione di attivazione della disgregazione in dipendenza dal valore di IQM_{FP}.

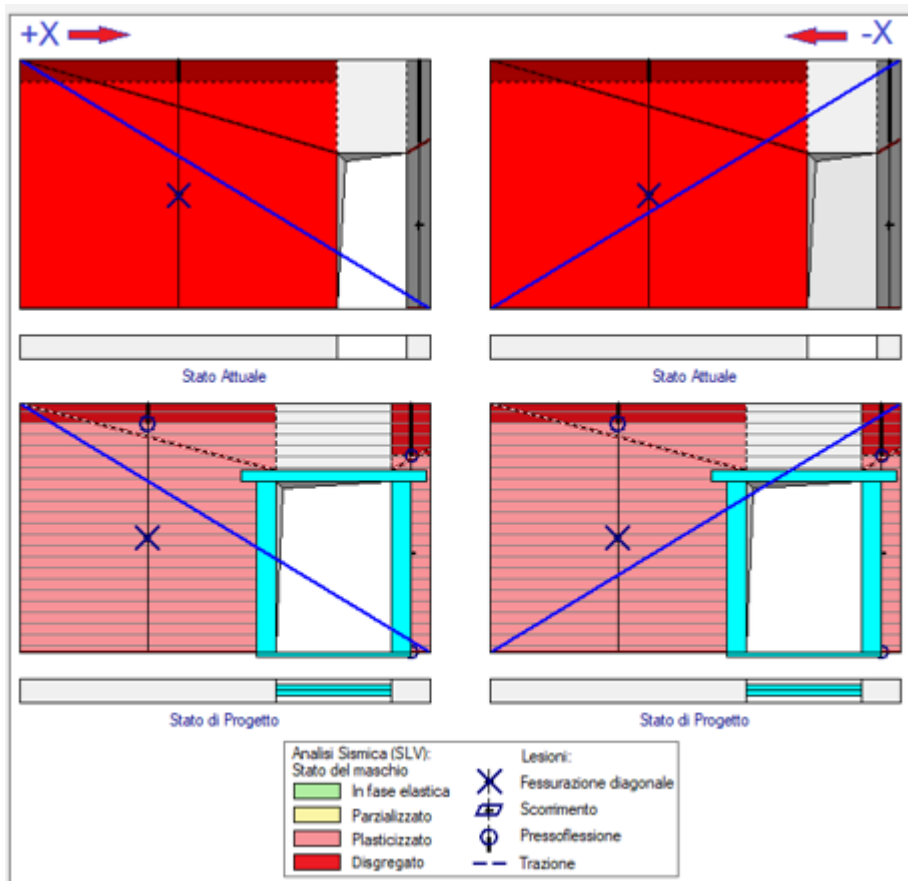
Una proposta per il legame (IQM_{FP}, a_D) consiste nell'assegnare il valore 0.150g all'accelerazione a_D corrispondente al minimo IQM_{FP} (pari a 0) e in 0.450g a a_D corrispondente a IQM_{FP}=4.

E' così possibile definire una **funzione lineare* che associa in modo biunivoco indice di qualità muraria fuori piano IQM_{FP} ≤ 4 e soglia di attivazione della disgregazione a_D:**

$$a_D = 0.150 * (IQM_{FP} / 2 + 1).$$

* Riferimenti bibliografici: **Mariani M., Pugi F.: [Acceleration, jerk and masonry disaggregation: seismic effects on existing masonry buildings](#), CompDyn, 2025.**

Nel software Aedes.ACM l'eventuale meccanismo di disgregazione richiede inoltre che sia stato selezionato il check: in: Parametri di Calcolo, scheda Dati Generali > Azione Sismica > Disgregazione per sisma di elevata intensità. Con tale opzione è quindi possibile confrontare agevolmente, in situazioni propense a possibile disgregazione, i risultati corrispondenti all'ipotesi di comportamento fragile o meno.



Nell'immagine: verifica di una parete: disgregazione allo stato attuale; rigenerazione della malta allo stato di progetto.

Un riepilogo di miglioramenti introdotti dagli aggiornamenti progressivi 2025 è il seguente.

- Miglioramenti vari sui **giunti montante-architrave**. Di seguito, si riepilogano i criteri di classificazione. La classificazione dei giunti per rigidità rotazionale e per resistenza (=capacità portante flessionale) si riferisce al collegamento del singolo montante ed è disponibile quando sono rispettate le seguenti condizioni:

- i montanti e le architravi sono in acciaio;
- i montanti hanno sezione ad I o ad H, non doppia e orientata secondo la massima inerzia.

Inoltre, se il vincolo in sommità non è shear-type:

- le architravi hanno sezione ad I o ad H, orientata secondo la massima inerzia;
- numero di montanti = numero di architravi (telai tutti uguali affiancati);
- la sezione dell'architrave può essere diversa da quella del montante: nel calcolo gli assi del montante e dell'architrave sono allineati.

Se il vincolo in sommità è shear-type, per i cordoni di saldatura viene fatto riferimento alle sole dimensioni dei montanti indipendentemente dalle dimensioni delle architravi.

Nel caso di più di una sezione, i cordoni di saldatura vengono considerati completi per la sezione del montante più esterna, e metà per ogni montante successivamente affiancato, in modo da rispettare le parti accessibili in cantiere per l'esecuzione delle saldature.

Nel caso di giunto bullonato, la classificazione richiede:

- numero di montanti = numero di architravi (telai tutti uguali affiancati);
- sezione dell'architrave uguale a quella del montante.

Inoltre, i controlli geometrici devono essere soddisfatti.

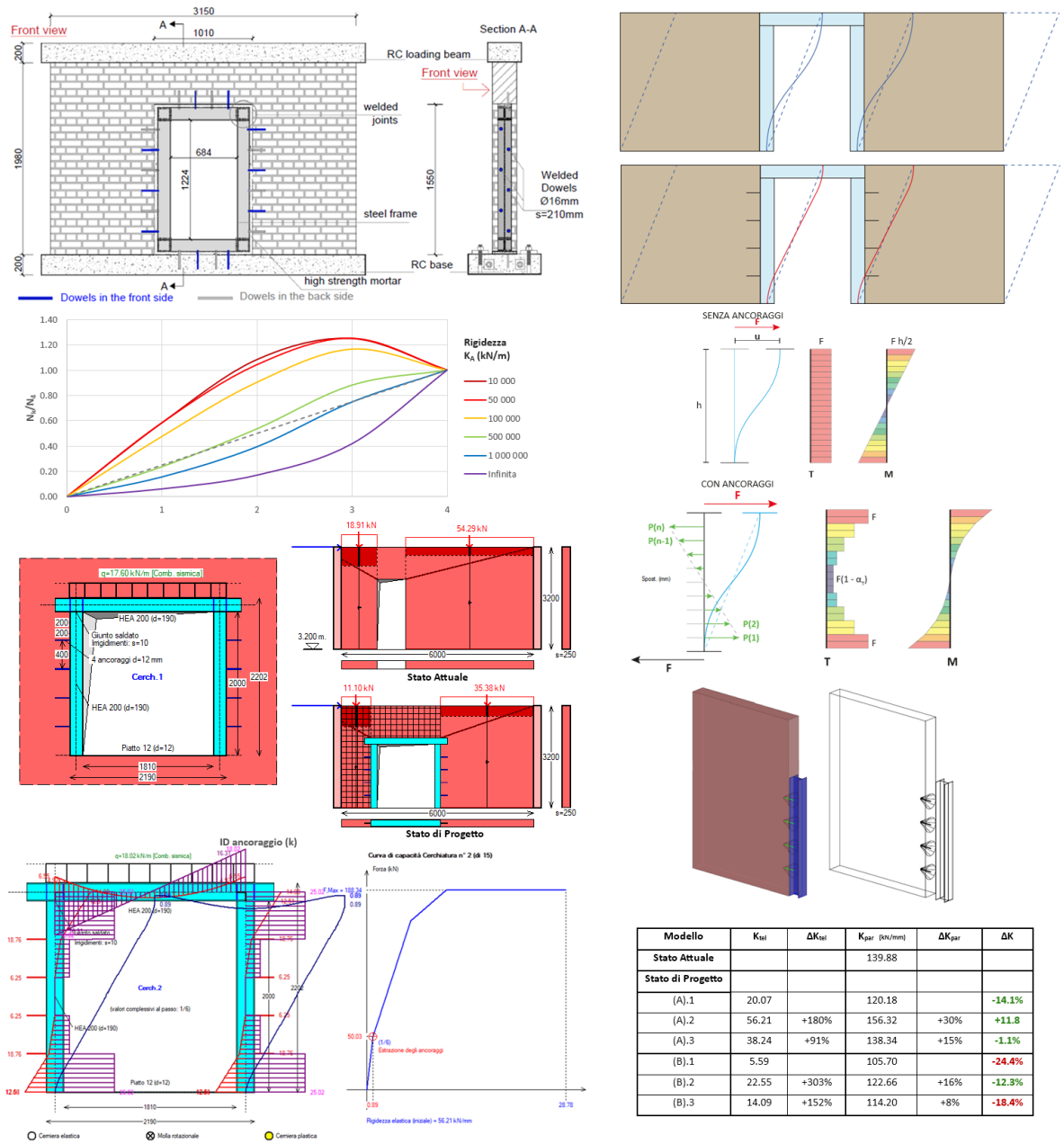
Il giunto non classificato può essere definito rigido e/o a completo ripristino di resistenza, o in alternativa rigidezza e/o resistenza sono definite direttamente in input.

- Miglioramenti vari nella gestione dei profili a C e a L (angolari) per l'inclusione della muratura nei maschi murari adiacenti al telaio
- La verifica locale di compressione all'appoggio dell'architrave viene limitata al caso di sola architrave
- Nella Tabella Materiali, un nuovo comando della barra degli strumenti consente, per le murature descritte come 'mattoni pieni', il calcolo del coefficiente correttivo per malta buona in base al valore della resistenza a compressione media della malta f_m : se questa è $\geq 2.00 \text{ N/mm}^2$, il coefficiente correttivo per malta buona viene reimpostato pari a $f_m^{0.35}$ (da Tab. C8.5.II); in precedenza, si considerava un coefficiente correttivo, modificabile, pari a $f_m=2.00$ indipendentemente dal valore della resistenza a compressione della malta
- Possibilità di annullare lo spessore della parete trasversale

APERTURE IN PARETI MURARIE CON TELAI DI CERCHIATURA COLLABORANTI:
EFFETTI DEGLI ANCORAGGI FRA TELAIO E MURATURA

Autore: Francesco Pugi, Alessio Francioso - Ricerca e Sviluppo di AEDES Software
 Articolo in corso di pubblicazione su Ingenio

- Gli interventi di consolidamento su costruzioni esistenti in muratura implicano la necessità di garantire **collegamenti efficaci fra i vari elementi strutturali**. I progetti riguardanti aperture con telai di cerchiatura prevedono in generale un **sistema di ancoraggio per il collegamento fra telaio e muratura adiacente**.
- Gli effetti strutturali degli ancoraggi che in una parete con apertura collegano telaio e muratura sono stati **finora frequentemente trascurati in ambito professionale**, tuttavia studi accademici condotti con metodi FEM e test sperimentali hanno mostrato la **rilevanza di tali effetti**.
- **Per analizzare correttamente il sistema muratura-telaio con ancoraggi nelle applicazioni professionali**, nella presente Ricerca **viene proposta una metodologia inquadrata nella consueta procedura** di composizione in parallelo delle capacità degli elementi costitutivi. **E' così possibile includere agevolmente nelle valutazioni di sicurezza il contributo offerto dal sistema di ancoraggio**.



INDICE

1. INTRODUZIONE

2. COMPORTAMENTO DEL SISTEMA PARETE-TELAIO

3. APPROCCI PRESENTI IN LETTERATURA

4. OSSERVAZIONI SU MODELLI NUMERICI

5. PROPOSTA METODOLOGICA

5.1. Schema shear-type

5.2. Schema a mensola

5.3. Schema a mensola rovesciata

6. ELABORAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' DEL TELAIO

6.1. Verifica di resistenza degli ancoraggi

6.2. Irrigidimento parziale del telaio di cerchiatura

6.2.1. Effetto degli ancoraggi in presenza di plasticizzazioni nel telaio

7. ESEMPIO APPLICATIVO

7.1. Analisi della curva di capacità del telaio

7.2. Analisi della curva di capacità della parete. Verifica di sicurezza

CONCLUSIONI

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

1. INTRODUZIONE

Gli interventi di consolidamento su costruzioni esistenti in muratura implicano la necessità di assicurare collegamenti efficaci fra elementi strutturali, come evidenziato in vari contesti dalla Normativa tecnica italiana vigente NTC 2018 in §8.7 [1] e relativa Circolare 2019 in §C8.7 [2].

Per quanto riguarda gli interventi locali con telai di cerchiatura, in §C8.7.4.1(4) [2] si specifica quanto segue.

*"(...) Nel caso di realizzazione di nuove aperture in pareti esistenti, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere **rinforzi** [i telai di cerchiatura] **in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni** [gli ancoraggi] ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.*

Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cavedi o anche di vecchie lesioni o sconnessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti."

Gli orientamenti interpretativi sugli edifici esistenti della Regione Toscana [3] in merito agli ancoraggi fra muratura e telaio di cerchiatura in §4.1.3 si esprimono nel modo seguente.

***"L'ammorsamento laterale alla parete deve essere effettuato con opportune e diffuse zancature.** Nel caso di cerchiature in pareti di piccolo spessore (ad esempio pareti in laterizio a una testa) l'ancoraggio laterale è preferibile che venga realizzato con idonea placcatura mediante intonaco armato. È altresì consigliabile richiudere gli spazi residuali fra cerchiatura e muratura mediante l'utilizzo di malte colabili di tipo a ritiro compensato".*

Nella pratica costruttiva vengono adottate diverse soluzioni per il collegamento tra i profili metallici e la muratura, al fine di garantire la continuità e l'efficace collaborazione tra i due materiali. Tuttavia, come rilevato da alcuni Autori [4], dalla letteratura tecnica non emergono criteri progettuali consolidati riguardo al numero e alla tipologia degli ancoraggi da impiegare.

Tra le tecniche di connessione più comuni si ritrovano quelle puntuali, ottenute mediante l'impiego di zanche metalliche o di code di rondine saldate ai profili e successivamente inserite in appositi scassi della muratura, oppure tramite barre d'acciaio introdotte in fori realizzati nella muratura, fissate con malte o resine e in seguito saldate al profilo.

Per la realizzazione di tali connessioni, parametri di riferimento derivati dalla pratica costruttiva sono i seguenti:

- interasse: barre $\varnothing 12-16$ mm ogni 30-50 cm in elevazione, in posizione alternata sull'ala del montante (Fig. 1);
- profondità: almeno 25/30 cm in penetrazione nella muratura di buona qualità, laddove gli elementi lapidei e la malta non risultano deteriorati;
- malta di ancoraggio: resina epossidica o cementizia ad alta resistenza;
- eventuali piastre o piatti saldati al montante per trasferire il carico alla barra.

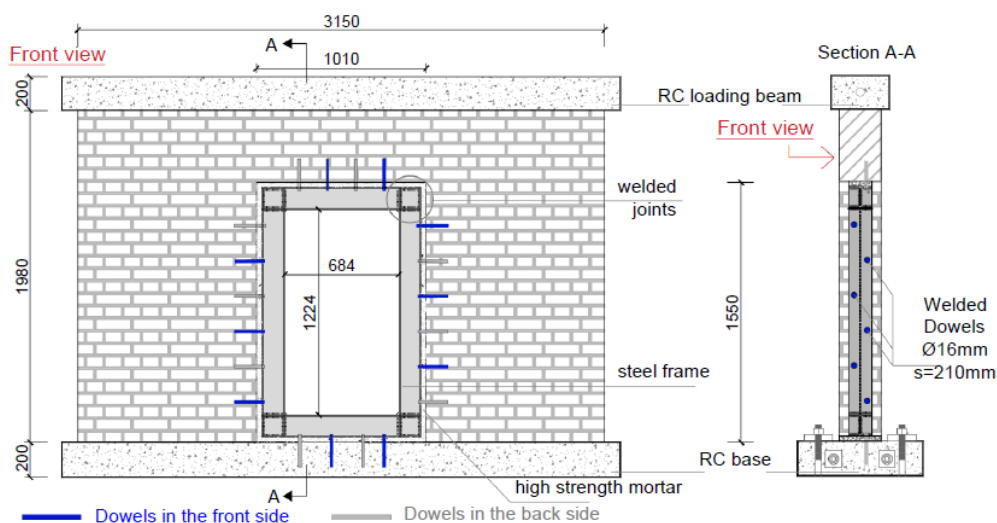


Fig. 1. Tipico sistema di collegamento telaio-muratura con disposizione degli ancoraggi alternata lungo l'elevazione (immagine tratta da [5], relativa ad un test sperimentale)

Gli ancoraggi creano in tal modo un collegamento fra struttura integrativa (telaio) e muratura originaria che interviene nel comportamento statico e sismico attraverso una collaborazione fra sistemi tra loro non omogenei. Nelle applicazioni professionali tali effetti sono frequentemente trascurati [6]; tuttavia, approfondimenti teorici condotti mediante modelli a telaio [6] o agli elementi finiti (FEM) [4] [5] [7], associati ad alcuni studi sperimentali, mostrano che rigidità, resistenze e capacità di spostamento dell'insieme muratura-telaio vengono influenzate dal sistema di collegamento.

Risulta pertanto opportuno indagare sul comportamento strutturale di una parete in muratura in presenza di un telaio di rinforzo inserito in corrispondenza di un'apertura. Particolare interesse assume la definizione di una metodologia coerente con le applicazioni progettuali, generalmente impostate su analisi condotte con schemi a telaio equivalente. Attraverso l'implementazione in un software professionale dedicato diviene così possibile valutare gli effetti del sistema di ancoraggio sulla capacità sismica dell'insieme muratura-telaio, calibrando di conseguenza i parametri geometrici e meccanici che guidano la definizione dell'intervento sulla parete muraria.

2. COMPORTAMENTO DEL SISTEMA PARETE-TELAIO

In una parete in muratura rinforzata con un telaio di cerchiatura il comportamento strutturale sotto azione sismica longitudinale è caratterizzato da una differente modalità deformativa tra il telaio e i maschi murari adiacenti.

Il telaio di cerchiatura, per sua natura snello e flessibile, tende a deformarsi prevalentemente per flessione: la deformata assume quindi un andamento curvilineo, con rotazioni nulle in corrispondenza degli estremi incastrati. I maschi murari, invece, soprattutto se caratterizzati da bassa snellezza (maschi tozzi), manifestano un comportamento dominato dalla deformazione tagliante, che si traduce in una deformata pressoché lineare.

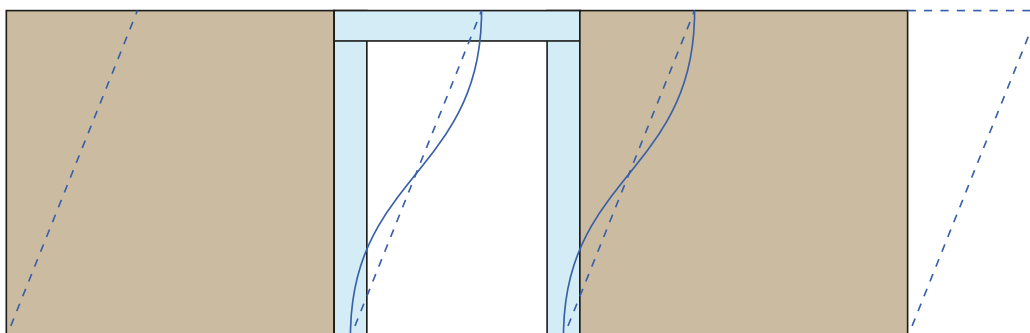


Fig. 2. Telaio di cerchiatura in acciaio inserito fra maschi murari tozzi.

*Differente modalità deformativa: i montanti si deformano per flessione (andamento curvilineo, linea continua).
I maschi murari si deformano prevalentemente a taglio (andamento lineare, linea tratteggiata)*

Quando i montanti del telaio sono opportunamente collegati ai maschi murari tramite sistemi di ancoraggio efficaci, il loro comportamento non è indipendente: nella zona di vincolo essi sono costretti a adattarsi al campo di spostamenti dei maschi tozzi, assumendo quindi una deformata localmente più vicina a quella lineare che caratterizza gli elementi murari.

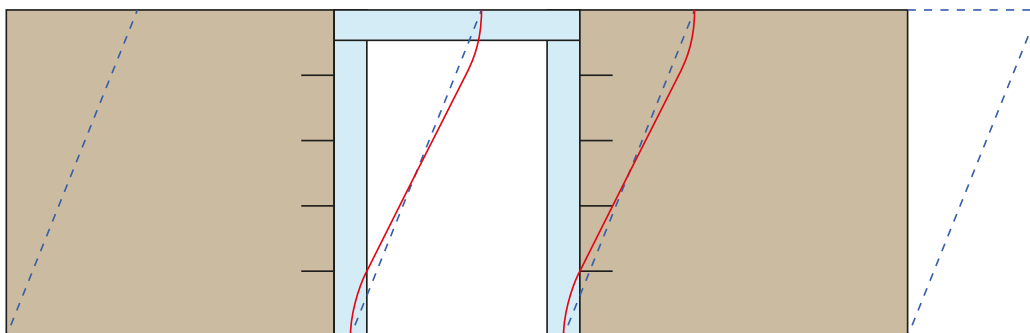


Fig. 3. In presenza di ancoraggi, la deformazione dei montanti (linea rossa) è più simile a quella dei maschi murari (linea blu tratteggiata)

3. APPROCCI PRESENTI IN LETTERATURA

In letteratura il tema degli ancoraggi tra i telai di cerchiatura e la muratura adiacente è stato affrontato secondo impostazioni differenti.

Billi et al. [4] applicano un modello numerico agli elementi finiti (FEM) in cui: la muratura è modellata tramite elementi membranali a quattro nodi, capaci di descrivere fessurazione e comportamento non lineare; il telaio in acciaio è rappresentato con elementi trave a due nodi, con legge elasto-plastica; le connessioni tra acciaio e muratura sono simulate tramite elementi di interfaccia caratterizzati da un legame elasto-plastico di tipo Mohr-Coulomb. Questa impostazione consente di modulare il grado di collaborazione tra i due sistemi, analizzando casi limite che vanno da coesione nulla a coesione infinita. Tuttavia, il modello non richiama esplicitamente la differenza di comportamento deformativo tra muratura e montante: la prima con risposta prevalentemente lineare, dominata dal taglio, il secondo con risposta flessionale. Proprio da questa differenza nasce invece l'esigenza di considerare gli ancoraggi come elementi che lavorano principalmente in trazione e compressione, con la funzione di "forzare" la deformata del montante ad adattarsi a quella del maschio murario adiacente.

Un approccio che, invece, pone l'accento in maniera più diretta sull'effetto degli ancoraggi nel condizionare la deformata del montante è quello proposto da Lagomarsino-Cattari [6]. In questo modello il montante viene schematizzato con rotazioni impedito alla base e in sommità (schema shear-type) e, in presenza di ancoraggi, si assume che la deformazione flessionale interessi soltanto le zone di estremità, mentre il tratto centrale si comporti come un corpo rigido in rotazione.

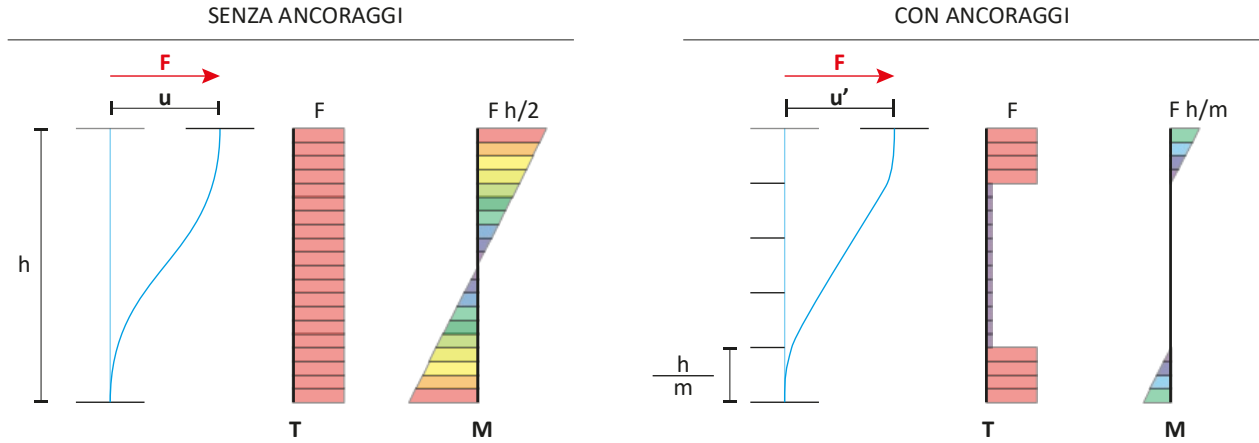


Fig. 4. Comportamento di un montante di cerchiatura in presenza o meno di ancoraggi, secondo le ipotesi di Lagomarsino-Cattari [6]

Sulla base di tale ipotesi viene determinata la rigidità equivalente del montante in presenza di ancoraggi. Le due porzioni terminali sono considerate come mensole, incastrate nei nodi del telaio e libere di ruotare in corrispondenza degli ancoraggi. Lo spostamento trasversale e la rotazione dell'estremo libero di ciascuna mensola sono quindi espressi dalle seguenti relazioni:

$$\delta_1 = \frac{F h^3}{3 E J} \cdot \frac{1 + 0.25 m^2 \alpha}{m^3} \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{12 E J}{G A_t h^2} \quad [1]$$

$$\varphi_1 = \frac{F h^2}{2 m^2 E J} \quad [2]$$

dove:

F è la forza applicata in sommità al montante;

h è l'altezza del montante;

m è il numero di segmenti in cui è suddiviso il montante pari a n+1, con n numero di ancoraggi;

E, G sono i moduli di elasticità normale e tangenziale dell'acciaio del montante;

J è il momento di inerzia della sezione del montante;

A_t è l'area resistente a taglio della sezione del montante.

Di conseguenza, lo spostamento relativo tra gli estremi della parte intermedia del montante, che si comporta come un corpo rigido in rotazione, è pari a:

$$\delta_2 = \varphi_1 \cdot h \left(1 - \frac{2}{m} \right) = \frac{F h^3 (m - 2)}{2 m^3 E J} \quad [3]$$

Lo spostamento complessivo del montante con ancoraggi, sotto l'azione della forza F si ottiene come somma dei contributi delle varie parti:

$$u' = 2 \delta_1 + \delta_2 = \frac{F h^3}{12 E J} \cdot \frac{6m - 4 + 2m^2 \alpha}{m^3} \quad [4]$$

Da ciò si ricava l'espressione della rigidezza del montante con ancoraggi:

$$K' = \frac{F}{u'} = \frac{12 EJ}{h^3} \cdot \frac{m^3}{6m - 4 + 2m^2\alpha} \quad [5]$$

In questo approccio, come anticipato, la porzione centrale del montante compresa tra il primo e l'ultimo ancoraggio viene considerata non sollecitata, ovvero soggetta a taglio e momento flettente nulli. Ciò corrisponde ad una schematizzazione in cui l'azione degli ancoraggi è rappresentata dall'applicazione di forze trasversali concentrate che impongono al montante una deformazione simile a quella dei maschi murari adiacenti. La fig. 5 illustra tale ipotesi, evidenziando la distribuzione delle forze equivalenti e i corrispondenti diagrammi di taglio T e momento flettente M.

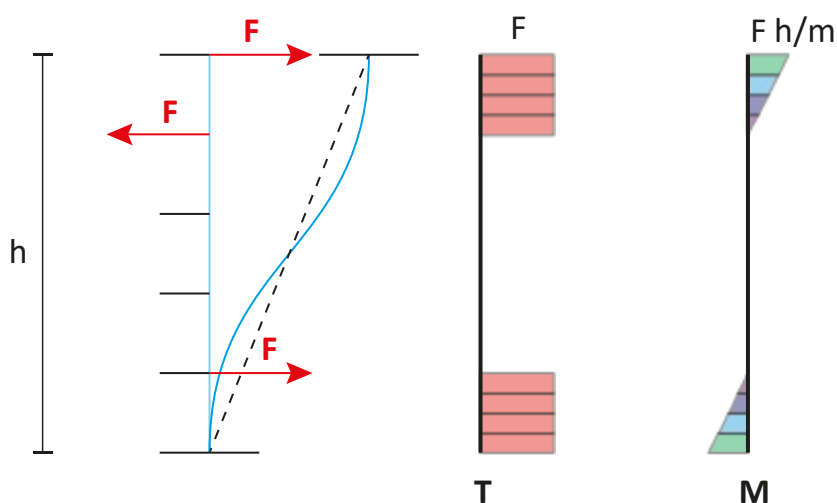


Fig. 5. Forze equivalenti agli ancoraggi considerate nell'approccio di Lagomarsino-Cattari [6]

In tale schematizzazione, quindi, il primo ancoraggio in sommità assorbe l'intera forza orizzontale applicata F , mentre il primo ancoraggio alla base fornisce una reazione uguale e contraria. L'orientamento di queste forze risulta coerente con l'ipotesi di fondo, secondo cui gli ancoraggi impongono al montante di seguire la deformata lineare del maschio murario adiacente.

È evidente, tuttavia, che l'assunzione secondo cui la totalità della forza sollecitante venga trasferita unicamente al primo ancoraggio in sommità rappresenta una semplificazione piuttosto forte rispetto al comportamento reale.

4. OSSERVAZIONI SU MODELLI NUMERICI

Per approfondire la questione, nell'ambito di questa ricerca è stata predisposta una serie di modelli numerici in cui vengono esplicitamente rappresentati i maschi murari, il telaio di cerchiatura e gli elementi equivalenti agli ancoraggi. Dai risultati ottenuti emerge con evidenza come gli ancoraggi condizionino la deformazione flessionale dei montanti, rendendola più coerente con quella dei maschi murari adiacenti. In particolare, gli ancoraggi risultano sollecitati a trazione quando la deformata del montante tende ad assumere una curvatura concava verso il maschio, mentre entrano in compressione quando la curvatura è convessa. Si consideri il modello illustrato in Fig. 6, dove viene rappresentata una parete in muratura con apertura centrale rinforzata mediante un telaio di cerchiatura in acciaio. La parete ha un'altezza pari a 2 m. I maschi murari presentano una lunghezza di base pari a 2.5 m e uno spessore di 0.25 m, mentre i montanti del telaio di cerchiatura sono costituiti da profili in acciaio HEA 200.

L'analisi strutturale della parete è condotta con l'ausilio del software professionale Aedes.PCM [8]. Sia i maschi murari che i montanti sono schematizzati mediante aste, cioè elementi finiti monodimensionali dotati di deformabilità sia flessionale che tagliante, disposte lungo l'asse baricentrico dell'elemento strutturale rappresentato. Per entrambi gli elementi è stata adottata una discretizzazione verticale in 10 segmenti, così da ottenere 9 nodi intermedi. In un modello successivo, in corrispondenza di tali nodi sono stati introdotti gli elementi equivalenti agli ancoraggi tra montante e maschio murario adiacente. Il cordolo e l'architrave non sono modellati in modo esplicito; il loro contributo è stato rappresentato mediante tre link rigidi che connettono i nodi di sommità di maschi murari e montanti. Poiché le rotazioni dei nodi di sommità sono impediti, la funzione dei link rigidi è limitata al solo vincolo traslazionale, garantendo che, sotto l'azione di una forza applicata in sommità, tutti gli elementi presentino lo stesso spostamento orizzontale.

Le proprietà meccaniche di muratura e acciaio utilizzate nel modello sono sintetizzate nella seguente tabella.

	E	G	
Muratura	2850	290	N/mm ²
Acciaio	210000	80769	N/mm ²

Tabella 1. Proprietà meccaniche dei materiali (modulo di elasticità normale e tangenziale)

Alla parete viene applicata una forza orizzontale in sommità di entità pari a $F = 200 \text{ kN}$. Tale azione rappresenta una sollecitazione sismica longitudinale e viene assunta come carico statico equivalente ai fini della modellazione numerica.

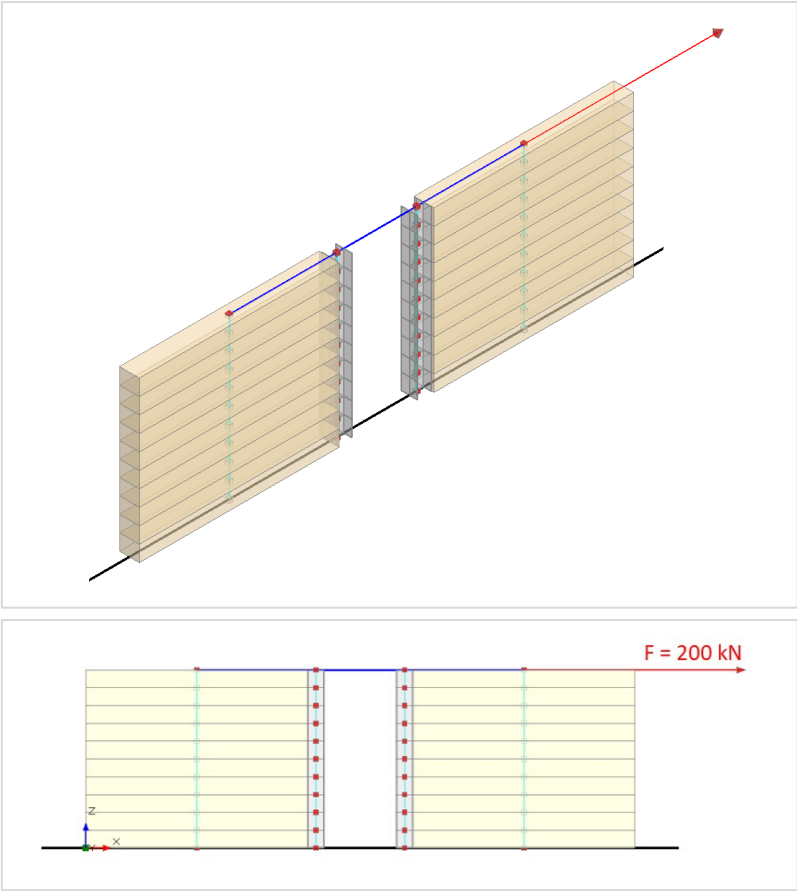


Fig. 6. Modello strutturale della parete oggetto di studio, senza ancoraggi

La Fig. 7 riporta la configurazione deformata della parete sotto l'azione della forza F applicata in sommità. Lo spostamento orizzontale dei nodi di testa risulta identico per maschi e montanti, con un valore pari a 0.118 mm. Si osserva tuttavia una marcata differenza nel comportamento deformativo: nei maschi murari prevale la deformabilità a taglio, che determina una deformata pressoché lineare, mentre nei montanti domina la flessione, con conseguente andamento curvilineo della deformata.

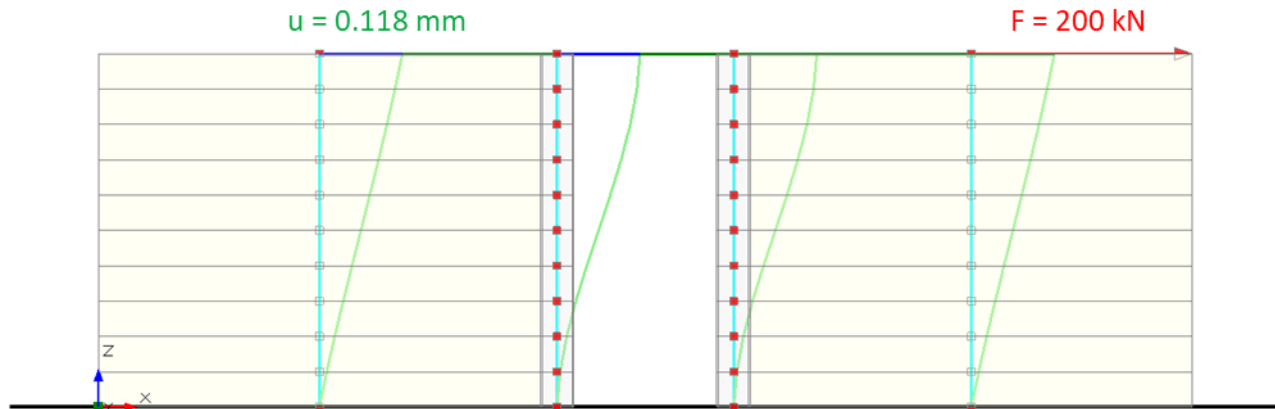


Fig. 7. Deformazione di maschi murari e montanti in assenza di ancoraggi

La Fig. 8 mostra i diagrammi del taglio e del momento flettente relativi al montante sinistro. Il diagramma del taglio risulta costante, con valore pari a 1.18 kN. Il momento flettente, invece, varia linearmente lungo l'altezza del montante, assumendo valore pari a -1.18 kNm alla base e 1.18 kNm in sommità, con conseguente inversione di segno tra gli estremi.

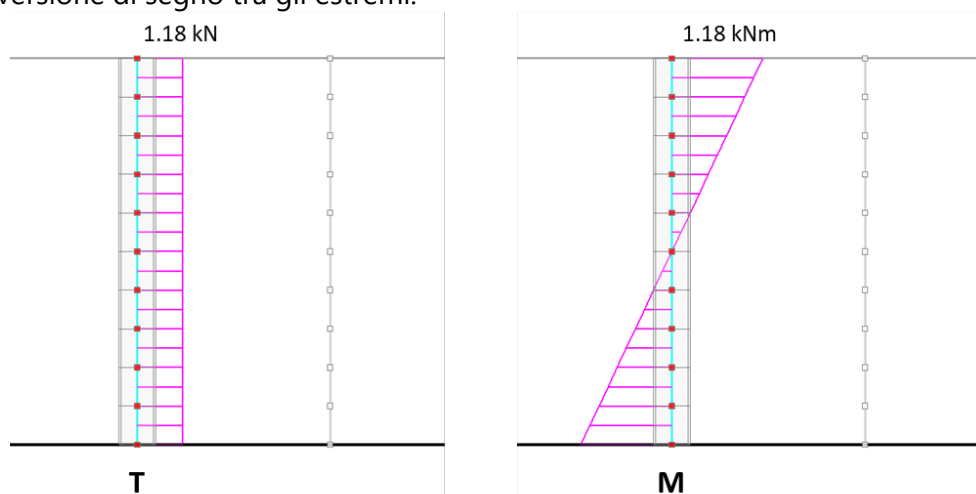


Fig. 8. Diagrammi di taglio (T) e momento (M) nel montante sinistro in assenza di ancoraggi

Per tener conto della presenza di ancoraggi tra montante e maschio murario, sono state introdotte delle bielle equivalenti che collegano i nodi intermedi del montante con i corrispondenti nodi del maschio murario adiacente. La rigidezza assiale di tali bielle, indicata con K_A , è stata variata nei diversi modelli al fine di valutare l'influenza degli ancoraggi sulle sollecitazioni interne del montante.

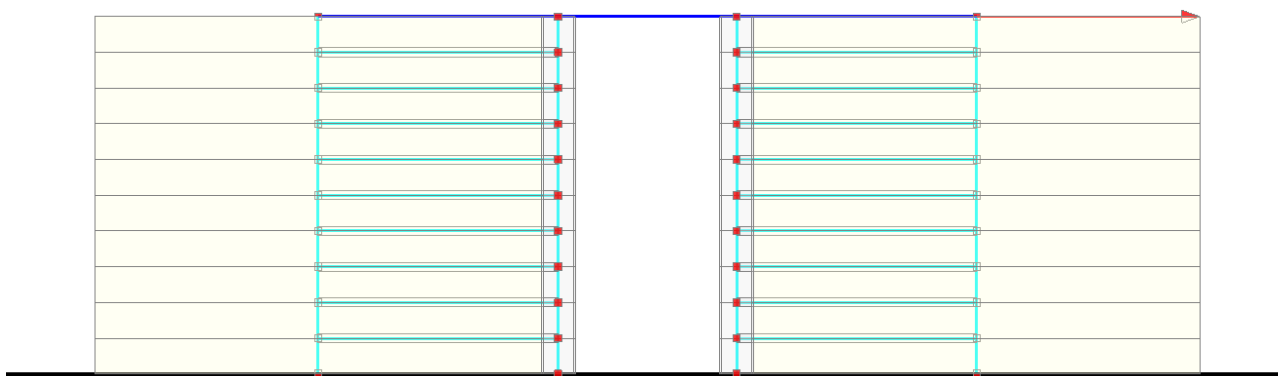


Fig. 9. Modello strutturale della parete oggetto di studio, con ancoraggi

Le figure seguenti riportano i risultati relativi al caso in cui è stata assunta una rigidezza assiale elevata: $K_A = 500\,000\text{ kN/m}$.

Lo spostamento orizzontale dei nodi di sommità risulta ancora pari a 0.118 mm come nel caso senza ancoraggi. Ciò è imputabile all'elevata rigidezza dei maschi murari, che impedisce di osservare variazioni apprezzabili nella rigidezza complessiva della parete. Si nota tuttavia una modifica significativa nel comportamento locale: la deformazione dei montanti in acciaio assume ora un andamento più lineare, tendenzialmente coerente con quello dei maschi murari adiacenti.

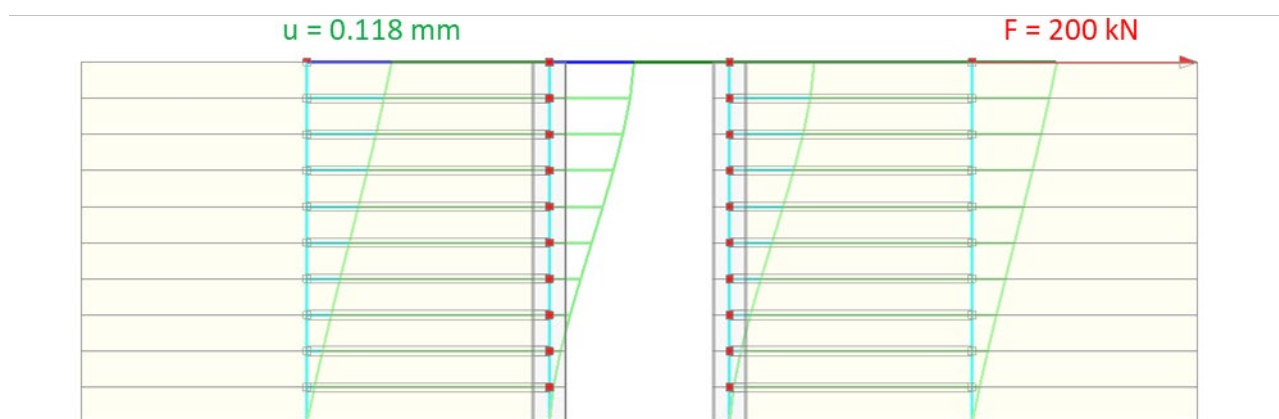


Fig. 10. Deformazione di maschi murari e montanti in presenza di ancoraggi

L'analisi delle azioni interne nel montante sinistro evidenzia alcune modifiche significative dovute alla presenza degli ancoraggi. Il diagramma del taglio mostra discontinuità in corrispondenza di ciascun ancoraggio: il valore massimo si registra agli estremi, pari a 1.81 kN , mentre il valore minimo è pari a 0.88 kN in mezzeria.

Il diagramma del momento flettente mantiene una simmetria centrale rispetto alla mezzeria, ma l'andamento risulta meno lineare rispetto al caso senza ancoraggi. Il valore massimo del momento si riscontra agli estremi ed è pari a 1.31 kNm .

Per quanto riguarda gli sforzi normali nelle bielle equivalenti, si osserva che gli ancoraggi superiori risultano sollecitati a trazione, mentre quelli inferiori a compressione. L'entità dello sforzo tende ad aumentare, in valore assoluto, procedendo dalla mezzeria verso gli estremi; si nota tuttavia una leggera riduzione nello sforzo dell'ancoraggio più esterno rispetto a quello immediatamente adiacente.

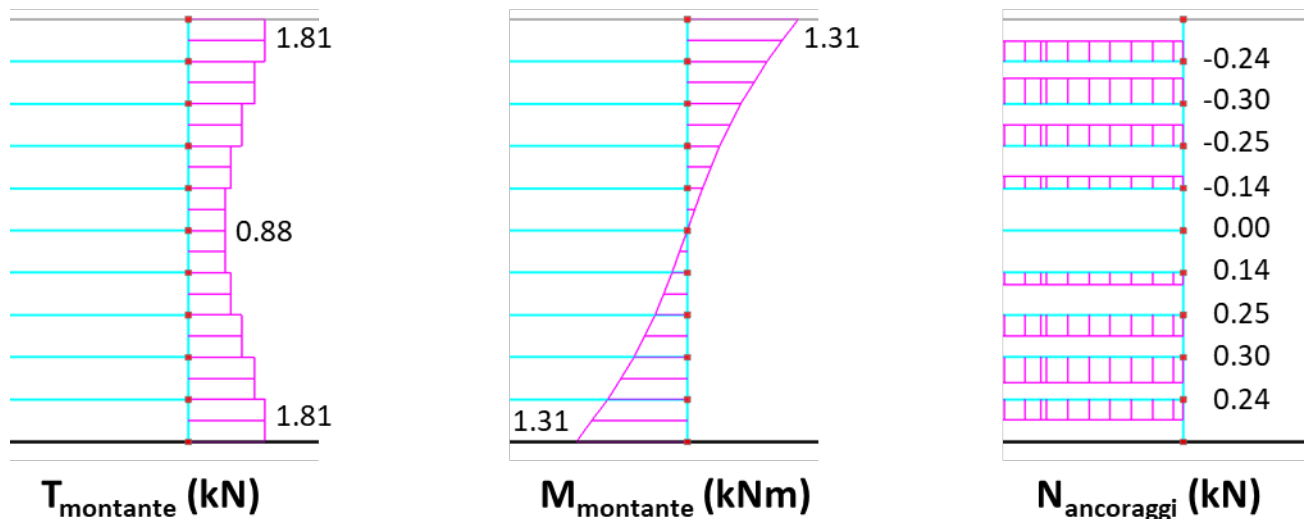


Fig. 11. Diagrammi di taglio (T) e momento (M) nel montante sinistro, e diagramma di sforzo normale (N) nelle bielle equivalenti agli ancoraggi.
Rigidezza assiale degli ancoraggi assunta pari a $K_A = 500\,000 \text{ kN/m}$

Per il montante destro si osserva un comportamento del tutto analogo, con l'unica differenza che il segno degli sforzi normali negli ancoraggi risulta invertito: dove a sinistra essi erano di trazione, a destra si manifestano di compressione, e viceversa. Questo risultato è coerente con l'osservazione generale secondo cui gli ancoraggi entrano in trazione nei tratti in cui la deformata del montante è concava verso il maschio murario adiacente, mentre sono sollecitati a compressione quando la curvatura è convessa.

Si considera ora il caso limite in cui gli ancoraggi siano assunti infinitamente rigidi. In tale configurazione il diagramma del taglio mostra discontinuità molto più accentuate, passando da un valore massimo di 4.67 kN agli estremi fino a un valore minimo di 0.41 kN in prossimità della mezzeria.

Il diagramma del momento flettente assume un andamento prossimo a quello iperbolico, con picchi di sollecitazione concentrati agli estremi e valori molto ridotti nelle zone interne.

Il diagramma degli sforzi normali nelle bielle equivalenti evidenzia come gli ancoraggi estremi si facciano carico della quota prevalente di sollecitazione, lasciando progressivamente meno carico a quelli via via più interni.

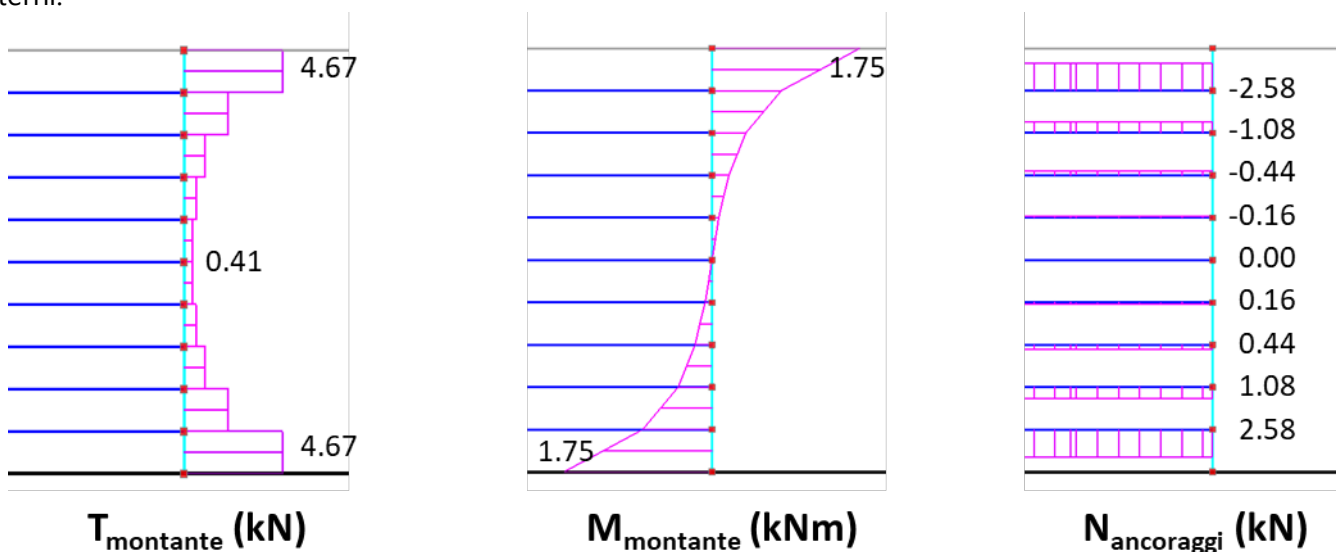


Fig. 12. Diagrammi di taglio (T) e momento (M) nel montante sinistro, e diagramma di sforzo normale (N) nelle bielle equivalenti agli ancoraggi, nell'ipotesi di infinita rigidità delle bielle di ancoraggio

Il comportamento osservato nel caso di ancoraggi infinitamente rigidi risulta, o tende a risultare, molto simile a quello schematizzato in Fig. 5. Ne consegue che l'impostazione proposta da Lagomarsino-Cattari [6] per il montante ancorato può essere ricondotta all'assunzione, semplificativa, di ancoraggi dotati di rigidità infinita.

Nella realtà, tuttavia, gli ancoraggi tra montanti in acciaio e muratura presentano una rigidità finita, di difficile definizione analitica poiché influenzata da molteplici fattori, alcuni dei quali affetti da rilevanti incertezze di modello. Dal punto di vista del comportamento meccanico, l'ancoraggio equivale ad una molla con deformazioni che possono essere pensate prodotte da più elementi in serie, ciascuno con la propria rigidità:

rigidità della barra in acciaio (trazione/compressione assiale): k_{bar}

rigidità del materiale di adesione (resina o malta): k_{adh}

rigidità locale della muratura attorno all'ancoraggio: k_{mur}

La rigidità totale assiale del singolo ancoraggio si può ottenere secondo la formulazione delle rigidità in serie:

$$k_{tot} = \frac{1}{\frac{1}{k_{bar}} + \frac{1}{k_{adh}} + \frac{1}{k_{mur}}} \quad [6]$$

In tal modo risulterebbe teoricamente possibile modellare il comportamento elastico iniziale degli ancoraggi come un sistema di molle che collegano la parete muraria ed il telaio. Dal punto di vista applicativo, tuttavia, alcuni contributi risultano di difficile quantificazione: in particolare, la rigidità legata alla deformazione dello strato adesivo o di malta e quella dipendente dalla muratura.

Un determinato sistema di ancoraggio può avere effetti molto diversi in base a: geometria e numero dei dispositivi di collegamento utilizzati; modalità di posa e di ingranamento nella muratura; qualità della muratura stessa. Di fatto, la sperimentazione su casistiche specifiche appare necessaria per ottenere una definizione precisa del comportamento deformativo degli ancoraggi. Tale procedura risulta tuttavia onerosa e non è proponibile per la generalità degli interventi a carattere professionale; in aggiunta, molte tipologie murarie esistenti difficilmente possono essere riprodotte in laboratorio, dove le condizioni al contorno risultano inevitabilmente diverse dalla configurazione reale nel fabbricato.

Occorre pertanto elaborare un percorso che, attraverso l'analisi del comportamento strutturale in dipendenza da varie ipotesi sulle rigidità degli ancoraggi, fornisca opportuni parametri di riferimento: l'obiettivo di tale metodologia, applicabile nella progettazione professionale, consiste nel consentire una valutazione efficace dell'influenza degli ancoraggi sul comportamento d'insieme del sistema muratura-telaio.

Il confronto tra i risultati ottenuti con una rigidità degli ancoraggi pari a 500 000 kN (Fig. 11) e quelli corrispondenti all'ipotesi di rigidità infinita (Fig. 12) evidenzia come sia le sollecitazioni interne sia la rigidità complessiva del montante risultino fortemente influenzate dal valore assunto per la rigidità degli ancoraggi.

La tabella seguente riassume la variazione di alcuni parametri significativi in dipendenza dalla rigidità assiale assunta per le bielle di ancoraggio. L'analisi si concentra sulla porzione di montante compresa tra la mezzeria e uno degli estremi, ossia il classico "braccio del taglio" nello schema di colonna non ancorata e incastrata agli estremi.

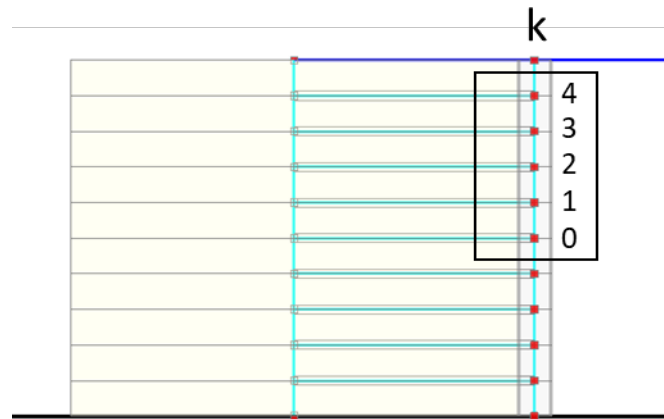


Fig. 13. Ancoraggi su cui si concentra l'analisi sistematica al variare della rigidezza K_A

I parametri riportati sono i seguenti:

K_A rigidezza assiale delle bielle di ancoraggio (kN/m);

T_I valore del taglio all'estremo del montante (kN);

T_M valore del taglio in corrispondenza della mezzeria (kN);

ΔT riduzione percentuale del taglio in mezzeria rispetto a quello all'estremo. In valore assoluto, può essere anche intesa come la percentuale di taglio trasferita agli ancoraggi sotto forma di sforzo normale;

N_k sforzo normale nel k-esimo ancoraggio (kN), con $k = 0$ riferito all'ancoraggio di mezzeria e $k = 4$ all'ancoraggio estremo;

N_k/N_4 rapporto fra lo sforzo normale nell'ancoraggio k e quello nell'ancoraggio estremo.

K_A	10 000		50 000		100 000		500 000		1 000 000		Infinita	
T_I	1.34		1.81		2.2		3.33		3.76		4.68	
T_M ΔT	1.1	-18%	0.88	-51%	0.71	-68%	0.41	-88%	0.38	-90%	0.41	-91%
N_0 N_0/N_4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N_1 N_1/N_4	0.07	0.58	0.14	0.58	0.20	0.48	0.26	0.24	0.23	0.16	0.16	0.06
N_2 N_2/N_4	0.13	1.08	0.25	1.04	0.38	0.90	0.59	0.54	0.58	0.39	0.44	0.17
N_3 N_3/N_4	0.15	1.25	0.30	1.25	0.49	1.17	0.97	0.88	1.10	0.75	1.08	0.42
N_4 N_4/N_4	0.12	1.00	0.24	1.00	0.42	1.00	1.10	1.00	1.47	1.00	2.58	1.00

Tabella 2. Risultati dell'analisi sistematica al variare della rigidezza degli ancoraggi K_A (kN/m).

I tagli (T) sul montante e gli sforzi normali (N) nelle bielle di ancoraggio sono espressi in kN

Esaminando i valori riportati in tabella emerge come l'aumento della rigidezza degli ancoraggi determini una progressiva riduzione del taglio in mezzeria rispetto a quello agli estremi. In altri termini, quanto più elevata è la rigidezza degli ancoraggi, tanto maggiore è la quota di sforzo tagliante che essi assorbono, alleggerendo conseguentemente il montante nella zona centrale.

Il rapporto N_k/N_4 , che confronta lo sforzo normale nell'ancoraggio k con quello nell'ancoraggio estremo, consente di descrivere la distribuzione degli sforzi lungo l'altezza del montante. La sua variazione in funzione della rigidezza degli ancoraggi è illustrata nel grafico seguente, che mette in evidenza il diverso contributo degli ancoraggi interni ed esterni al trasferimento degli sforzi.

Nel grafico, ciascuna curva rappresenta un determinato valore della rigidezza assiale degli ancoraggi. L'asse orizzontale indica il numero progressivo dell'ancoraggio (k) che varia da 0 in mezzeria a 4 all'estremo. L'asse verticale rappresenta il rapporto N_k/N_4 .

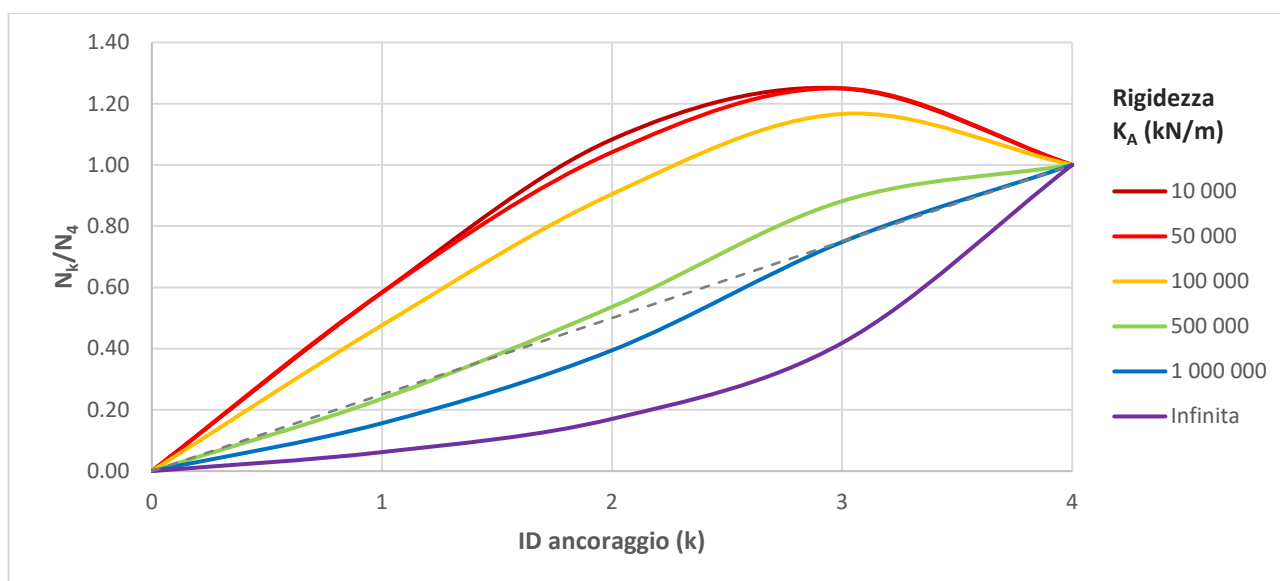


Fig. 14. Distribuzione degli sforzi negli ancoraggi, espressa come rapporto N_k/N_d , al variare della rigidezza K_A

Si osserva che gli ancoraggi in prossimità degli estremi risultano sistematicamente più sollecitati rispetto a quelli interni. Tuttavia, per valori ridotti della rigidezza assiale, il massimo si registra in corrispondenza del penultimo ancoraggio ($k = 3$) e l'andamento complessivo richiama quello dello spostamento della deformata flessionale rispetto a quella lineare. Al crescere della rigidezza assiale, la distribuzione degli sforzi tende a uniformarsi lungo il montante, assumendo un andamento pressoché lineare. Per valori molto elevati di rigidezza, fino al caso limite di rigidezza infinita (linea viola), si evidenzia una marcata concentrazione di sforzo nell'ancoraggio più estremo, mentre gli ancoraggi interni tendono progressivamente a scaricarsi.

In sintesi, l'analisi evidenzia come l'ipotesi di rigidezza finita degli ancoraggi comporti una distribuzione progressiva e diffusa degli sforzi lungo il montante, con un ruolo significativo anche per gli ancoraggi interni. Al contrario, l'assunzione di rigidezza infinita porta a una marcata concentrazione delle sollecitazioni sugli ancoraggi estremi, riducendo il contributo degli altri collegamenti. Questo risultato conferma che la rigidezza degli ancoraggi costituisce un parametro cruciale per una corretta rappresentazione del comportamento della parete rinforzata, e suggerisce la necessità di modelli in grado di tenerne conto in maniera realistica.

5. PROPOSTA METODOLOGICA

Alla luce delle osservazioni svolte, si propone un metodo semplificato per considerare l'effetto degli ancoraggi in un modello in cui il telaio di cerchiatura venga analizzato separatamente dal resto della parete¹.

¹ Si intende che l'analisi strutturale della parete muraria con telaio incluso viene condotta considerando il contributo in parallelo dei maschi murari e del telaio, attraverso la composizione delle singole curve di capacità per ottenere la curva rappresentativa della parete nel suo insieme, secondo la procedura di uso consueto nelle applicazioni professionali tramite modellazione a telaio equivalente [9].

L'idea di base è simile a quanto proposto da Lagomarsino-Cattari [6], ovvero rappresentare gli ancoraggi mediante carichi concentrati applicati lungo l'asta; tuttavia, si supera l'ipotesi di rigidezza infinita consentendo la modellazione di situazioni intermedie, ritenute più vicine al comportamento reale.

A tal fine, si definisce un parametro di input, quantificato a cura del Progettista, consistente in un coefficiente denominato α_r , compreso fra 0 e 1, pari alla frazione dell'azione tagliante (F) all'estremo del montante che si assume venga trasferita agli ancoraggi presenti sul cosiddetto *braccio del taglio*. Per *braccio*

del taglio si intende il tratto di montante compreso tra l'estremo incastrato e la sezione in cui il momento flettente si annulla. Se h è l'altezza del montante, il braccio del taglio ha lunghezza pari a $h/2$ nello schema *shear-type* e h nello schema a mensola.

È importante sottolineare che, in linea teorica, il coefficiente α_T dipende dalla rigidezza effettiva degli ancoraggi. L'obiettivo del metodo proposto non è tuttavia quello di richiedere la stima diretta di tale rigidezza, che, come osservato in precedenza, risulta complessa e fortemente condizionata da materiali e fattori costruttivi, ma di introdurre un parametro semplificato e di immediata utilizzazione. In questo modo, il progettista ha la possibilità di calibrare il valore di α_T in funzione del livello di interazione che intende modellare tra montante e maschio murario, ottenendo così un controllo diretto e flessibile sull'effetto degli ancoraggi senza doverne specificare la rigidezza reale.

Come evidenziato dal grafico di Fig. 14, anche la distribuzione delle forze sugli ancoraggi mostra in generale un andamento che dipende dalla loro rigidezza e pertanto legato al coefficiente α_T . Per semplicità, tuttavia, si assume come ipotesi di lavoro che tale distribuzione sia di tipo lineare per qualsiasi valore di α_T .

Per completare la descrizione del metodo proposto, si introduce ora la formulazione con cui vengono determinate le forze agenti sul montante in corrispondenza degli ancoraggi. La definizione di tali forze dipende dalle condizioni di vincolo ipotizzate. Vengono considerate tre configurazioni rappresentative delle situazioni più ricorrenti:

- Schema *shear-type*: montante incastrato sia alla base sia in sommità;
- Schema a mensola: montante con incastro alla base e cerniera in sommità;
- Schema a mensola rovesciata: montante con cerniera alla base e incastro in sommità.

5.1. SCHEMA SHEAR-TYPE

La figura seguente mostra il montante sinistro di un telaio di cerchiatura incastrato alla base e in sommità. Sotto l'azione orizzontale F applicata in sommità, il montante tende ad assumere una deformata flessionale (linea continua), mentre il maschio murario adiacente, ipotizzato tozzo e molto rigido, mostra una deformata prevalentemente lineare (linea tratteggiata).

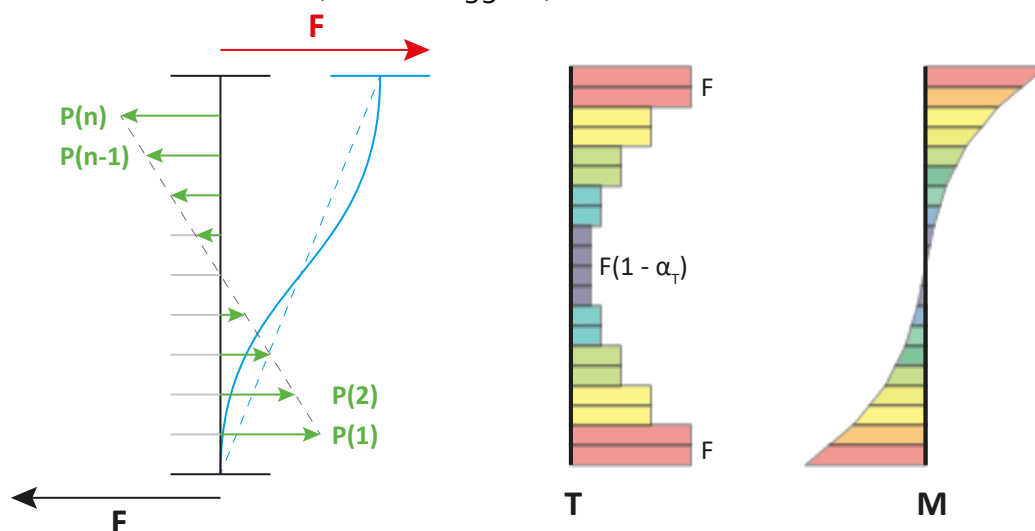


Fig. 15. Schema *shear-type*: forze equivalenti negli ancoraggi, diagramma di taglio (T) e momento (M)

Si considerano n ancoraggi montante–muratura, uniformemente distribuiti lungo l'altezza, numerati con l'indice k , con $k = 1$ in corrispondenza dell'ancoraggio alla base e $k = n$ per l'ancoraggio in sommità. Gli ancoraggi tendono a modificare la deformata del montante, rendendola più simile a quella lineare del maschio murario.

Per lo schema *shear-type*, il montante si suddivide naturalmente in **due bracci del taglio** di lunghezza $h/2$:

- **braccio superiore**, dove il taglio massimo è la forza applicata in sommità (F);
- **braccio inferiore**, dove il taglio massimo è la reazione orizzontale alla base (F).

Si introduce il coefficiente adimensionale $\alpha_T \in (0; 1]$, definito come la frazione dell'azione tagliante all'estremo trasferita agli ancoraggi. Per ciascun braccio del taglio, la risultante delle forze di ancoraggio deve essere pari a $\alpha_T \cdot F$.

L'azione degli ancoraggi sul montante viene modellata mediante forze concentrate $P(k)$ disposte secondo un andamento lineare lungo l'altezza, espresse dalla relazione:

$$P(k) = \alpha_T F \frac{4(n+1-2k)}{n^2 - (n \bmod 2)}, \quad k = 1, \dots, n \quad [7]$$

dove $(n \bmod 2)$ è uguale a 0 per n pari e 1 per n dispari.

Il termine $P(k)$ è positivo nella metà inferiore e negativo in quella superiore, coerentemente con il verso assunto per la forza F . La somma delle $P(k)$ sul singolo braccio del taglio (inferiore o superiore), in valore assoluto, è pari a $\alpha_T F$.

Nell'ipotesi alternativa che l'azione tagliante fosse interamente trasferita agli ancoraggi più estremi, assunti infinitamente rigidi [6], le forze negli ancoraggi risulterebbero:

$$P(k) = \begin{cases} F, & k = 1 \\ 0, & 1 < k < n \\ -F, & k = n \end{cases} \quad [8]$$

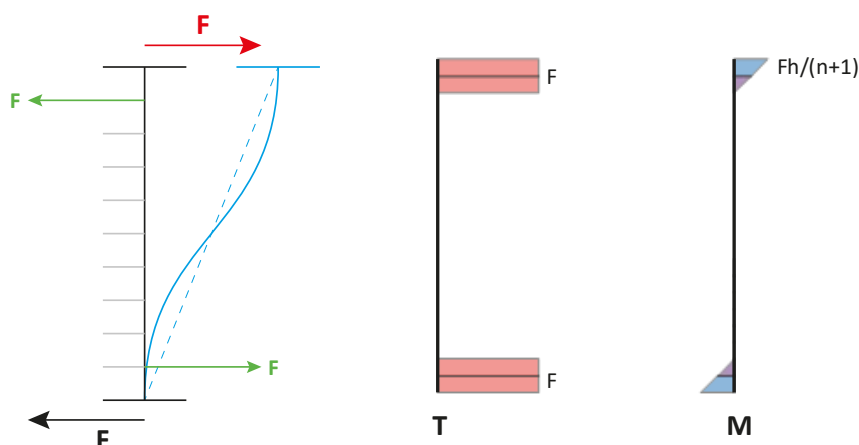


Fig. 16. Schema shear-type nell'ipotesi che l'azione tagliante sia interamente trasferita agli ancoraggi più estremi: diagramma di taglio (T) e momento (M)

5.2. SCHEMA A MENSOLA

La Fig. 17 mostra il montante sinistro di un telaio di cerchiatura incastrato alla base e incernierato in sommità. Sotto l'azione di una forza orizzontale applicata in sommità, il montante tenderebbe ad assumere una deformata flessionale (linea continua), mentre il maschio murario adiacente, ipotizzato tozzo e molto rigido, mostra una deformata prevalentemente lineare (linea tratteggiata).

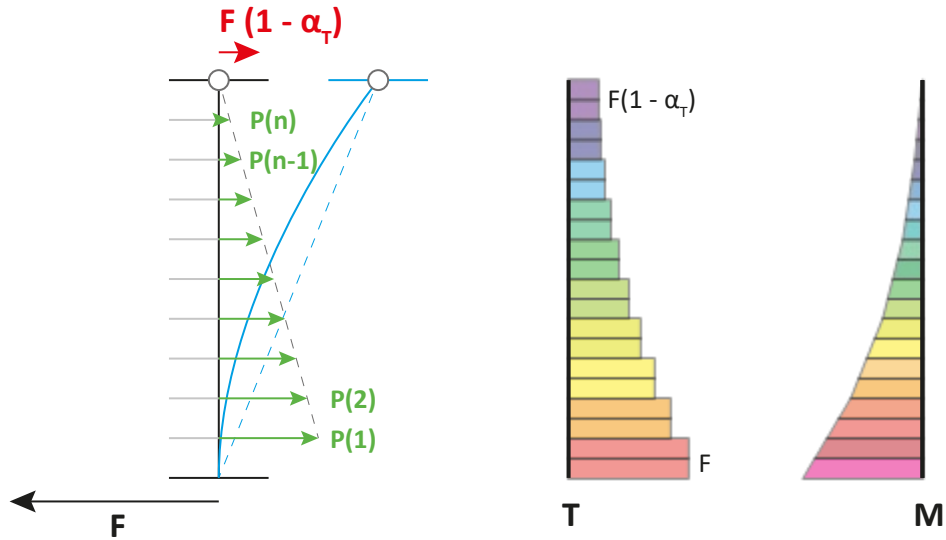


Fig. 17. Schema a mensola: forze equivalenti negli ancoraggi, diagramma di taglio (T) e momento (M)

Si considerano n ancoraggi montante-muratura, uniformemente distribuiti lungo l'altezza, numerati con l'indice k , con $k = 1$ in corrispondenza dell'ancoraggio alla base e $k = n$ per l'ancoraggio in sommità. Gli ancoraggi tendono a modificare la deformata del montante, rendendola più simile a quella lineare del maschio murario.

Per lo schema a mensola, il montante è caratterizzato da un **unico braccio del taglio** di lunghezza h , sul quale la massima azione tagliante è rappresentata dalla reazione orizzontale alla base, pari a F .

Si introduce il coefficiente adimensionale $\alpha_T \in (0; 1]$, definito come la frazione dell'azione tagliante all'estremo che si assume trasferita agli ancoraggi. In questo caso la risultante delle forze di ancoraggio deve essere pari a $\alpha_T \cdot F$, mentre la forza orizzontale applicata al nodo di sommità risulta pari a $F(1 - \alpha_T)$. L'azione degli ancoraggi sul montante è modellata mediante forze concentrate $P(k)$ disposte secondo un andamento lineare lungo l'altezza, espresse dalla relazione:

$$P(k) = \alpha_T F \frac{2(n+1-k)}{n(n+1)}, \quad k = 1, \dots, n \quad [9]$$

Le forze $P(k)$ risultano tutte positive, coerentemente con il verso della forza applicata in sommità. La loro risultante lungo l'intero montante è pari a $\alpha_T F$.

Nell'ipotesi alternativa di azione tagliante interamente trasferita al primo ancoraggio alla base, assunto infinitamente rigido, le forze negli ancoraggi risulterebbero:

$$P(k) = \begin{cases} F, & k = 1 \\ 0, & 1 < k \leq n \end{cases} \quad [10]$$

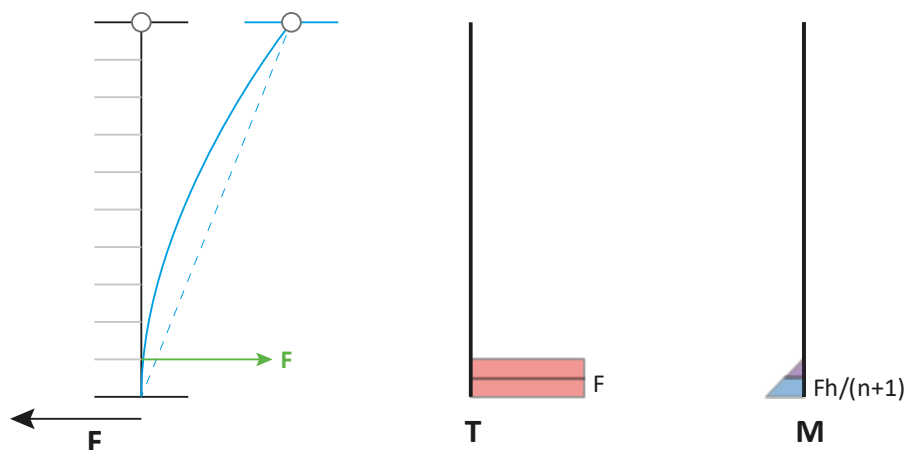


Fig. 18. Schema a mensola nell'ipotesi che l'azione tagliante sia interamente trasferita all'ancoraggio di base assunto infinitamente rigido: diagramma di taglio (T) e momento (M)

5.3. SCHEMA A MENSOLA ROVESCIATA

La Fig. 19 mostra il montante sinistro di un telaio di cerchiatura incastrato in sommità e incernierato alla base (mensola rovesciata). Sotto l'azione di una forza orizzontale F applicata in sommità, il montante tenderebbe ad assumere una deformata flessionale (linea continua), mentre il maschio murario adiacente, ipotizzato tozzo e molto rigido, mostra una deformata prevalentemente lineare (linea tratteggiata).

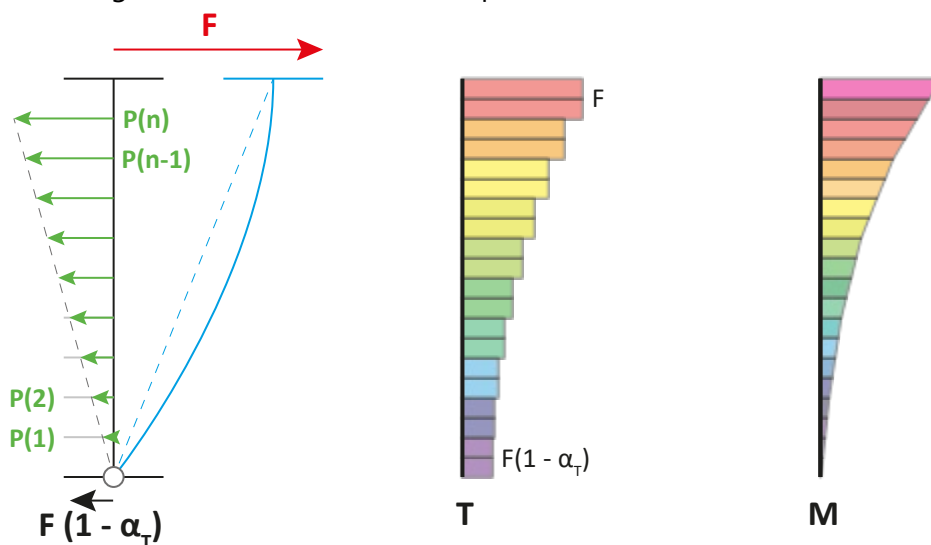


Fig. 19. Schema a mensola rovesciata: forze equivalenti negli ancoraggi, diagramma di taglio (T) e momento (M)

Si considerano n ancoraggi montante–muratura, uniformemente distribuiti lungo l'altezza, numerati con l'indice k , con $k = 1$ in corrispondenza dell'ancoraggio alla base e $k = n$ per l'ancoraggio in sommità. Gli ancoraggi tendono a modificare la deformata del montante, rendendola più simile a quella lineare del maschio murario.

Per lo schema a mensola rovesciata, il montante è caratterizzato da un **unico braccio del taglio** di lunghezza h , sul quale la massima azione tagliante è rappresentata dalla forza orizzontale applicata in sommità, pari a F .

Si introduce il coefficiente adimensionale $\alpha_T \in (0; 1]$, definito come la frazione dell'azione tagliante all'estremo che si assume trasferita agli ancoraggi. In questo caso la risultante delle forze di ancoraggio

deve essere pari a $\alpha_T \cdot F$, quindi la reazione orizzontale alla base, in valore assoluto, risulta pari a $F(1 - \alpha_T)$.

L'azione degli ancoraggi sul montante è modellata mediante forze concentrate $P(k)$ disposte secondo un andamento lineare lungo l'altezza, espresse dalla relazione:

$$P(k) = -\alpha_T F \frac{2k}{n(n+1)}, \quad k = 1, \dots, n \quad [11]$$

Le forze $P(k)$ risultano tutte discordi con il verso della forza applicata in sommità. La loro risultante lungo l'intero montante è pari a $-\alpha_T F$.

Nell'ipotesi alternativa di azione tagliante interamente trasferita all'ancoraggio più estremo in sommità, assunto infinitamente rigido, le forze negli ancoraggi risulterebbero:

$$P(k) = \begin{cases} 0, & 1 \leq k < n \\ -F, & k = n \end{cases} \quad [12]$$

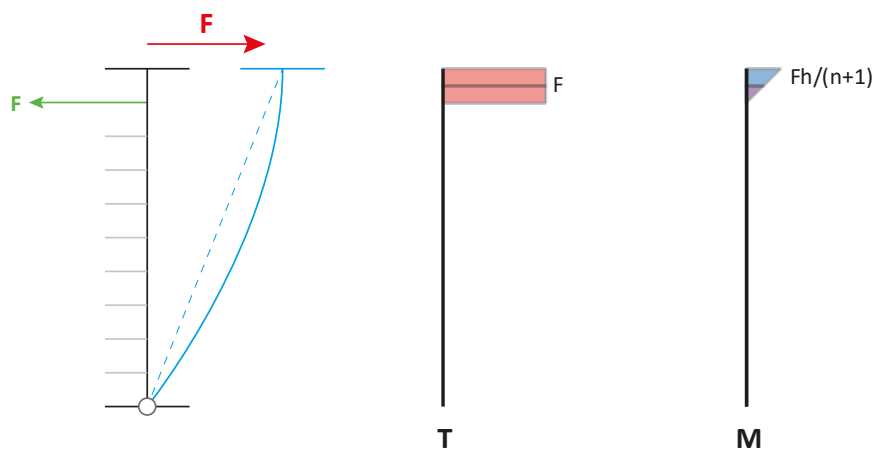


Fig. 20. Schema a mensola rovesciata nell'ipotesi che l'azione tagliante sia interamente trasferita all'ancoraggio di sommità assunto infinitamente rigido: diagramma di taglio (T) e momento (M)

6. ELABORAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' DEL TELAIO

La **curva di capacità** del telaio di cerchiatura è definita nel piano *spostamento in sommità – taglio alla base* e descrive la risposta del telaio sotto l'azione di una forza orizzontale F applicata in sommità con valori progressivamente crescenti.

Qualora i maschi murari adiacenti al telaio presentino una rigidezza elevata e una snellezza ridotta, con una deformata determinata prevalentemente dal taglio e quindi di tipo lineare, e i montanti del telaio risultino collegati a tali maschi tramite opportuni sistemi di ancoraggio, oltre alla forza F si considerano anche le **forze equivalenti degli ancoraggi**, definite secondo le modalità illustrate nel paragrafo precedente.

Ad ogni passo dell'analisi incrementale vengono verificate le condizioni di sicurezza sia per le sezioni di estremità degli elementi del telaio (montanti, architrave, traverso inferiore, incluso i giunti) sia per il sistema di ancoraggio.

- Il raggiungimento del momento resistente in una sezione di montante, architrave o traverso inferiore comporta l'inserimento di una **cerniera plastica** nel punto corrispondente.
- Il superamento della resistenza in un ancoraggio determina invece l'**annullamento di capacità dell'intero sistema di ancoraggio**: grazie a questa ipotesi, da quel passo in avanti, l'analisi prosegue senza considerare le forze equivalenti agli ancoraggi, ossia come se il telaio fosse scollegato dalla muratura.

6.1. VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI

Le forze equivalenti introdotte nel modello hanno la funzione di costringere la deformata del montante ad adattarsi a quella pressoché lineare del maschio murario adiacente. Sotto l'azione di una forza orizzontale F applicata in sommità, tali forze si traducono in **sforzi assiali** (di trazione o compressione) nei singoli ancoraggi.

Se la forza orizzontale agisce in direzione opposta, gli sforzi negli ancoraggi si invertono: ciò che in una direzione era compressione diventa trazione, e viceversa.

La verifica di resistenza del sistema di ancoraggio consiste quindi nel controllare che la **massima forza di trazione** in ciascun ancoraggio sia inferiore alla sua capacità in termini di resistenza. Poiché l'analisi pushover del telaio mira a individuare la **capacità minima** sotto azioni sismiche crescenti applicate in entrambi i versi, si adotta un criterio cautelativo: per ogni ancoraggio, si assume come valore di progetto la **massima forza assiale registrata** (in modulo) tra le due direzioni di spinta. In questo modo, anche se in un verso lo sforzo risultasse di compressione, lo stesso valore verrebbe considerato come possibile trazione nell'analisi condotta con la forza orizzontale di senso opposto.

La **resistenza a trazione del singolo ancoraggio**, qualora non sia nota da prove sperimentali sulla specifica configurazione (attraverso test condotti sul metodo di ancoraggio scelto e sulla tipologia di muratura), si considera governata dal meccanismo di estrazione dalla muratura, in generale più sfavorevole rispetto alla resistenza dell'acciaio dell'insieme connettore - malta/legante. Il meccanismo di estrazione dell'ancoraggio chiama in causa la resistenza a taglio della muratura: per valutare tale resistenza, si assume che la porzione di muratura coinvolta sia assimilabile a una superficie tronco-conica sulla quale agisce la tensione tangenziale massima di progetto τ_d sviluppabile dal materiale (Fig. 21), formata da un termine di coesione (definito ad esempio dalla resistenza media a taglio secondo la classificazione dei parametri meccanici in base alle tipologie murarie: Tab. C8.5.I [2], oppure da un valore ottenuto tramite indicatori di qualità muraria o prove sperimentali) e da un termine di resistenza per attrito dipendente dallo stato di compressione locale.

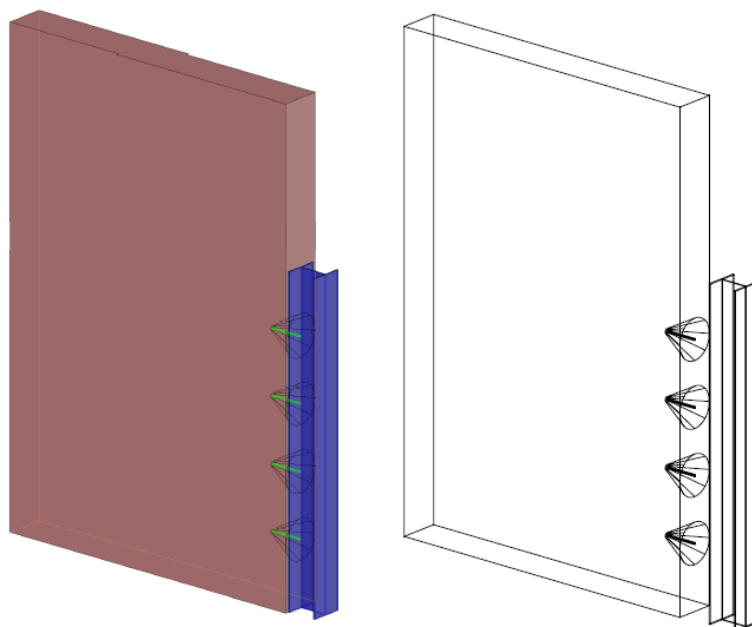


Fig. 21. Superfici murarie tronco-coniche coinvolte nell'estrazione degli ancoraggi dalla muratura

La **base minore** del tronco di cono corrisponde all'estremo interno dell'ancoraggio, situato ad una profondità h all'interno della muratura. Il suo raggio r viene assunto pari a metà del diametro della barra di ancoraggio, incrementato di 4 mm, convenzionalmente attribuiti al volume di riempimento del foro con il legante.

La **base maggiore** del tronco di cono è posta all'interfaccia fra parete e montante. Il suo raggio R viene inizialmente stimato ipotizzando un angolo di diffusione pari a 30° . Successivamente, tale raggio viene confrontato con i vincoli geometrici dati dallo spessore s della parete e dall'interasse tra gli ancoraggi (verticale o orizzontale, nel caso di montanti costituiti da più profili affiancati). Se il raggio risulta eccessivo, viene opportunamente ridotto e l'angolo di diffusione adattato di conseguenza.

La superficie laterale del tronco di cono, illustrata in Fig. 22, risulta quindi:

$$S_l = \pi L (R + r) \quad [13]$$

dove:

R è il raggio della base maggiore;

r è il raggio della base minore ($= (\Phi + 4)/2$ mm, con Φ = diametro della barra di ancoraggio);

L è l'apotema o altezza obliqua del cono: $L = \sqrt{(R - r)^2 + h^2}$;

h è la profondità di infissione della barra di ancoraggio.

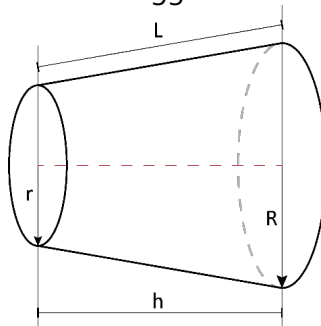


Fig. 22. Superficie tronco-conica coinvolta nell'estrazione dell'ancoraggio dalla muratura

Su tale superficie si ipotizza che agisca la tensione tangenziale di progetto τ_d , composta, come osservato, dal valore di resistenza a taglio del materiale τ_{od} e dalla resistenza a taglio per attrito, dipendente dalla tensione di compressione σ_n agente localmente nella muratura.

σ_n può essere determinata applicando l'azione tagliante trasmessa dal montante all'ancoraggio¹, tradotta in compressione uniforme locale sulla proiezione del cono.

Per valutare la componente di resistenza a taglio per attrito sulla superficie tronco-conica, a σ_n si applica il fattore riduttivo $\cos\alpha$ dovuto alla giacitura della superficie conica (α = angolo tra altezza obliqua e direzione orizzontale); σ_n inoltre si considera agente su metà della superficie conica ossia sulla parte che reagisce all'azione sulla barra. Il coefficiente di attrito viene assunto pari a 0.4. In definitiva, la resistenza a taglio della muratura sul tronco di cono, pari alla resistenza offerta dalla muratura all'estrazione dell'ancoraggio, è espressa nel modo seguente:

$$N_{Rd} = (\tau_{od} \cdot S_l + 0.4 \sigma_n \cdot \cos\alpha \cdot 0.5 S_l) \quad [14]$$

¹ Il taglio trasmesso dal montante al singolo ancoraggio, oggetto di verifica a taglio della sezione trasversale della barra, viene stimato suddividendo lo sforzo normale statico agente sul montante fra tutti gli ancoraggi che lo collegano alla parete muraria. Per semplicità, si prescinde sia da variazioni dello sforzo normale per effetto sismico (peraltro assenti nel modello shear-type) sia da effetti flessionali fra le ali del profilo del montante. In altri termini, nei confronti dello stato locale di compressione si assume un comportamento strutturale rigido che trasferisce lo sforzo nel montante agli ancoraggi e da questi si trasforma in pressione locale sulla muratura. La procedura descritta è semplificata ma non altera in alcun modo la rigidità del montante con ancoraggi e, attraverso l'effetto di σ_n , si ottiene un incremento della resistenza per estrazione che consente di non sottostimare la capacità resistente dell'ancoraggio. Ovviamente, qualunque sia il modello di calcolo adottato, la resistenza per estrazione dell'ancoraggio verrà definita direttamente in input nel caso di disponibilità di valori risultanti da test sperimentali specifici.

6.2. IRRIGIDIMENTO PARZIALE DEL TELAIO DI CERCHIATURA

Nella pratica applicativa può verificarsi che solo uno dei due maschi murari adiacenti al telaio di cerchiatura presenti rigidità elevata e snellezza ridotta, tale che la sua deformata sia determinata prevalentemente dal taglio e quindi possa essere assunta lineare. In questo caso, l'irrigidimento del telaio tramite gli ancoraggi va attribuito esclusivamente al montante a contatto con il maschio tozzo, mentre il montante opposto si comporta come non ancorato.

Questa configurazione introduce una **asimmetria di rigidità tra i due montanti**, con conseguente diversa ripartizione della forza sismica applicata in sommità al telaio di cerchiatura. In particolare, il montante irrigidito dagli ancoraggi tende ad assorbire una quota maggiore dell'azione, mentre il montante non ancorato risulta meno sollecitato.

Nella metodologia proposta, le forze equivalenti agli ancoraggi dipendono dal valore dell'azione tagliante sul montante. Tuttavia, questo valore non è noto a priori, poiché a sua volta dipende proprio dalla presenza delle forze equivalenti degli ancoraggi. Si rende quindi necessaria una **procedura iterativa** di calcolo, articolata come segue:

1. **Ripartizione iniziale** – la forza orizzontale in sommità viene inizialmente assegnata in parti uguali ai due montanti; sulla base di questa azione tagliante si determinano le forze equivalenti degli ancoraggi per il solo montante irrigidito.
2. **Ricalcolo con ancoraggi** – si risolve la struttura considerando la forza in sommità e le forze equivalenti degli ancoraggi: il taglio nel montante irrigidito risulta maggiore rispetto a quello ipotizzato inizialmente, a causa della sua maggiore rigidità.
3. **Aggiornamento** – le forze equivalenti degli ancoraggi vengono ricalcolate sulla base del nuovo valore di taglio e la struttura è nuovamente risolta.
4. **Iterazioni successive** – il processo si ripete fino a convergenza, ossia fino a quando la distribuzione del taglio tra i due montanti si stabilizza entro una tolleranza prefissata.

In questo modo si ottiene una valutazione più realistica sia della ripartizione delle azioni tra i due montanti in presenza di irrigidimento parziale, sia delle forze equivalenti agli ancoraggi.

6.2.1. EFFETTO DEGLI ANCORAGGI IN PRESENZA DI PLASTICIZZAZIONI NEL TELAIO

Nel caso in cui solo uno dei due montanti sia irrigidito per effetto degli ancoraggi, l'elaborazione della curva pushover richiede una precisazione. Quando, nel corso dell'analisi, viene raggiunta la resistenza ultima in una sezione del telaio (architrave, montante o traverso inferiore), con conseguente formazione di una cerniera plastica, si assume che il sistema di ancoraggio perda la propria efficacia. Questa ipotesi trova giustificazione nelle seguenti considerazioni.

L'inserimento di una cerniera plastica modifica lo schema statico della struttura, rendendo non più valida la distribuzione delle forze equivalenti agli ancoraggi precedentemente calcolata. In linea teorica, ciò comporterebbe la necessità di ricalcolare tali forze sulla base di una nuova ripartizione tra i montanti della forza in sommità. Tuttavia, questa operazione avrebbe un impatto ridotto sulla definizione della curva di capacità: in una fase avanzata del danneggiamento, l'effetto degli ancoraggi risulta infatti meno significativo rispetto alle condizioni iniziali.

Per semplicità e in accordo con questo ragionamento, la metodologia proposta prevede che, **nel caso di irrigidimento parziale (un solo montante ancorato)**, a partire dalla formazione della prima cerniera plastica nel telaio, l'effetto degli ancoraggi non venga più considerato.

Diversamente, **nella configurazione simmetrica**, in cui entrambi i montanti sono irrigiditi tramite ancoraggi e i coefficienti di ripartizione del taglio rimangono costanti, l'effetto degli stessi può continuare a essere considerato agevolmente anche dopo la formazione di cerniere plastiche.

7. ESEMPIO APPLICATIVO

In questo paragrafo viene proposto un caso studio riguardante una parete muraria con apertura e telaio di cerchiatura ancorato alla muratura adiacente, sviluppato con il software Aedes.ACM [9] (fig. 23).

Vengono applicate le metodologie di analisi descritte nel presente documento, ponendo in evidenza rigidzze e curve di capacità sia del singolo telaio, sia della parete nel suo insieme.

Facendo riferimento ai risultati in termini di verifiche di sicurezza, si confrontano i casi in cui si considera o meno il contributo del sistema di ancoraggio, e, in caso affermativo, si valutano gli effetti di diverse ipotesi su rigidzza e resistenza degli ancoraggi.

Il progetto consiste nell'ampliamento di un'apertura in una parete esistente in muratura di mattoni pieni e malta di calce in condizioni standard, con giunti ≤ 13 mm. Il livello di conoscenza è LC2 (FC=1.20). La parete ha spessore 25 cm., altezza di interpiano 3.20 m e lunghezza 6.00 m, ed è ubicata al primo piano di un fabbricato a due piani (piano terra e piano primo).

L'apertura presente allo stato attuale, di larghezza 90 cm., viene ampliata fino a 175 cm. Per il progetto, viene previsto un telaio di cerchiatura ancorato alla muratura adiacente.

La dimensione netta del vano pari alla distanza dei montanti che tiene conto di 3 cm. aggiuntivi per parte per considerare la finitura e quindi un vano utile architettonico di 175 cm: pertanto il vano netto di calcolo è pari a 181 cm. Il telaio è caratterizzato dai seguenti componenti: i montanti sono di sezione HEA200 e vengono ancorati ognuno con 4 ancoraggi alla muratura; l'architrave è HEA200; il giunto fra montante e architrave è saldato. La struttura viene analizzata sotto le seguenti ipotesi sul vincolamento del telaio:

(A) Assenza di cerniere inferiore e superiore e comportamento shear-type

(B) Mensola con cerniera inferiore (giunto di base a cerniera a partire dal passo iniziale); vincolo superiore shear-type

(C) Mensola rovesciata con cerniera superiore (giunto di sommità a cerniera a partire dal passo iniziale) (per ottenere una cerniera superiore, in (C) si è utilizzata un'architrave IPE200 al posto di HEA200 presente negli altri casi)

(D) Assenza di cerniere inferiore e superiore e comportamento NON shear-type

(E) Mensola con cerniera inferiore (giunto di base a cerniera a partire dal passo iniziale); vincolo superiore NON shear-type

Ognuna delle ipotesi di calcolo viene analizzata nei 3 casi seguenti:

1. senza effetto irrigidimento ancoraggi,

2. con effetto irrigidimento ancoraggi (100% irrigidimento da ancoraggi),

3. con effetto irrigidimento ancoraggi (100% irrigidimento da ancoraggi) ma solo per un montante.

Ne derivano 15 schemi del telaio di cerchiatura, per ognuno dei quali viene analizzata la curva di capacità. Sono state predisposte altrettante pareti per esaminare gli effetti dei diversi schemi di telaio sulla curva di capacità della parete nel suo complesso e quindi sulla verifica di sicurezza della parete stessa.

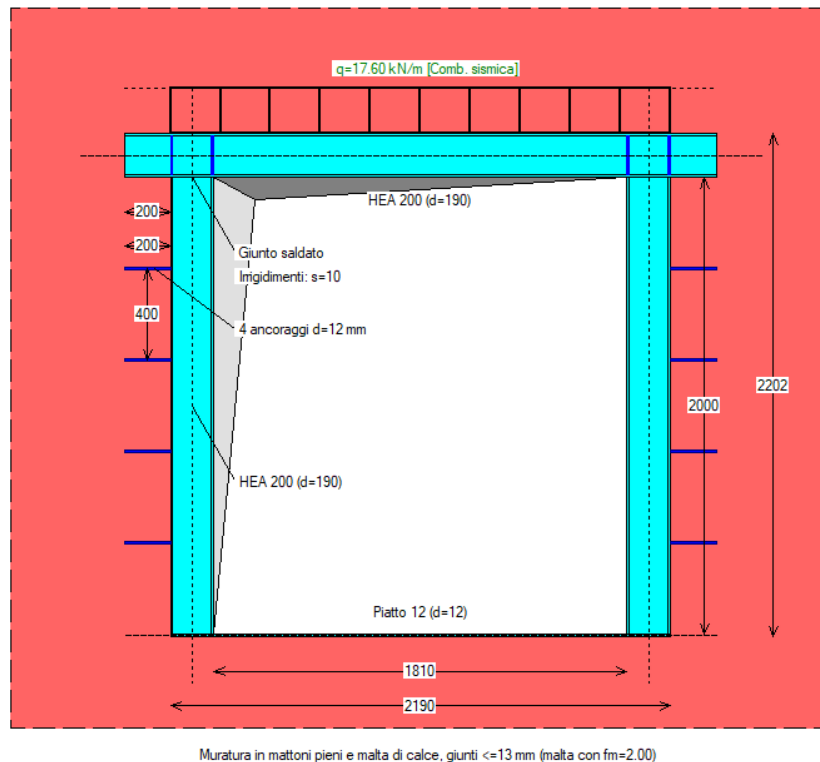


Fig. 23. Esempio applicativo analizzato con Aedes.ACM

7.1. ANALISI DELLA CURVA DI CAPACITÀ DEL TELAIO

(A).1. Assenza di cerniere inferiore e superiore e comportamento shear-type, senza effetto irrigidimento ancoraggi (fig. 24).

Nell'ipotesi di vincolo shear-type, questo caso viene assunto come riferimento per un'analisi dove il contributo degli ancoraggi non viene considerato.

L'immagine in fig. 24 si riferisce al punto nella curva che segna il termine del tratto elastico: la crisi per momento in sommità nel montante destro, cui corrispondono taglio 192.25 kN e spostamento 9.58 mm. La rigidezza elastica del telaio (rigidezza alla traslazione) è pari a 20.07 kN/mm.



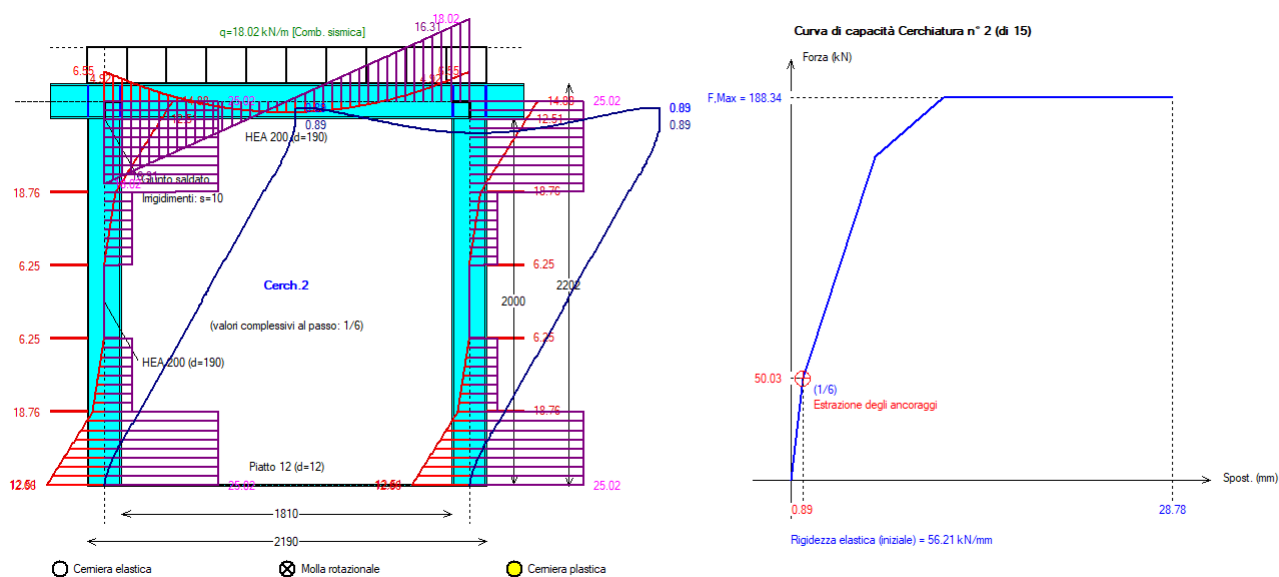
Il sistema di ancoraggi previsto consiste in 4 barre in acciaio #12 per montante, di lunghezza in profondità entro la muratura pari a 200 mm. La resistenza delle barre viene valutata tramite cono di estrazione e, considerando la resistenza a taglio puro f_{v0} della muratura in mattoni pieni 0.167 N/mm^2 e la resistenza a taglio per attrito dovuta a $\sigma_n = 0.171 \text{ N/mm}^2$, si ottiene una forza resistente per il singolo ancoraggio pari a 18.76 kN.

La frazione di taglio sul montante trasferito agli ancoraggi è ipotizzata pari al 100% ($\alpha_T=1.00$, cfr. §5.1). In fig. 25 sono riportati i parametri in input nel software ACM.

Fig. 25. Parametri di progetto per gli ancoraggi laterali dei montanti

Come illustrato in §5.1, l'azione degli ancoraggi sul montante viene modellata mediante forze concentrate disposte secondo un andamento lineare lungo l'altezza.

L'immagine in fig. 26 si riferisce al punto nella curva che segna il termine del tratto elastico iniziale: la crisi per estrazione di un ancoraggio, cui corrispondono taglio 50.03 kN e spostamento 0.89 mm. La rigidità elastica iniziale del telaio (rigidità alla traslazione) è pari a 56.21 kN/mm. Altre crisi successive su giunti e montanti caratterizzano l'evoluzione successiva della curva, fino al taglio massimo pari a 188.34 kN raggiunto per spostamento 11.51 mm.



In (A).2 vi è quindi un incremento di rigidezza elastica iniziale rispetto al caso (A).1 in cui l'effetto degli ancoraggi viene trascurato: da 20.07 a 56.21 kN, quindi +180%. Si tratta di un valore che in prima istanza può essere giudicato talmente elevato da comportare un cambiamento sostanziale nella valutazione delle rigidezze del sistema muratura-telaio e quindi nei coefficienti di sicurezza della parete oggetto di intervento (i coefficienti ottenuti dal confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale). E' noto infatti che per una parete in muratura sottoposta a questo tipo di intervento, la variazione di rigidezza fra progetto e stato di fatto deve essere contenuta entro un intervallo di riferimento generalmente identificato in +/-15%.

Questo giudizio è tuttavia fuorviante poiché ai fini della verifica della parete occorrerà considerare l'assemblaggio telaio-parete: valutando le variazioni di rigidezza per la parete nel suo insieme, risulterà un ridimensionamento significativo dell'effetto degli ancoraggi. Queste considerazioni vengono sviluppate in seguito, nel paragrafo §7.2 dedicato alla curva di capacità della parete.

Per il momento, si focalizza l'attenzione sull'irrigidimento del telaio dovuto agli ancoraggi.

Una prima osservazione riguarda la frazione di taglio sul montante trasferito agli ancoraggi: come illustrato in §5.1, il coefficiente α_T dipende dalla rigidezza effettiva degli ancoraggi, parametro di difficile quantificazione. La procedura metodologica proposta nel presente studio, tuttavia, consente agevolmente di valutare l'effetto di altre ipotesi. Ad esempio, supponendo che solo 3/4 del taglio sul montante venga trasferito agli ancoraggi, ponendo cioè $\alpha_T=0.75$, la curva di capacità si modifica nel modo illustrato in fig. 27.

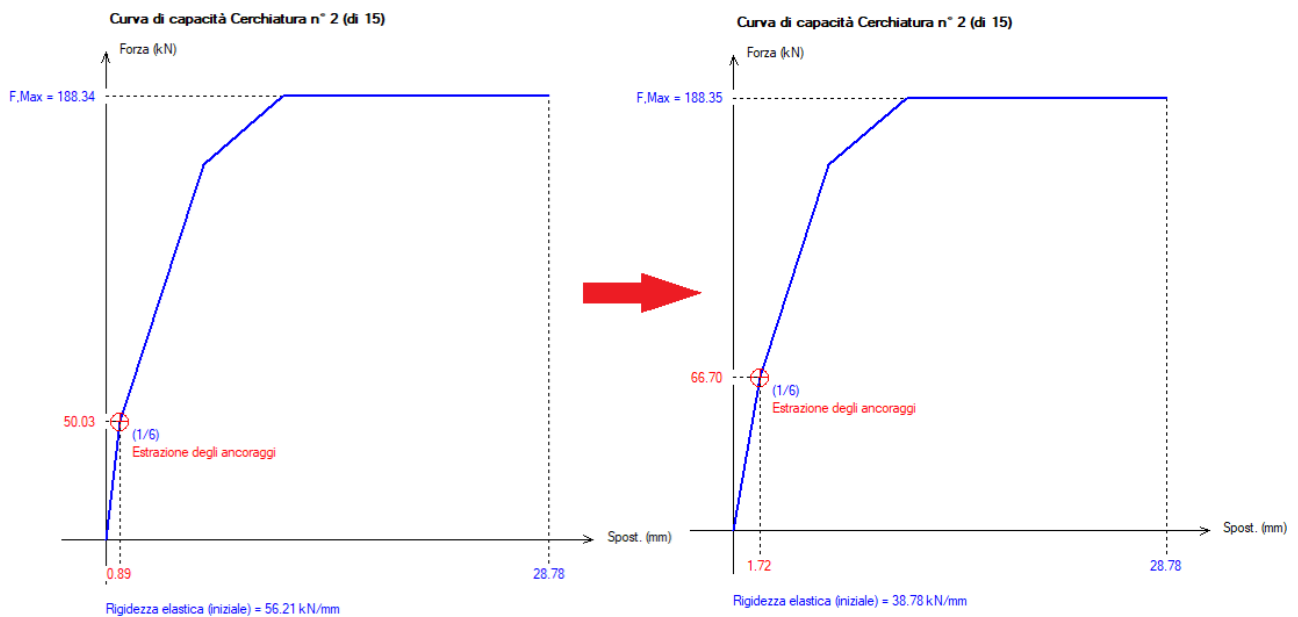


Fig. 27. Modello (A).2, con diversa frazione di taglio trasferito dal montante agli ancoraggi (3/4 anziché il 100%)

Nei confronti del caso senza ancoraggi, con un trasferimento agli ancoraggi del 75% della forza tagliante, la rigidezza elastica iniziale è in aumento ma in modo più contenuto rispetto al caso di 100%: da 20.07 a 38.78 kN/mm (+93% anziché +180%). La crisi per estrazione dell'ancoraggio si manifesta per una forza tagliante maggiore, come è ovvio in quanto gli ancoraggi assorbono meno taglio. Complessivamente, la curva di capacità si presenta molto simile. $\alpha_T=0.75$ potrebbe essere assunto come valore di riferimento, in quanto consente di non sovrastimare la capacità degli ancoraggi, come avviene con $\alpha_T=1.00$. Un trasferimento pari al 100% è previsto anche dalla formulazione proposta da Lagomarsino e Cattari [6], unitamente a considerare reagenti solo gli ancoraggi estremi (cfr. §5.1). Adottando tale formulazione, la rigidezza del telaio aumenta fino ad un valore molto elevato: 85.27 kN/mm (+325%), dipendente dall'aver escluso gli ancoraggi intermedi dal contributo all'assorbimento del taglio sul montante; il comportamento ottenuto è riportato in fig. 28.

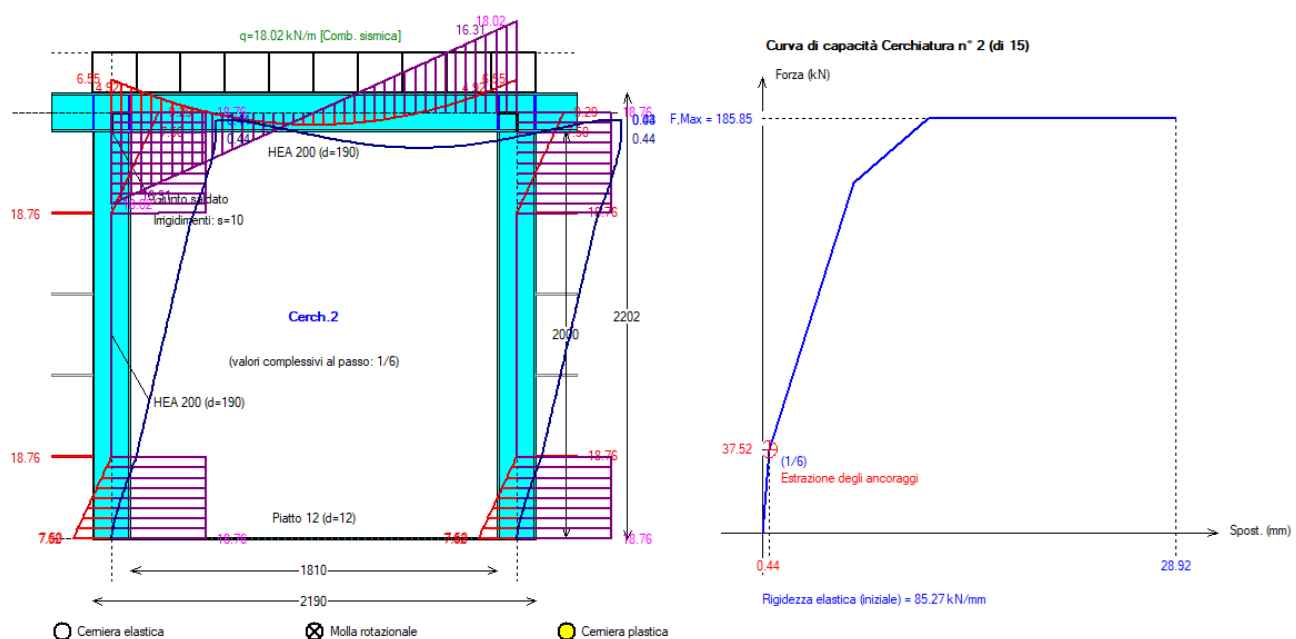


Fig. 28. Modello (A).2 con ipotesi di soli ancoraggi estremi reagenti e frazione di taglio pari al 100%

La metodologia proposta nel presente studio può ritenersi un'evoluzione di quanto proposto in [6] e consente di tenere conto sia del contributo di tutti gli ancoraggi, pur affidando a quelli estremi le forze maggiori, sia dell'eventuale parziale trasferimento del taglio dal montante agli ancoraggi (adottando percentuali inferiori al 100%).

Rispetto alla formulazione con soli ancoraggi estremi reagenti, mantenendo la percentuale di trasferimento pari al 100%, la rigidezza secondo la metodologia proposta nel presente documento mostra dunque un incremento di 180% invece di +325%, evitando così il rischio di una sovrastima della rigidezza del telaio ancorato (appare francamente improbabile che 4 ancoraggi #12 siano in grado di aumentare di oltre 3 volte la rigidezza del telaio). Permane valida la considerazione in precedenza accennata sul ridimensionamento della portata di tali incrementi nell'ambito della verifica di sicurezza della parete nel suo complesso. Il software Aedes.ACM consente comunque la possibilità di applicare le diverse ipotesi riguardanti sia la frazione di taglio trasferito dal montante agli ancoraggi, sia l'eventuale attribuzione di resistenza ai soli ancoraggi estremi.

Per l'esempio applicativo illustrato nel presente documento, viene assunta come riferimento l'ipotesi di 100% di trasferimento del taglio dal montante agli ancoraggi, considerando il contributo di tutti gli ancoraggi.

(A).3. Assenza di cerniere inferiore e superiore e comportamento shear-type, con effetto irrigidimento ancoraggi (100% irrigidimento da ancoraggi) ma solo per un montante (fig. 29).

I maschi murari mostrano generalmente una deformazione prevalente a taglio (lineare), a differenza del telaio caratterizzato da una linea elastica di tipo flessionale. Come è stato illustrato in precedenza, le barre di ancoraggio impongono la congruenza tra i due elementi e quando la rigidezza tagliante del maschio è prevalente, il telaio è vincolato nei punti di connessione a seguire una deformata lineare; da questa considerazione deriva la teoria sviluppata per la collaborazione fra muratura e telaio, illustrata nei paragrafi precedenti. Il maschio, dunque, può essere in grado di vincolare a una deformata lineare a condizione che esso stesso mostri una deformata prevalentemente tagliante: nel caso che il pannello murario sia snello, la deformata può mostrare una componente flessionale maggiore della tagliante.

Considerando ad esempio un vincolamento a doppio incastro (shear-type), la relazione che definisce la componente deformativa tagliante superiore a quella flessionale è data da:

$$\frac{GA}{1.2h} > \frac{12 EJ}{h^3}$$

Sviluppando tale relazione si ottiene la condizione $(h/b) > \sim 2$: ad esempio, con un'altezza h di 300 cm occorre una lunghezza di base non inferiore all'incirca a 150 cm per ottenere nel maschio la prevalenza del contributo deformativo tagliante.

Nei casi in cui gli ancoraggi collegano il montante ad un maschio snello diviene quindi meno plausibile una modifica lineare della deformata del montante indotta dal collegamento: di conseguenza, nel calcolo l'effetto degli ancoraggi può essere ignorato. Pertanto, fra le diverse ipotesi di progetto è opportuno considerare la possibilità che l'effetto degli ancoraggi si manifesti solo laddove il montante venga collegato ad un maschio sufficientemente 'tozzo'. Per tale motivo, nel software ACM (cfr. fig. 25) si può scegliere se gli ancoraggi irrigidiscono entrambi i montanti, oppure uno soltanto, o nessuno (nel caso in cui entrambi i maschi ai lati del telaio risultino troppo snelli).

In fig. 29 viene riportata la curva di capacità del telaio considerando l'effetto degli ancoraggi soltanto sul lato destro.

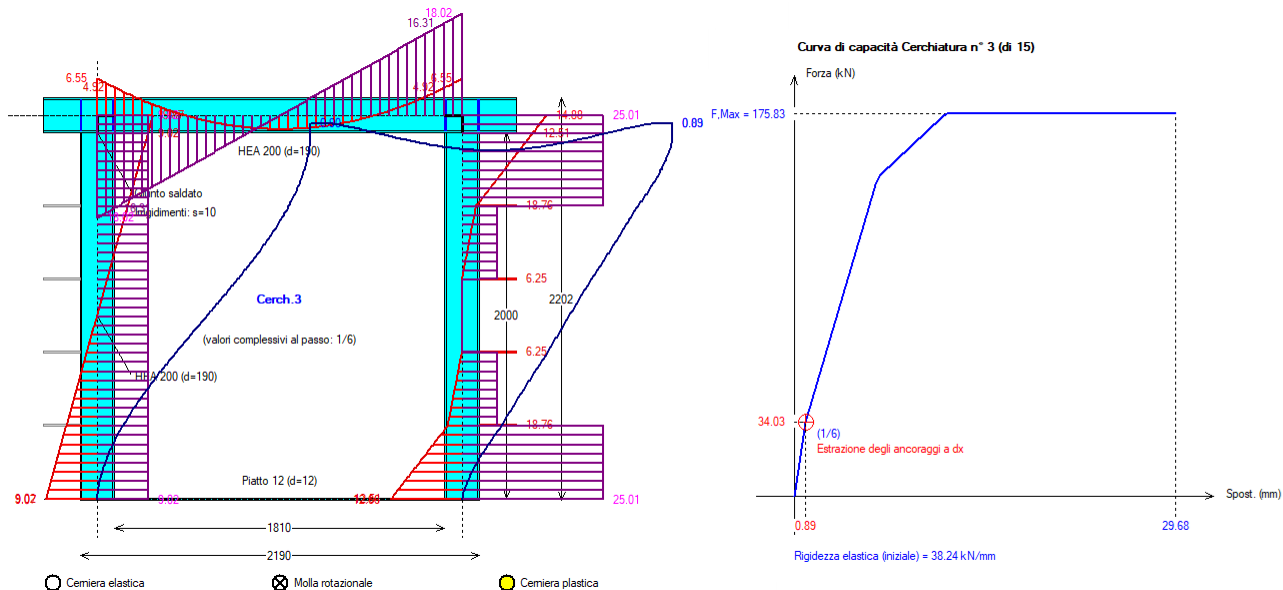


Fig. 29. Modello (A).3, con effetto degli ancoraggi per un solo montante

La rigidezza elastica iniziale è pari a 38.24 kN/m, a metà circa fra 20.07 (assenza di ancoraggi) e 56.21 (effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti). L'estrazione degli ancoraggi avviene per una forza pari a 34.03 kN invece di 50.03 corrispondenti all'effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti: per la resistenza si ha una riduzione pari a -32% e pertanto non lineare, diversamente dalla rigidezza.

(B). Mensola con cerniera inferiore (giunto di base a cerniera a partire dal passo iniziale); vincolo superiore shear-type (mensola rovesciata).

Nel modello (B) il giunto di base viene qualificato come cerniera. Si studiano, analogamente al modello (A) i tre casi di: 1. ancoraggi non considerati nel calcolo, 2. ancoraggi considerati efficaci per entrambi i montanti, 3. ancoraggi efficaci solo per un montante; i risultati vengono illustrati corrispondentemente nelle figg. 30, 31, 32.

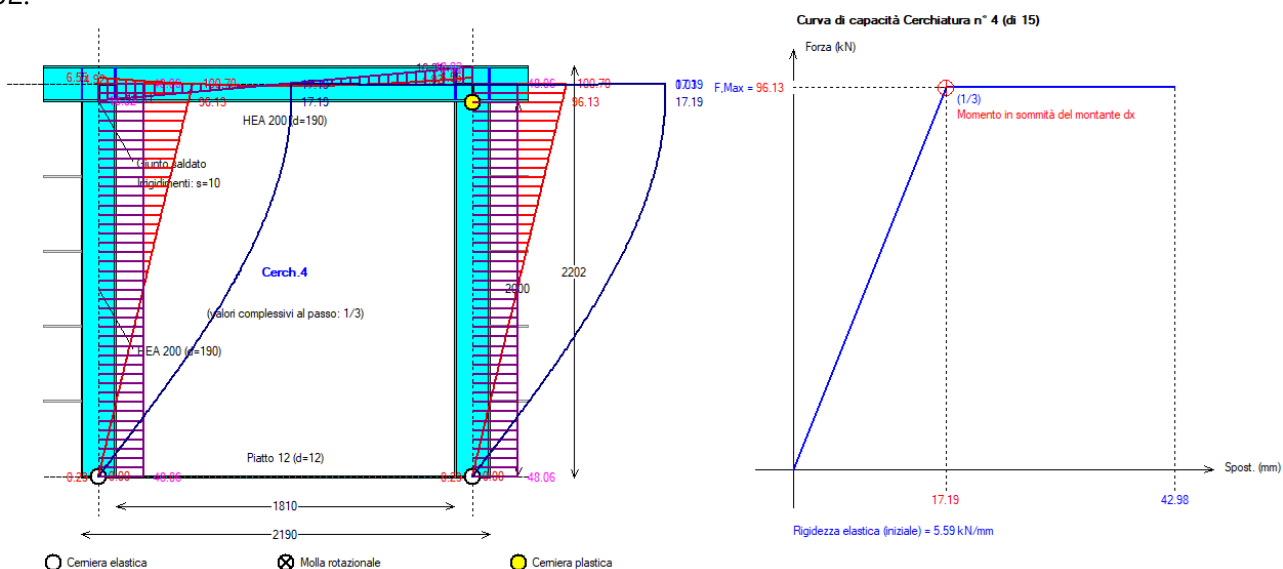
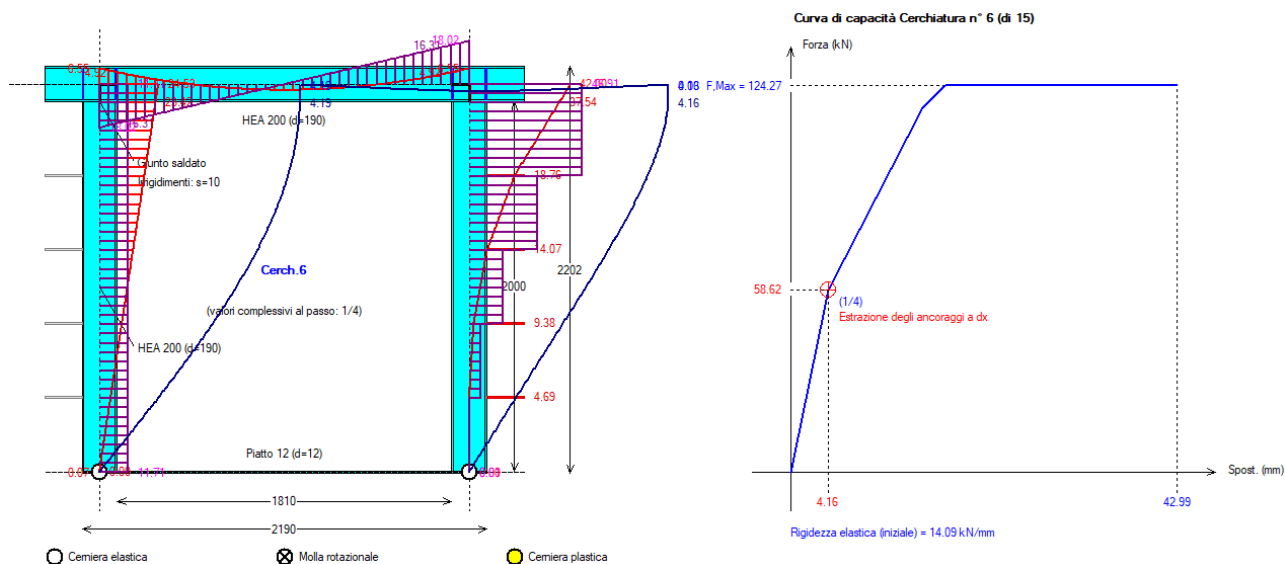
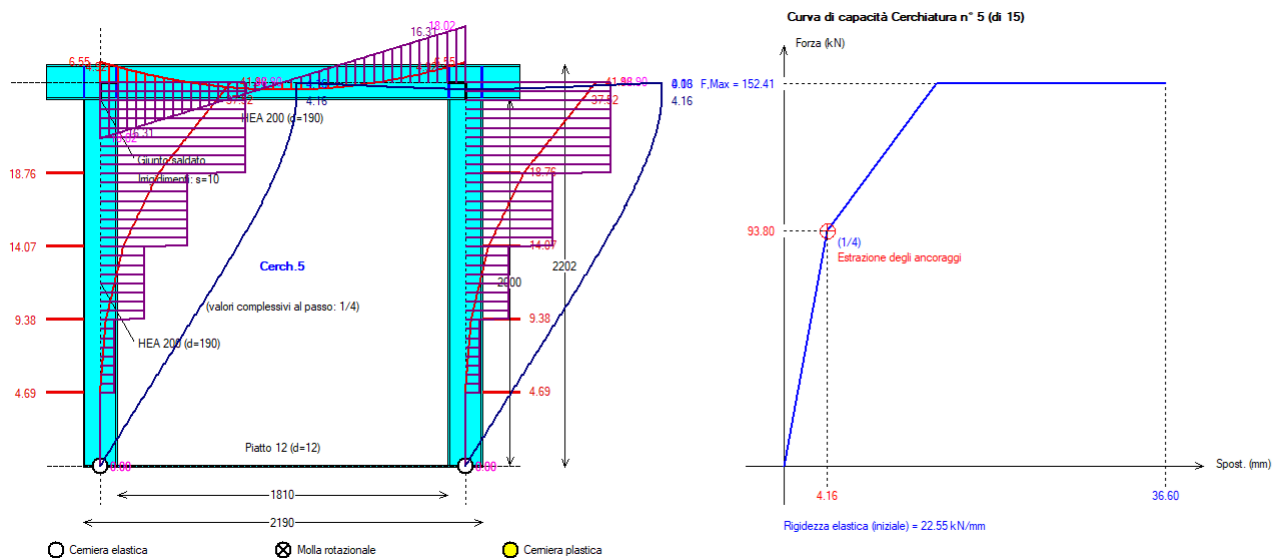
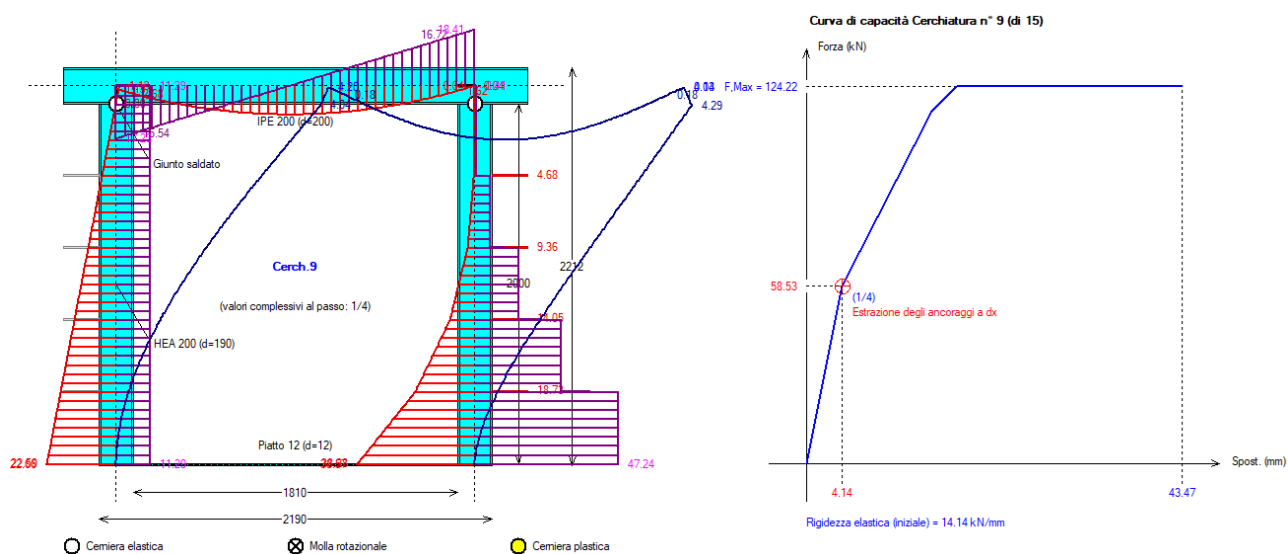
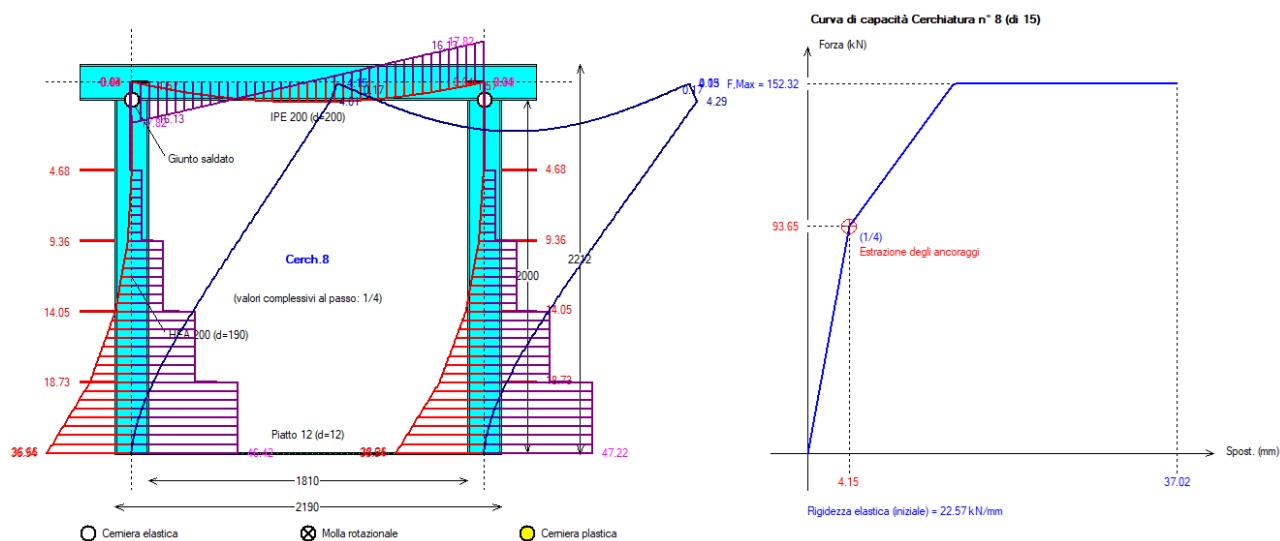
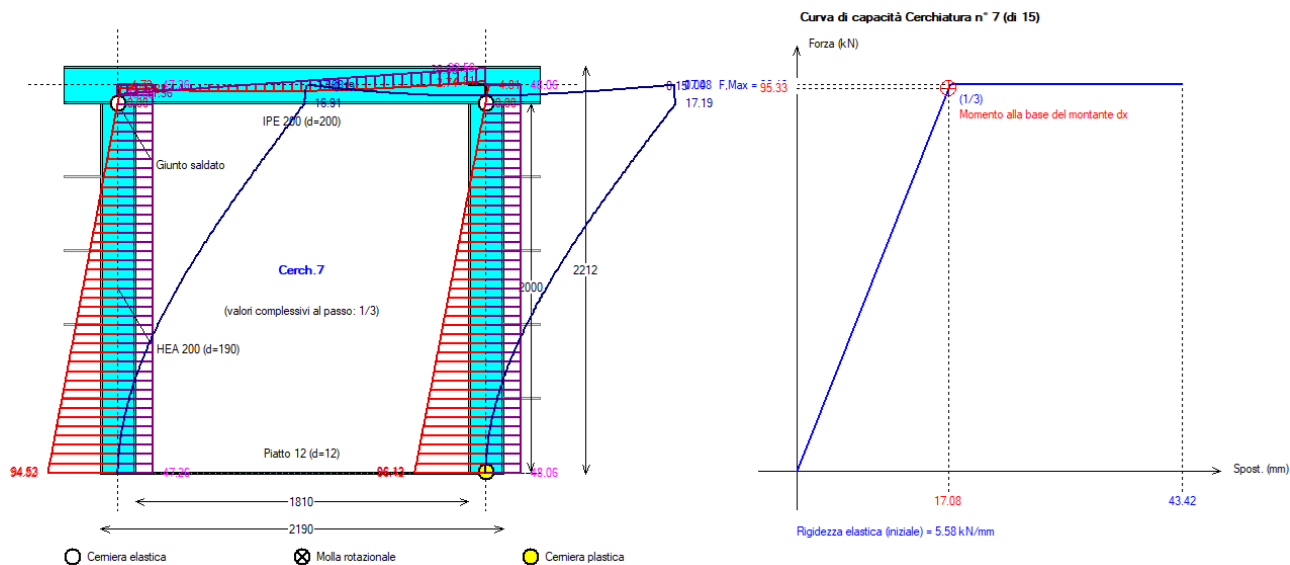


Fig. 30. Modello (B).1, senza considerare l'effetto degli ancoraggi



(C). Mensola con cerniera superiore (giunto di sommità a cerniera a partire dal passo iniziale):

In questo caso il giunto di sommità è una cerniera (nell'esempio, la cerniera si ottiene adottando un profilo di architrave IPE200 anziché HEA200). Anche per il modello (C) vengono riportati i tre noti sottocasi (figg. 33, 34, 35).



(D). Modello ottenuto da (A), con assenza di cerniere ai montanti inferiore e superiore, rimuovendo l'ipotesi di vincolamento shear-type. Anche per il modello (D) vengono riportati i tre noti sottocasi (figg. 36, 37, 38).

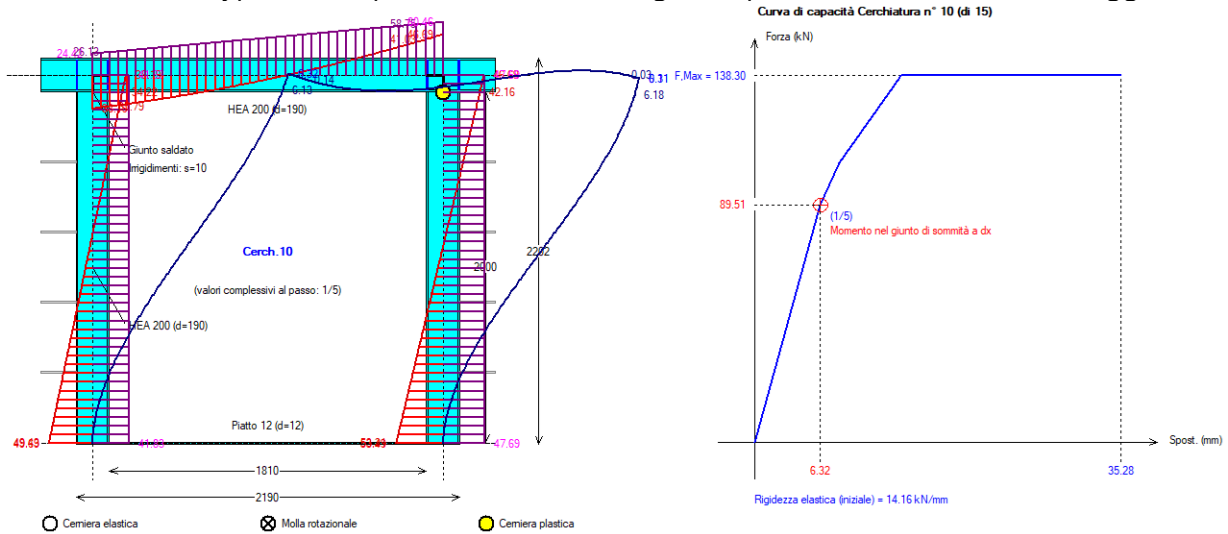


Fig. 36. Modello (D).1, senza considerare l'effetto degli ancoraggi

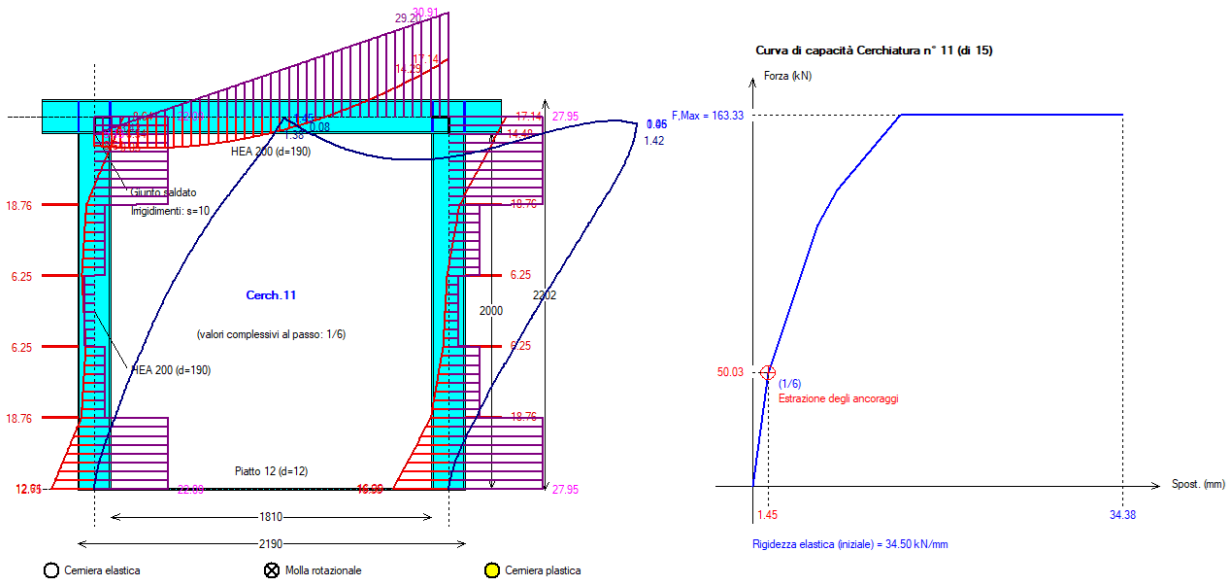


Fig. 37. Modello (D).2, con effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti

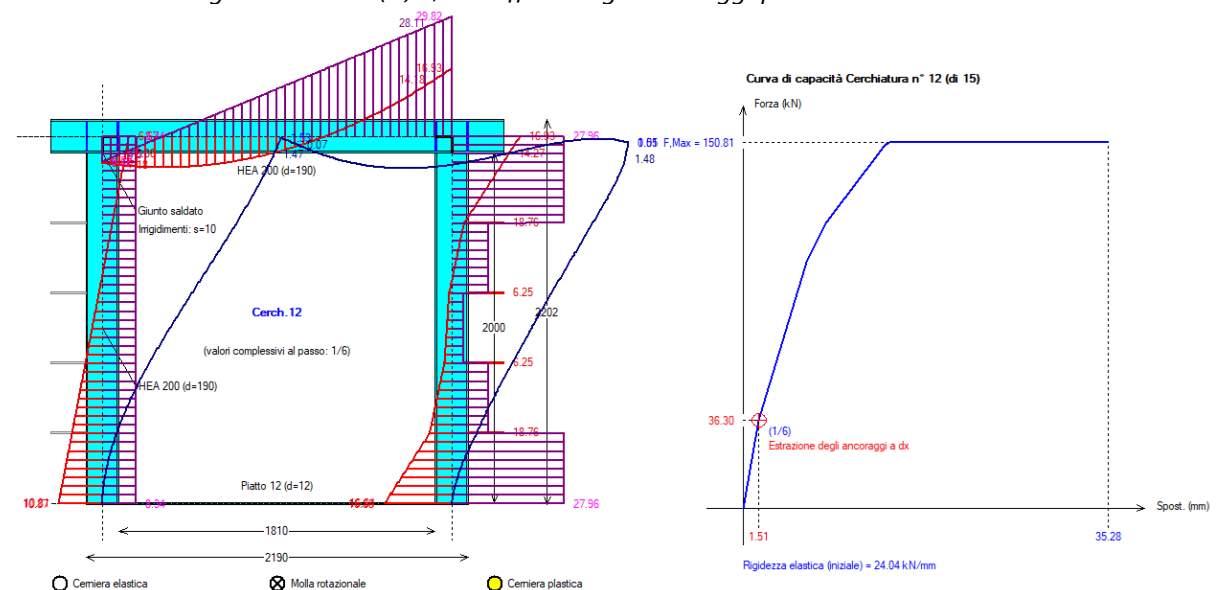
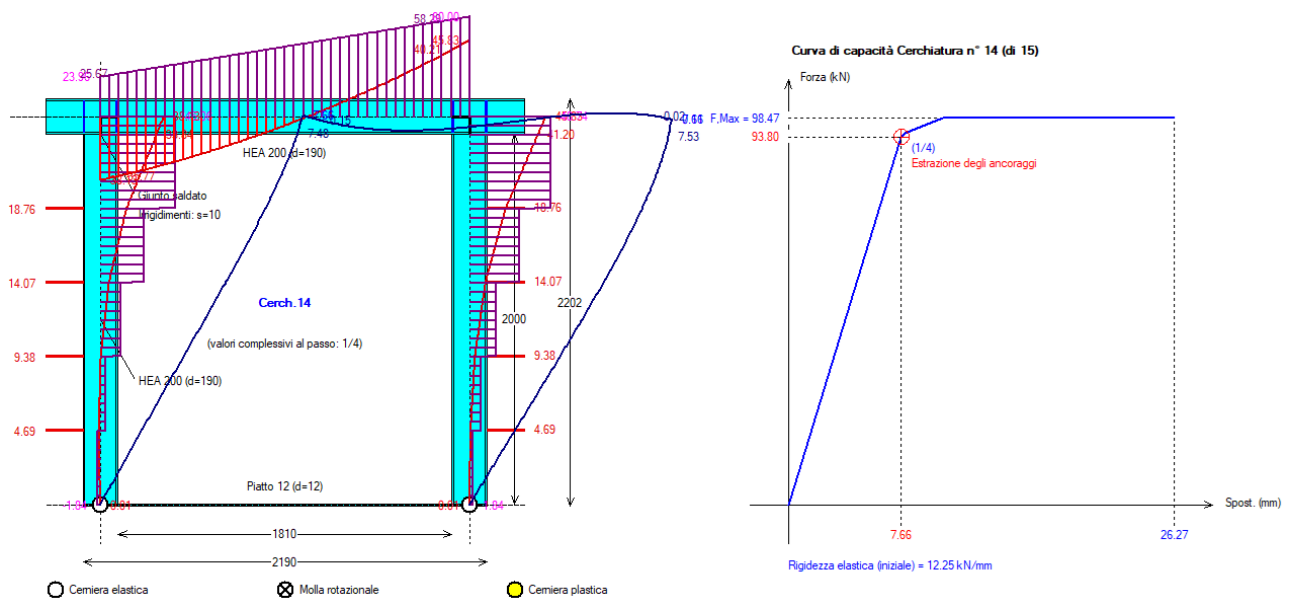
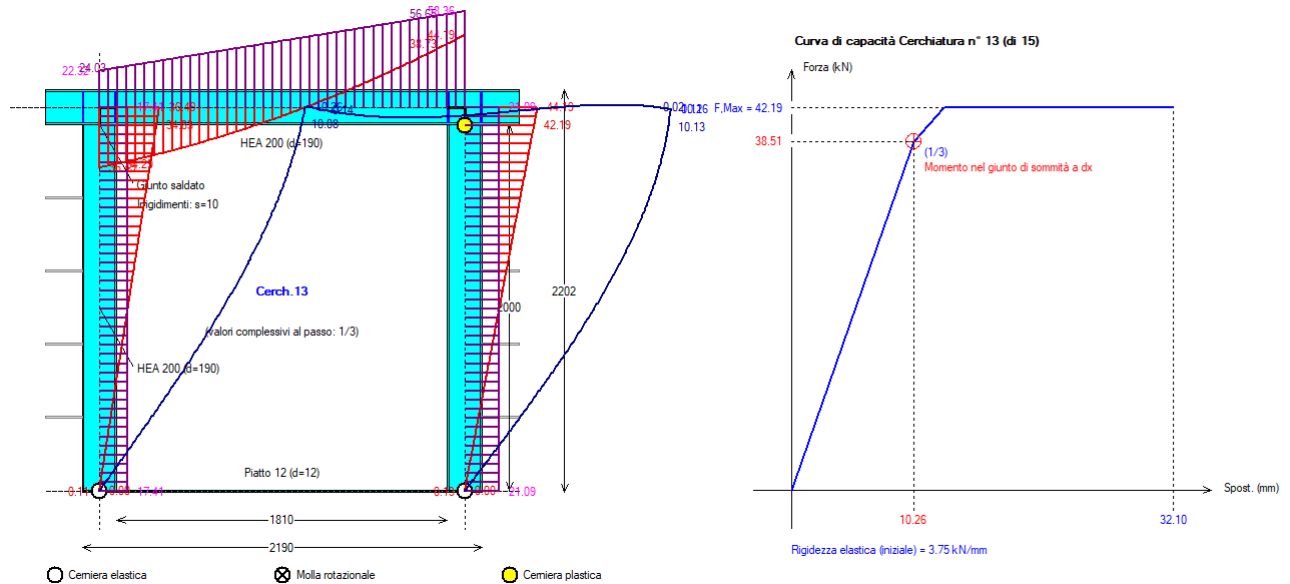


Fig. 38. Modello (D).3, con effetto degli ancoraggi per un solo montante

(E). Mensola rovesciata (con cerniera inferiore: giunto di base a cerniera a partire dal passo iniziale); vincolo superiore NON shear-type: il modello viene ottenuto da (B) rimuovendo l'ipotesi di vincolamento shear-type. I tre sottocasi del modello (E) sono illustrati nelle figg. 39, 40, 41.



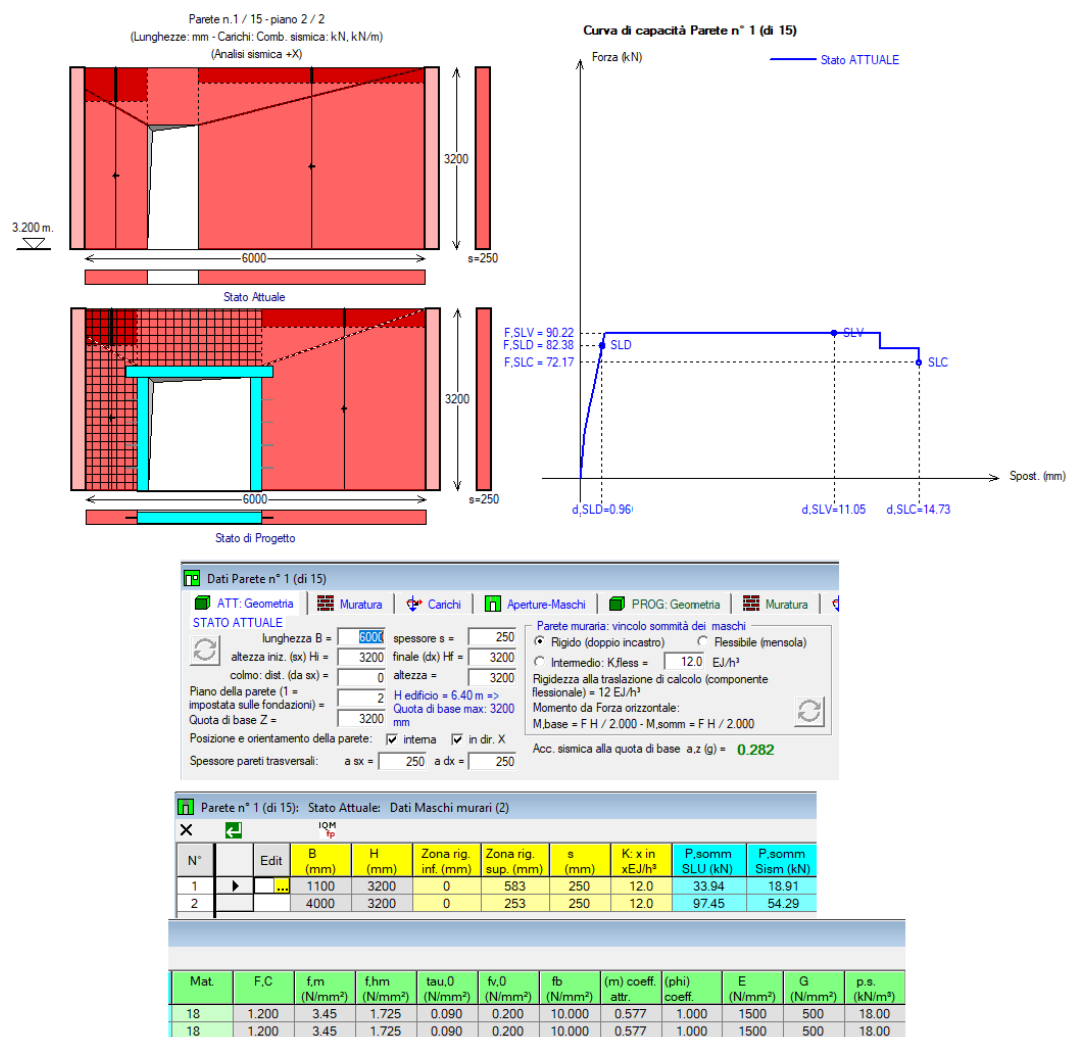


Fig. 42. Parete in muratura allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, con dati su geometria e materiali.
Curva di capacità allo Stato Attuale

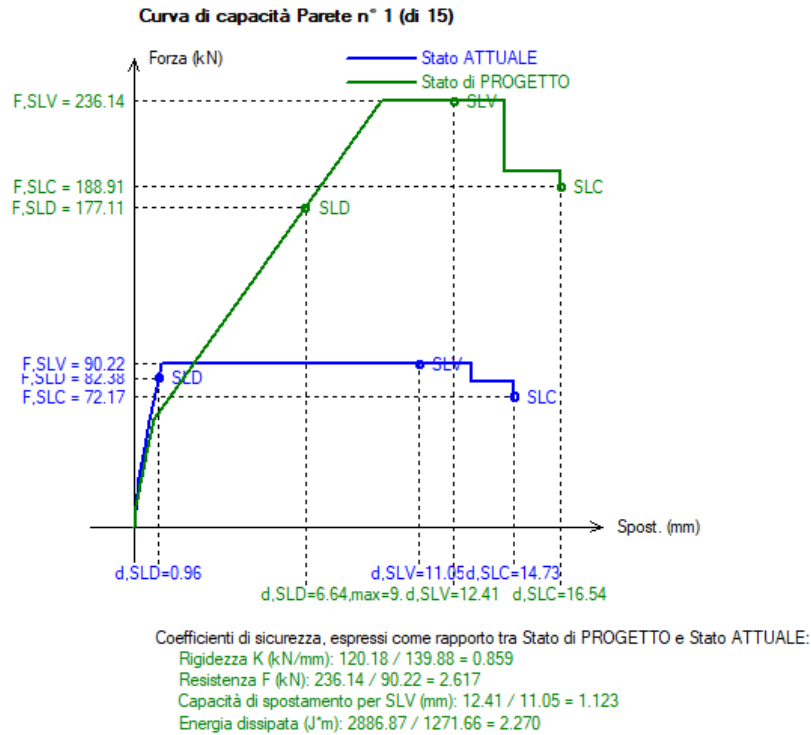


Fig. 43. Parete con telaio secondo modello (A).1 (shear-type, senza effetto degli ancoraggi)

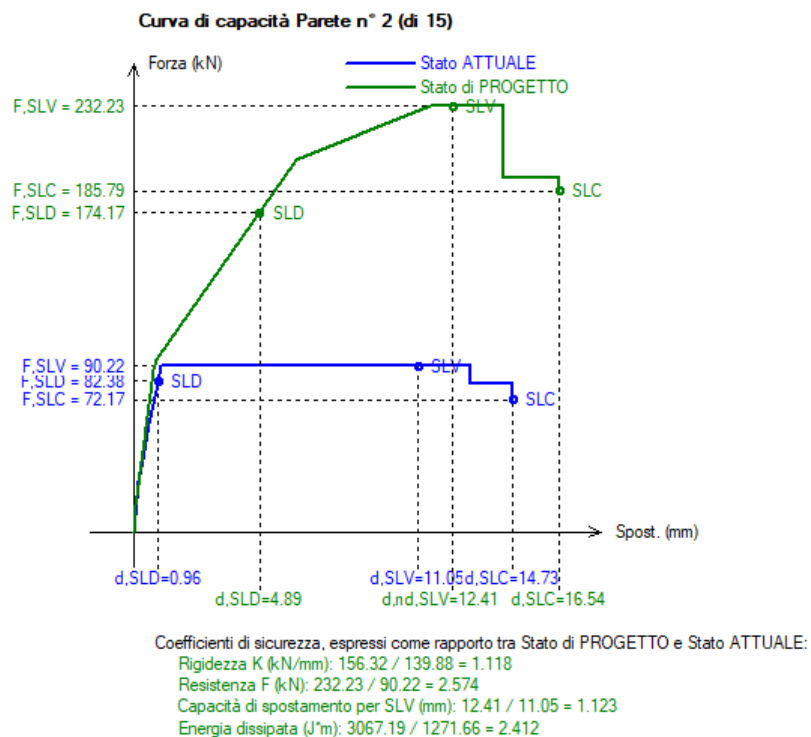


Fig. 44. Parete con telaio secondo modello (A).2 (shear-type, con effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti)

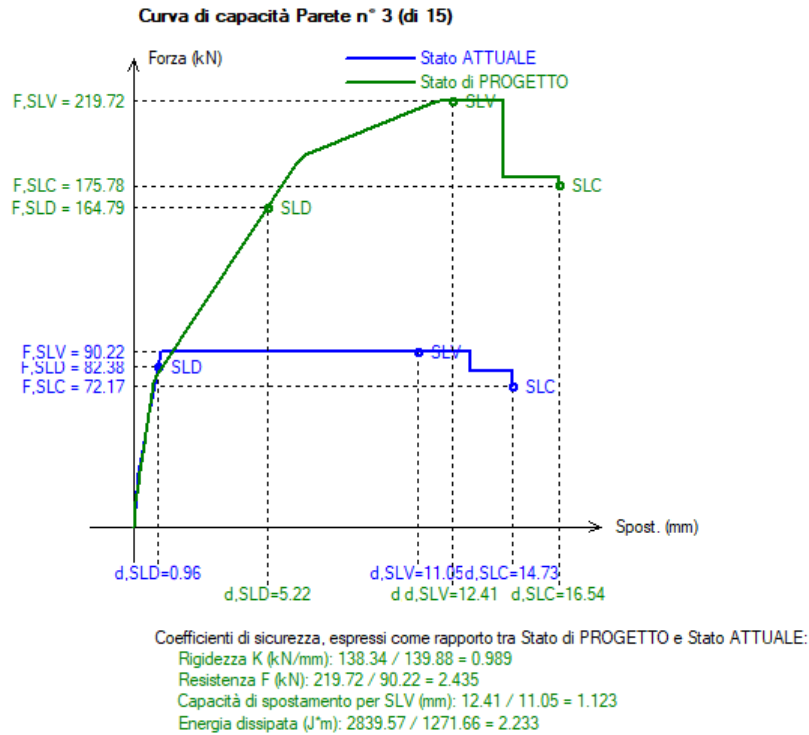


Fig. 45. Parete con telaio secondo modello (A).3 (shear-type, con effetto degli ancoraggi per un solo montante)

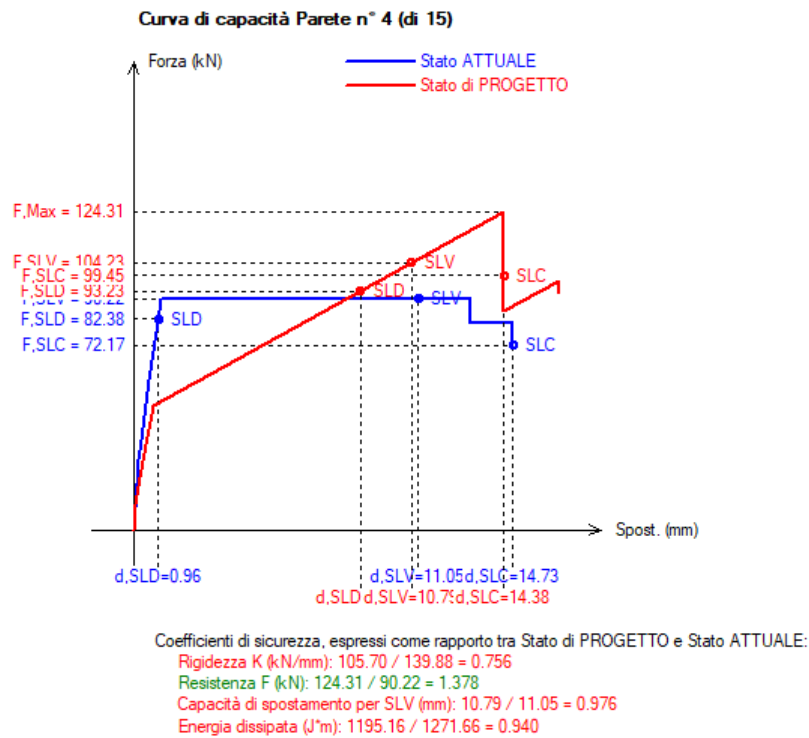


Fig. 46. Parete con telaio secondo modello (B).1 (mensola rovesciata e shear-type, senza effetto degli ancoraggi)

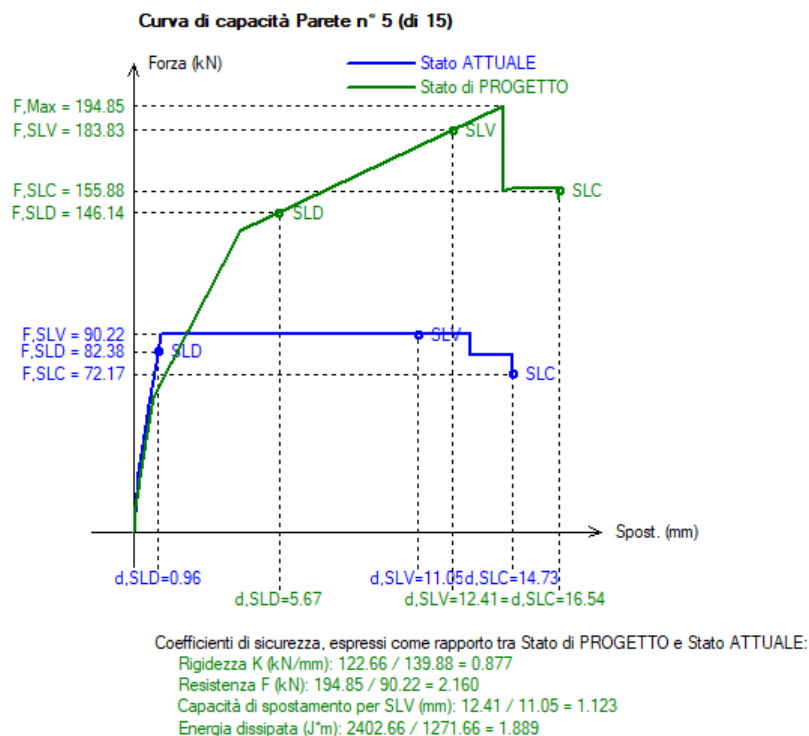


Fig. 47. Parete con telaio secondo modello (B).2 (mensola rovesciata e shear-type, con effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti)

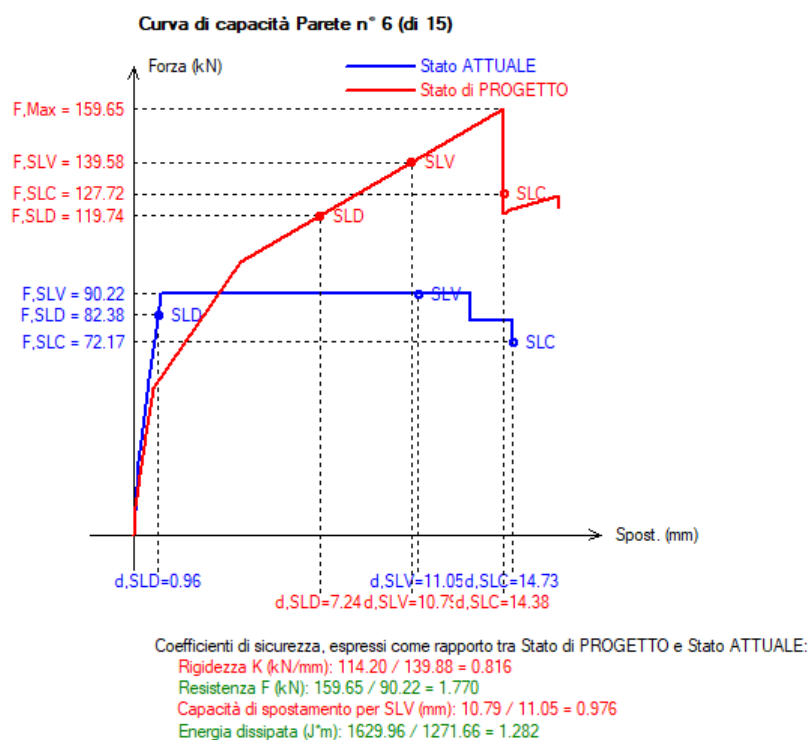


Fig. 48. Parete con telaio secondo modello (B).3 (mensola rovesciata e shear-type, con effetto degli ancoraggi per un solo montante)

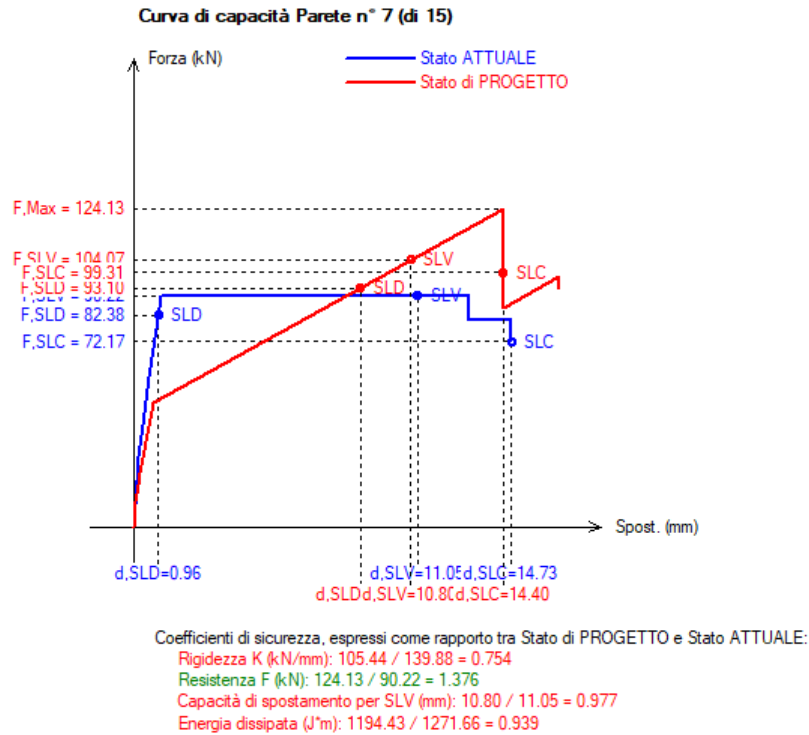


Fig. 49. Parete con telaio secondo modello (C).1 (mensola, senza effetto degli ancoraggi)

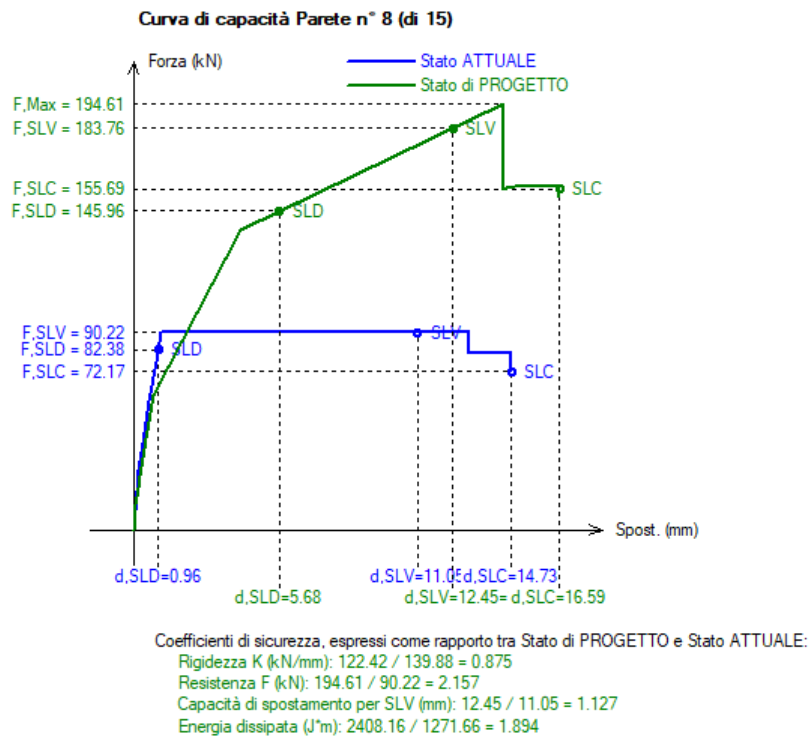


Fig. 50. Parete con telaio secondo modello (C).2 (mensola, con effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti)

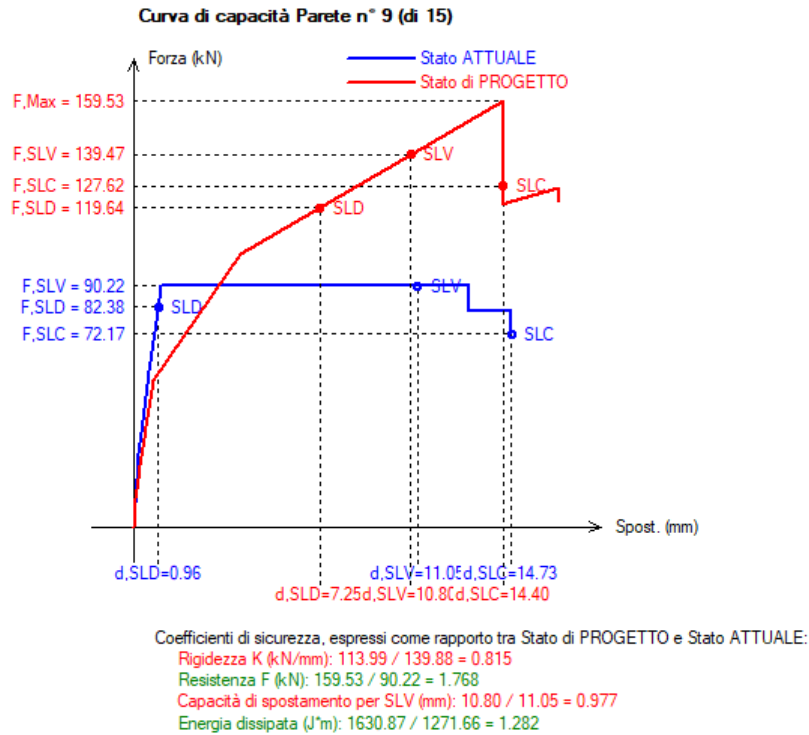


Fig. 51. Parete con telaio secondo modello (C).3 (mensola, con effetto degli ancoraggi per un solo montante)

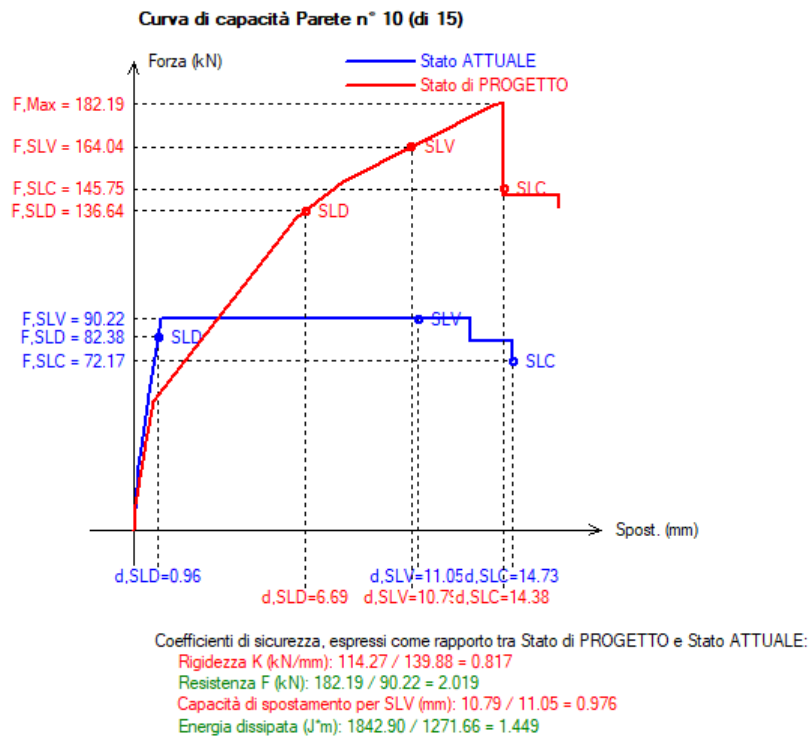


Fig. 52. Parete con telaio secondo modello (D).1 (non shear-type, senza effetto degli ancoraggi)

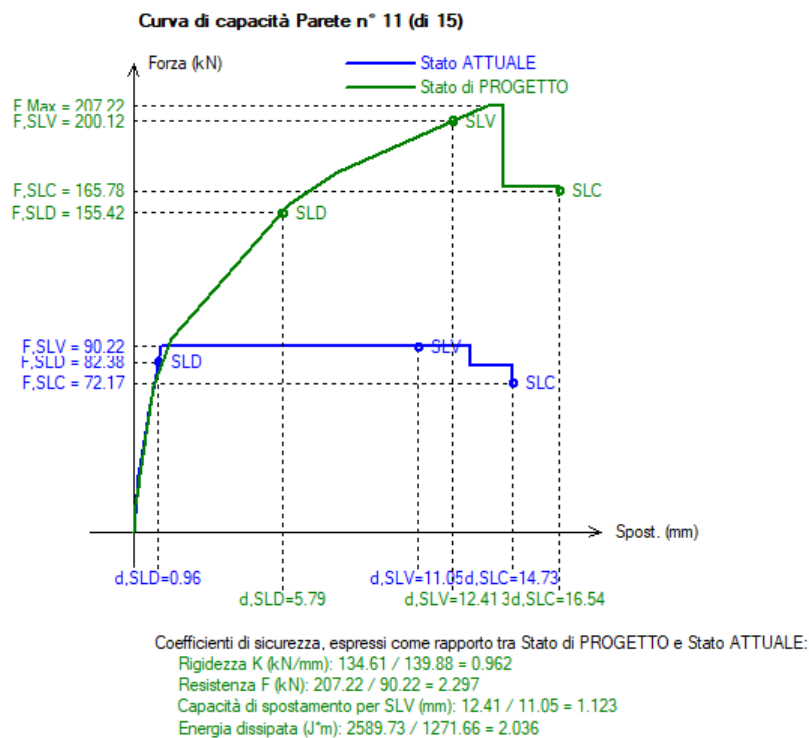


Fig. 53. Parete con telaio secondo modello (D).2 (non shear-type, con effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti)

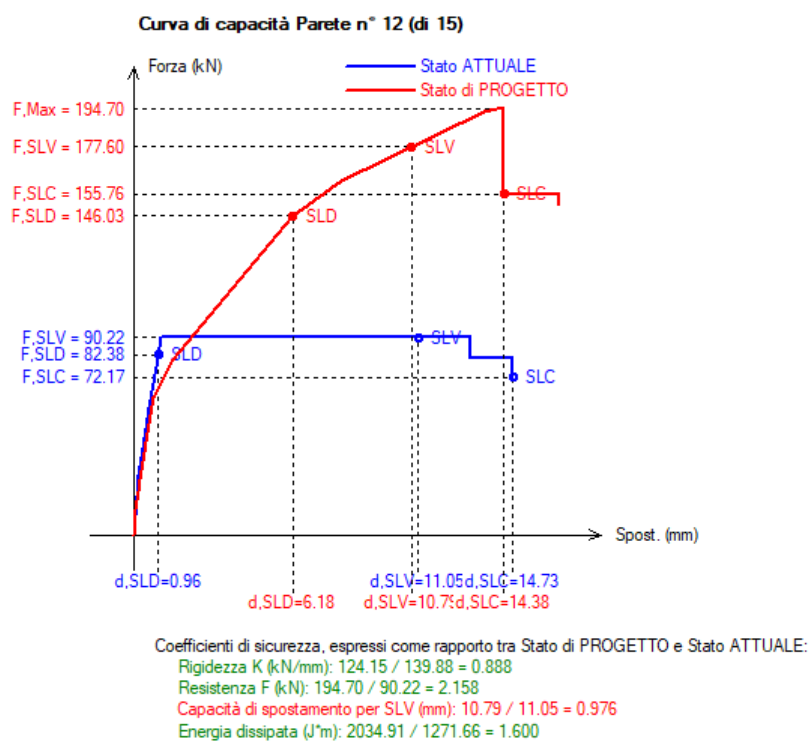


Fig. 54. Parete con telaio secondo modello (D).3 (non shear-type, con effetto degli ancoraggi per un solo montante)

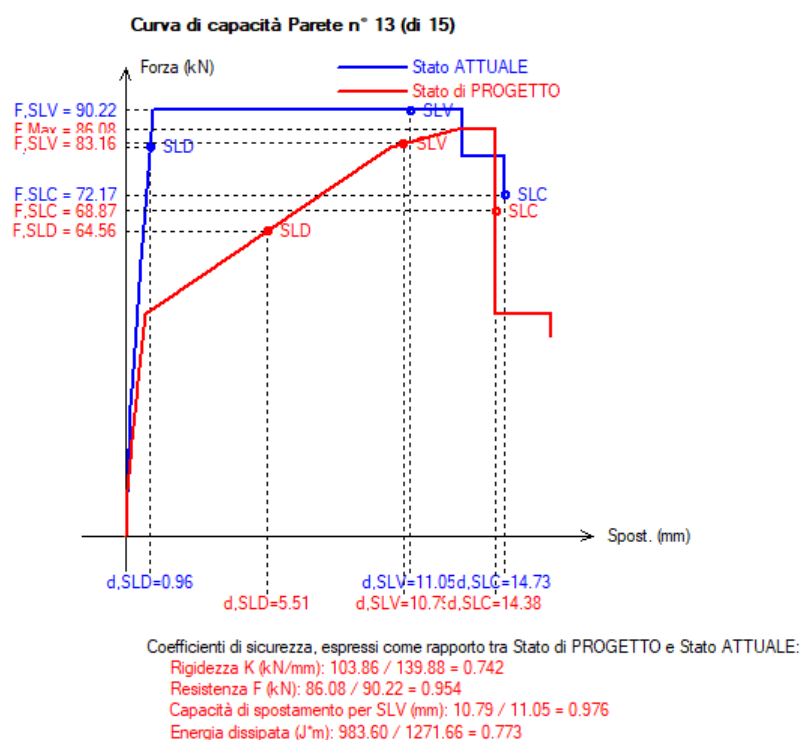


Fig. 55. Parete con telaio secondo modello (E).1 (mensola rovesciata non shear-type, senza effetto degli ancoraggi)

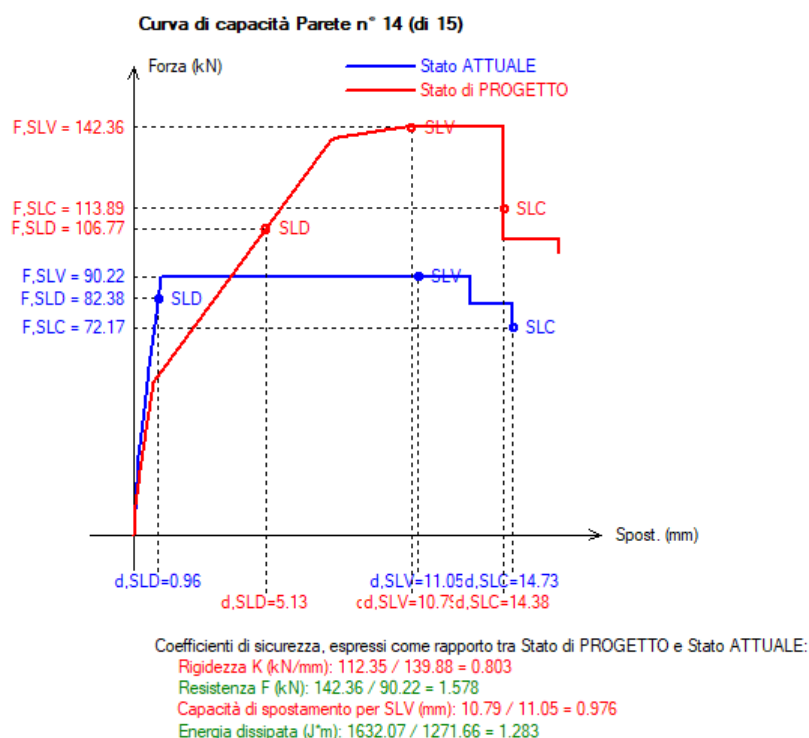


Fig. 56. Parete con telaio secondo modello (E).2 (mensola rovesciata non shear-type, con effetto degli ancoraggi per entrambi i montanti)

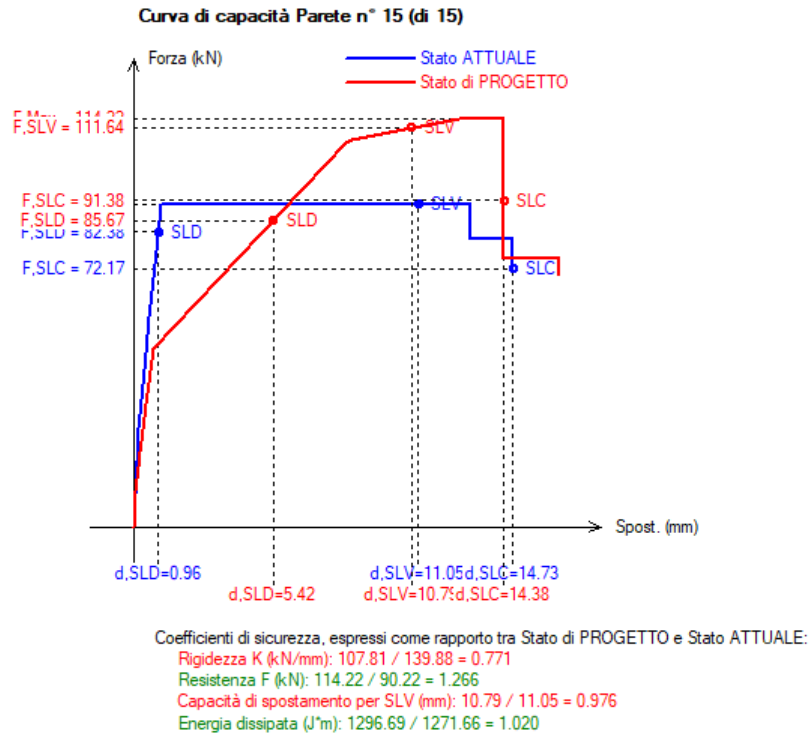


Fig. 57. Parete con telaio secondo modello (E).3 (mensola rovesciata non shear-type, con effetto degli ancoraggi per un solo montante)

I risultati di tutti i modelli dei telai e delle pareti corrispondenti², in termini di rigidezza, vengono riportati in Tabella 3, dove:

K_{tel} = rigidezza del telaio,

ΔK_{tel} = per i modelli 2. e 3.: variazione di rigidezza del telaio rispetto al modello 1. senza ancoraggi,

K_{par} = rigidezza della parete,

ΔK_{par} = per i modelli 2. e 3.: variazione di rigidezza della parete rispetto al modello 1. senza ancoraggi,

ΔK = coefficiente di sicurezza della parete ottenuto dal confronto tra Stato di Progetto e Stato Attuale, espresso in termini di variazione percentuale: tale variazione deve essere contenuta entro il 15% per garantire che la verifica di sicurezza sia soddisfatta.

Le rigidezze sono espresse in kN/mm.

² I risultati dell'esempio applicativo dipendono ovviamente dalle caratteristiche considerate per il sistema di ancoraggio: diametro delle barre, passo degli ancoraggi, rigidezza [espressa attraverso la frazione di taglio sul montante trasferita agli ancoraggi] e resistenza [valutata da cono di estrazione piuttosto che da valori sperimentali]); il caso particolare esaminato è tuttavia sufficiente per delineare gli aspetti più significativi del comportamento strutturale.

Modello	K_{tel}	ΔK_{tel}	K_{par} (kN/mm)	ΔK_{par}	ΔK
Stato Attuale			139.88		
Stato di Progetto					
(A).1	20.07		120.18		-14.1%
(A).2	56.21	+180%	156.32	+30%	+11.8%
(A).3	38.24	+91%	138.34	+15%	-1.1%
(B).1	5.59		105.70		-24.4%
(B).2	22.55	+303%	122.66	+16%	-12.3%
(B).3	14.09	+152%	114.20	+8%	-18.4%
(C).1	5.58		105.44		-24.6%
(C).2	22.57	+304%	122.42	+16%	-12.5%
(C).3	14.14	+153%	113.99	+8%	-18.5%
(D).1	14.16		114.27		-18.3%
(D).2	34.50	+144%	134.61	+18%	-3.8%
(D).3	24.04	+70%	124.15	+9%	-11.2%
(E).1	3.75		103.86		-25.8%
(E).2	12.25	+227%	112.35	+8%	-19.7%
(E).3	7.70	+105%	107.81	+4%	-22.9%

Tabella 3. Verifica di sicurezza della parete: risultati in termini di rigidezza

I risultati ottenuti evidenziano i seguenti punti notevoli.

- Per il modello (A) la verifica di sicurezza è sempre soddisfatta, sia includendo nel calcolo l'effetto degli ancoraggi, sia non includendolo.
- Diversamente, i modelli (B) e (C), con giunti alle estremità del montante poco rigidi, mostrano una rigidezza insufficiente quando non si considerano gli ancoraggi e più esattamente il sistema di ancoraggio complessivo per i due montanti; gli ancoraggi scelti non sono infatti sufficienti se considerati influenti solo per un montante.
- Il modello (D), come (A) ma non shear-type, diversamente da (A) mostra verifica non soddisfatta in assenza del contributo degli ancoraggi. Considerando invece tale contributo, o per entrambi i montanti o per uno dei due, la rigidezza sale un po' e la verifica diviene soddisfatta.
- Il modello (E) mostra rigidezza troppo bassa in tutti i casi: è necessario quindi irrobustire il sistema di ancoraggio ad esempio scegliendo barre a diametro maggiore o diminuendone il passo; in alternativa, ovviamente, si può progettare un giunto agli estremi del montante idoneo per evitare il vincolo a cerniera.

CONCLUSIONI

Nell'intervento locale su una parete muraria esistente con aperture e con posizionamento di telai di cerchiatura, è necessario che i diversi elementi strutturali siano tra loro efficacemente collegati.

Studi teorici e sperimentali mostrano che rigidezze, resistenze e capacità di spostamento dell'insieme muratura-telaio vengono influenzate dal sistema di collegamento; tuttavia, **nelle valutazioni analitiche professionali gli effetti del sistema di ancoraggio sono spesso trascurati a causa della difficoltà di schematizzazione nel modello.** Metodi FEM avanzati, applicati nella Ricerca accademica ed utilizzabili come riferimento, non sono di fatto proponibili per le applicazioni professionali.

Sono state proposte quindi valutazioni semplificate della rigidezza del telaio ottenuta attraverso la collaborazione fra muratura e telaio assicurata dal sistema di ancoraggio [6], evidenziando un forte incremento della rigidezza che in prima istanza sembra condizionare pesantemente la validità di tutte le analisi condotte senza considerare il contributo degli ancoraggi.

L'approfondimento condotto nel presente documento ha consentito lo sviluppo di una metodologia adatta per fini professionali e che mostra un incremento di rigidezza del telaio minore, più realistico.

Tale incremento viene peraltro fortemente ridimensionato nell'ambito dell'analisi della parete in cui il telaio è inserito; resta comunque importante studiare il comportamento della parete con telaio nell'apertura considerando anche l'effetto del sistema di ancoraggi.

Lo studio di un esempio applicativo ha posto in evidenza le seguenti considerazioni.

- L'incremento di rigidezza ΔK_{tel} mostrato dal telaio per effetto del sistema di ancoraggio viene drasticamente ridimensionato in termini di variazione di rigidezza della parete ΔK_{par} : **l'effetto del sistema di ancoraggio sulla struttura oggetto di studio si deve valutare non sul telaio ma sulla parete nel suo insieme.**

- **La variazione di rigidezza ΔK_{par} , sotto le diverse ipotesi, mostra un aspetto costante: si presenta di entità contenuta, tale comunque da incrementare la rigidezza allo Stato di Progetto.** Tenendo come riferimento uno Stato Attuale dove in assenza di ancoraggi si aveva una variazione di rigidezza negativa o poco sopra zero, l'inclusione dell'effetto degli ancoraggi aumenta la rigidezza ma facendola restare entro il range richiesto (+15%).

- Pertanto, **molte verifiche locali per interventi analoghi sono condotte in sicurezza anche senza considerare il contributo offerto dal sistema di ancoraggio. Tuttavia, l'incremento di rigidezza, pur limitato, potrebbe determinare in alcuni casi un superamento della soglia del 15% e quindi invalidare una verifica di sicurezza** che in precedenza, nel progetto dove non si considerava il ruolo degli ancoraggi, era stata ritenuta soddisfatta.

- Ne deriva quindi l'**opportunità di considerare sempre il contributo di rigidezza e resistenza fornito dal sistema di ancoraggio del telaio di cerchiatura alla muratura**, ovviamente in quei progetti dove è prevista la sua realizzazione. Il software ACM fornisce tutti gli strumenti per valutare gli effetti di diverse ipotesi, in relazione ad ogni singolo caso specifico, in particolare nei confronti della rigidezza degli ancoraggi – che si traduce in un'ipotesi sulla frazione di taglio trasferita dal montante agli ancoraggi – e della loro resistenza, che può determinarsi grazie al cono di estrazione dalla muratura e preferibilmente attraverso sperimentazione: quest'ultima deve essere condotta su muratura e ancoraggi effettivamente rappresentativi del caso reale, riproducendo per quanto possibile in laboratorio l'assetto di cantiere.

- **Poiché l'impostazione sperimentale non è di fatto praticabile nella quasi totalità dei casi professionali, un aiuto fondamentale viene offerto dal software ACM attraverso la possibilità di esaminare agevolmente e in modo interattivo gli effetti sul risultato finale dei valori scelti per i vari parametri di progettazione relativi al sistema di ancoraggio.** Variando tali parametri viene acquisita

sensibilità nei confronti del caso specifico ed è così possibile infine identificare la configurazione ottimale per la rappresentazione definitiva dell'intervento e per la corrispondente valutazione di sicurezza.

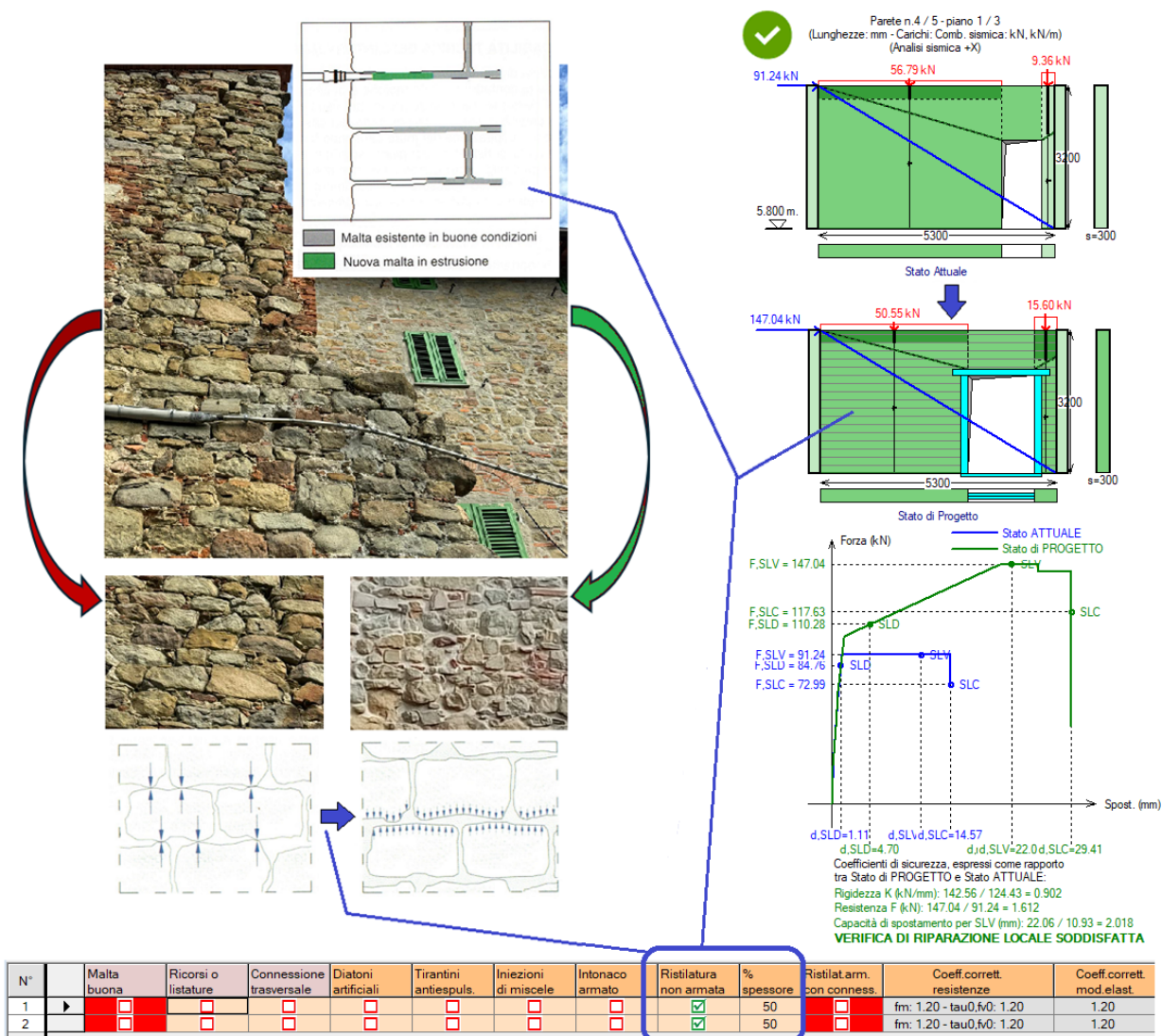
BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*
- [3] Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di Rischio Sismico: *Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti*, Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022
- [4] Lorenzo Billi, Francesco Laudicina, Luca Salvatori, Maurizio Orlando, Paolo Spinelli: *Aperture in murature portanti cerchiate con telai metallici: comportamento meccanico e metodi progettuali*, Bollettino degli Ingegneri 9-10, 2017
- [5] Monica. Y. Ona Vera, Giovanni Metelli, Joaquim A.O. Barros, Giovanni A. Plizzari: *Effectiveness of a steel ring-frame for the seismic strengthening of masonry walls with new openings*, Engineering Structures 226, 2021, 111341
- [6] Sergio Lagomarsino, Serena Cattari: *La realizzazione di aperture nelle pareti in muratura: tipologie di intervento, comportamento sismico della parete e dell'edificio, dimensionamento e verifica*, Ordine degli Ingegneri di Bologna, Corso di formazione: La realizzazione di nuove aperture nelle costruzioni in muratura esistenti, Bologna, 4-5 marzo 2011
- [7] Jorge Miguel Proença, António S. Gago & André Vilas Boas: *Structural window frame for in-plane seismic strengthening of masonry wall buildings*, International Journal of Architectural Heritage, 2019, Vol.13, No.1, 98-1134
- [8] Aedes Software: *Aedes.PCM - Progettazione di Costruzioni in Muratura*, versione 2025.2.4, www.aedes.it
- [9] Aedes Software: *Aedes.ACM – Aperture e Cerchiature in Murature portanti*, versione 2026.1.1, www.aedes.it

INTERVENTI LOCALI SU MURATURE SCADENTI: DISGREGAZIONE, RISTILATURA DEI GIUNTI

Autore: Francesco Pugi, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software
Articolo pubblicato su Ingenio (19.11.2024)

- In un intervento locale su una parete muraria per la **realizzazione di una nuova apertura o la modifica di una esistente, l’inserimento di un telaio di cerchiatura**, con collegamento alla muratura esistente, **richiede muratura, e quindi malta, di buona qualità**, altrimenti all’interfaccia telaio-muro si innescano disgregazioni. **Una malta scadente può essere rigenerata con un intervento di ristilatura profonda dei giunti**, eventualmente armata.
- La ristilatura profonda dei giunti determina **incrementi di resistenza e di rigidezza che dipendono dallo spessore della muratura e dalla profondità di scarnitura**. Nelle NTC18 la **ristilatura non armata** non compare fra i tipi di consolidamento che migliorano i parametri meccanici tramite coefficienti correttivi. Nel presente lavoro si propone un **metodo coerente con le Normativa** per definire **coefficienti correttivi per la ristilatura non armata**.
- **Se nello stato di fatto la malta scadente si accompagna all’assenza di ricorsi e di connessioni trasversali**, sotto azioni sismiche la parete può essere soggetta a **disgregazione, crisi di tipo fragile**. La necessaria riqualificazione della muratura le conferisce una **ductilità originariamente assente**: il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale in termini di capacità di spostamento dovrà ritenersi automaticamente soddisfatto.



INDICE

- [1. Intervento locale con telaio di cerchiatura su muratura scadente](#)
 - [2. Modifica di un'apertura in una parete in muratura di scarsa qualità](#)
 - [3. Ipotesi \(A\): muratura scadente ma non soggetta a disgregazione](#)
 - [4. Ristilatura dei giunti non armata: modellazione dell'intervento](#)
 - [5. Ipotesi \(A\): stati di progetto con rigenerazione della malta e rinforzi in acciaio](#)
 - [6. Disgregazione della muratura: formulazione del modello di calcolo](#)
 - [7. Ipotesi \(B\): muratura scadente soggetta a possibile disgregazione](#)
 - [8. Ipotesi \(B\): stati di progetto con rigenerazione della malta e rinforzi in acciaio](#)
- [Conclusioni](#)

[Ringraziamenti](#)

[Bibliografia di riferimento](#)

1. INTERVENTO LOCALE CON TELAIO DI CERCHIATURA SU MURATURA SCADENTE

Come noto, gli interventi locali sulle pareti in muratura, fra i quali quelli che prevedono la modifica di aperture esistenti o la realizzazione di nuove aperture con posizionamento di telai di cerchiatura, vengono dimensionati attraverso verifiche di confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto riguardanti rigidità, resistenza e capacità di spostamento. Risulta così soddisfatto il controllo sulla sicurezza statica e sismica della parete oggetto di intervento.

Le verifiche di sicurezza sono determinate dalle caratteristiche meccaniche della muratura allo stato di fatto, e dalle modifiche strutturali previste dal progetto. **L'inserimento di un telaio di cerchiatura**, con collegamento alla muratura esistente, **richiede muratura, e quindi malta, di buona qualità, altrimenti all'interfaccia telaio-muro si innescano disgregazioni**. Pertanto, un intervento locale che, a causa di modifiche sulle aperture, richieda un telaio di cerchiatura deve prevedere necessariamente la rigenerazione della malta. **Una malta scadente può essere rigenerata con un intervento di ristilatura profonda dei giunti**, eventualmente armata.

La ristilatura profonda dei giunti determina un **incremento di resistenza che dipende dallo spessore della muratura e dalla profondità di scarnitura**. La Normativa cita la **ristilatura dei giunti nell'ambito degli interventi di consolidamento**:

C8.7.4.1 Criteri per gli interventi di consolidamento degli edifici in muratura

4. Incremento della capacità delle pareti

"(...) L'intervento di ristilatura dei giunti, se effettuato su entrambe le superfici esterne, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura incrementandone, di fatto, l'area resistente. Particolare cura deve essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare in relazione a quella esistente. L'eventuale inserimento nei giunti "ristilati" di piccole barre, trefoli o piattine metalliche o di altri materiali resistenti a trazione, specie se ancorati alla muratura attraverso connessioni trasversali dei paramenti ed organizzati come sistema continuo nelle tre direzioni, può migliorare ulteriormente l'efficacia dell'intervento. (...)"

La ristilatura non armata è quindi presente nel testo normativo, ma non viene esplicitamente inclusa negli Interventi di consolidamento che migliorano i parametri meccanici tramite coefficienti correttivi (cfr. Tab. C8.5.II). Nel presente lavoro **si propone un metodo coerente con la Normativa al fine di individuare idonei coefficienti correttivi per l'intervento di ristilatura non armata**.

Lo studio dell'intervento su una parete caratterizzata da malta scadente, per la quale è prevista la riqualificazione della muratura attraverso la ristilatura profonda dei giunti, richiede inoltre un approfondimento qualora allo stato di fatto **la malta scadente si accompagni all'assenza di ricorsi e di connessioni trasversali**: in tal caso, sotto un'accelerazione sismica rilevante la parete è soggetta a **disgregazione, una crisi di tipo fragile** particolarmente temibile che precede l'attivazione dei cinematismi per corpi rigidi e lo sviluppo delle capacità di resistenza e di deformazione.

In tal caso, venendo a mancare le risorse di duttilità, **il modello elasto-plastico degrada in elasto-fragile**: l'annullamento del tratto plastico consente il rispetto della Normativa, che in §C8.7.1 indica l'opportunità di "riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti". **La necessaria riqualificazione della muratura conferirà alla parete una duttilità originariamente assente**: l'evoluzione del comportamento da fragile a duttile influisce sul confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale ed è opportuno indagare sulle conseguenti verifiche di sicurezza.

A titolo di esempio, verrà considerata una parete in muratura di pietrame sbizzato con malta scadente, avente allo stato di fatto un'apertura in una posizione prossima all'intersezione con la parete ortogonale.

L'intervento di progetto prevede lo spostamento dell'apertura verso la zona centrale, aumentandone larghezza e altezza; l'obiettivo è inquadrare l'ambito dell'intervento come locale, secondo i requisiti di sicurezza richiesti dalla Normativa, prevedendo per la muratura un intervento di rigenerazione della malta con ristilatura profonda dei giunti.

L'esempio verrà illustrato sotto due distinte ipotesi relative allo Stato Attuale:

- ipotesi (A): anzitutto, si considera una qualità muraria sufficiente per impedire il fenomeno della disgregazione, grazie alla presenza di ricorsi e di connessione trasversale;
- ipotesi (B): successivamente, si analizza la medesima parete ipotizzando che la malta scadente si accompagni all'assenza di ricorsi e di connessione trasversale: questa tipologia, in dipendenza dall'entità dell'accelerazione sismica, risulta soggetta a possibile disgregazione.

2. MODIFICA DI UN'APERTURA IN UNA PARETE IN MURATURA DI SCARSA QUALITÀ'

In una parete in muratura di pietrame a conci sbazzati di scarsa qualità, con malta scadente, è previsto un intervento di modifica di un'apertura. Allo Stato Attuale, l'apertura è posta in una posizione prossima all'intersezione con la parete ortogonale ed ha dimensioni: larghezza 90 cm, altezza 200 cm.

La parete ha altezza di interpiano pari a 3.20 m, e spessore 30 cm. ed è sottoposta ai carichi statici mostrati in figura (con riferimento alla combinazione fondamentale SLU). La parete è interna, si trova al terzo e ultimo piano di un edificio avente altezza $H=9.00$ m. ed ha quota di base 5.80 m. L'edificio si suppone ubicato nel comune di San Miniato (PI), e la PGA corrispondente a SLV è pari a: $ag \cdot S = 0.126 \cdot 1.200 = 0.151$ g.

Allo Stato di Progetto, si prevedono le seguenti modifiche:

- la mazzetta attualmente di dimensione 30 cm. viene portata a 50 cm.
- il vano dell'apertura diviene più grande: la larghezza diventa 150 cm. e l'altezza 220 cm.

In Fig. 1 è rappresentata la parete oggetto di intervento (i carichi si riferiscono alla combinazione SLU per analisi statica).

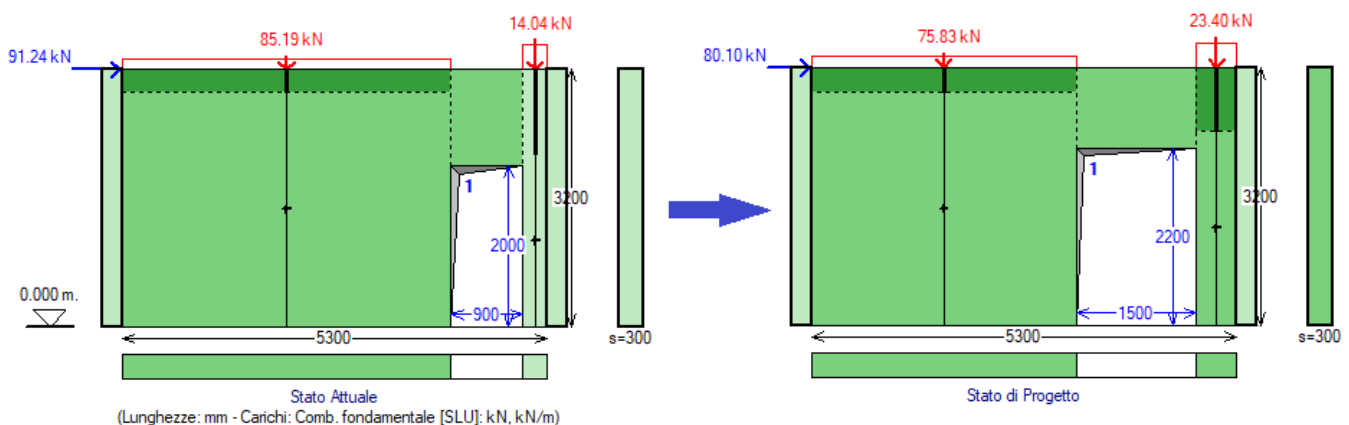


Fig. 1. Parete oggetto di intervento

A priori, si può immediatamente affermare che il progetto richiederà un consolidamento della muratura; inoltre, potrebbe essere necessario realizzare un telaio di cerchiatura a delimitazione della nuova apertura.

Dal punto di vista strutturale, la scarsa qualità muraria visivamente riscontrata deve essere analizzata con attenzione in modo da poter inquadrare le effettive capacità meccaniche dell'elemento strutturale.

In un caso di questo tipo non appare appropriato adottare direttamente i parametri meccanici proposti

nella tabella normativa (Tab. C8.5.I) per la muratura a conci sbozzati, classe tipologica a cui la parete appartiene: occorre indagare sull'effettivo grado di rappresentatività della classificazione proposta, e a questo scopo la Normativa stessa indica in §C8.5.3.1 che è possibile avvalersi di metodi che, utilizzando la lettura visiva dei paramenti e della sezione, consentono di ottenere stime dei parametri meccanici attraverso indicatori di qualità muraria, purché elaborati con procedure di comprovata attendibilità.

Il metodo dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) per la valutazione della qualità meccanica delle Murature, messo a punto da Antonio Borri e Alessandro De Maria [1] [2] [3], si basa su un esame visivo dei paramenti e della sezione di un pannello murario, con lo scopo di verificare il grado di rispetto delle regole dell'arte muraria.

Sulla base di tali verifiche si perviene ad un indice numerico che appare ben correlato sia con i parametri meccanici più significativi della muratura in esame, sia con le risposte strutturali attese. IQM consente inoltre una valutazione della maggiore o minore propensione alla disgregazione delle murature soggette alle azioni sismiche, un aspetto determinante nel caso di murature storiche dove si rileva una qualità mediocre con una scarsa consistenza della malta.

La parete in esame è stata quindi analizzata con i criteri del metodo IQM, classificando i parametri richiesti:

P.D. = ingranamento trasversale / presenza dei diatoni;

MA. = qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe;

F.EL. = forma degli elementi resistenti;

S.G. = sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano della parete;

RE.EL. = resistenza degli elementi.

OR. = orizzontalità dei filari;

D.EL. = dimensione degli elementi resistenti.

Basandosi sull'osservazione dei paramenti e della sezione muraria si valuta il rispetto o meno delle regole dell'arte. I possibili giudizi per ciascun parametro sono:

R. = rispettato;

P.R. = parzialmente rispettato;

N.R. = non rispettato.

3. IPOTESI (A): MURATURA SCADENTE MA NON SOGGETTA A DISGREGAZIONE

Nell'ipotesi (A) la malta risulta scadente ma nella parete sono presenti alcuni filari orizzontali e diatoni in grado di assicurare una connessione trasversale fra i due paramenti murari (coincidenti con le facce della parete).

La scheda di analisi della parete con l'app IQMindex [4] ha prodotto i risultati di seguito riportati (in fig.2 si riporta un caso analogo, per una muratura di blocchi di pietra sbozzata, ciottoli e pietrame a doppio paramento).



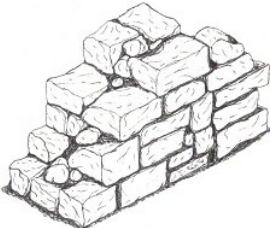


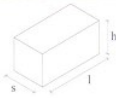

SCHEDA 11 280	5. METODI QUALITATIVI PER LA VALUTAZIONE DELLA QUALITÀ MURARIA		
Muratura di blocchi di pietra sbazzata, ciottoli e pietrame a doppio paramento			
		FOTO	
 <p>Assonometria</p>	 <p>Prospetto</p>	 <p>Sezione</p>	SCHEMI
	Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: $s = 10 \div 17 \text{ cm}$ $h = 9 \div 17 \text{ cm}$ $l = 15 \div 30 \text{ cm}$		GEOMETRIA
			

Fig. 2. Esempio di scheda per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria (da [1])

Dimensioni ricorrenti degli elementi: altezza $10 \div 17 \text{ cm}$, lunghezza $9 \div 17$, profondità $15 \div 30 \text{ cm}$

Parametri della regola dell'arte:

P.D.=R, **MA.**=NR, **F.EL.**=PR, **S.G.**=NR, **RE.EL.**=R, **OR.**=R, **D.EL.**=PR

con applicazione del correttivo per malta di pessima qualità.

Risultati per i punteggi di IQM: Azioni Verticali: 3.5, Azioni Fuori Piano: 4.55, Azioni Nel Piano: 3.15

IQM fuori piano risulta > 4 . Secondo la formulazione del metodo IQM, **la muratura in esame non è soggetta a disgregazione**¹.

¹ Nel metodo IQM, come specificato dagli Autori [3], quando si afferma che "una muratura si può disgregare se il suo IQM è inferiore ad un certo valore", si intende dire solo che, basandosi sulle osservazioni fatte in occasione dei sismi precedenti, tipologie murarie che avevano quelle determinate caratteristiche hanno presentato il fenomeno della disgregazione con notevole frequenza, ed è quindi logico attendersi un comportamento simile per sismi di analoghe caratteristiche. Tenendo come riferimento le macrocategorie delle tipologie murarie contemplate nella normativa italiana, sulla base delle esperienze condotte nei rilevamenti post sismici dei vari terremoti italiani, gli Autori hanno individuato, per gli edifici ordinari posti in zone con pericolosità sismica medio-alta, il valore di IQM fuori piano = 4 come valore di soglia. Valori di IQM fuori piano eguali od inferiori a 4 dovrebbero richiamare l'attenzione nei confronti di possibili fenomeni disgregativi da parte di chi effettua una valutazione di sicurezza o si accinge ad intervenire su un edificio in zona sismica.

Risultati per i parametri meccanici:

(N/mm ²)	min	med	max
f_m	2.07	2.73	3.38
τ_0	0.039	0.052	0.064
E	1047	1268	1488
G	333	401	469

In grassetto sono riportati i valori da utilizzare per la modellazione strutturale dello Stato Attuale della parete, ossia i valori minimi per le resistenze e medi per i moduli elastici, in corrispondenza del livello di conoscenza LC1 (come richiesto dalla Normativa in §C8.5.4).

Per quanto riguarda lo Stato di Progetto, gli interventi di consolidamento dovranno prevedere una rigenerazione della malta che la porti dall'iniziale pessima qualità a condizioni buone. Poiché i coefficienti correttivi sono applicati alle condizioni 'standard' (malta di modeste caratteristiche, cfr. §C8.5.3.1), occorre valutare le proprietà della muratura senza il correttivo per malta di pessima qualità. La scheda IQM elaborata per la muratura già esaminata ma senza correttivo per malta di pessima qualità conduce ai valori degli indici ed i parametri meccanici qui di seguito riportati.

Risultati per i punteggi di IQM: Azioni Verticali: 5, Azioni Fuori Piano: 6.5, Azioni Nel Piano: 4.5 tutti ovviamente maggiori rispetto al caso di malta pessima. I parametri meccanici, da considerare alla base dello Stato di Progetto, sono i seguenti:

(N/mm ²)	min	med	max
f_m	2.78	3.60	4.40
τ_0	0.051	0.069	0.085
E	1322	1597	1871
G	404	487	569

La parete muraria viene analizzata con il software Aedes.ACM [5], nel quale è possibile inserire parametri meccanici personalizzati diversificati fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

Si osservi che, avendo valutato i parametri mediante IQM, non risulta necessario utilizzare nel software opzioni riguardanti lo Stato di Fatto, che secondo la Tab. C8.5.11 regolano la presenza o meno di malta buona, ricorsi o listature, connessione trasversale: le caratteristiche specifiche della parete esaminata sono state già considerate nel calcolo di IQM e dei parametri meccanici corrispondenti.

La parete verrà analizzata con diversi Stati di Progetto che prevedono la rigenerazione della malta tramite ristilatura non armata e il posizionamento di elementi di rinforzo in acciaio (sola architrave o telaio di cerchiatura). Essendo prevista la ristilatura dei giunti non armata, prima di procedere con le verifiche di confronto fra gli Stati di Progetto e lo Stato Attuale è anzitutto necessario individuare la modalità con cui è possibile rappresentare questo tipo di intervento di consolidamento nel modello di calcolo.

4. RISTILATURA DEI GIUNTI NON ARMATA: MODELLAZIONE DELL'INTERVENTO

Come osservato in precedenza, la Normativa tratta esplicitamente la ristilatura dei giunti nell'ambito degli interventi di consolidamento (§C8.7.4.1), considerando anche un eventuale inserimento di armature quali piccole barre o altri materiali resistenti a trazione.

La ristilatura non armata è quindi contemplata fra gli interventi di consolidamento, tuttavia per questo intervento non c'è una corrispondenza diretta nella tabella dei coefficienti correttivi (Tab. C8.5.II) proposta dalla Normativa per la valutazione dell'incremento dei parametri meccanici a seguito dei vari tipi di consolidamento. E' pertanto indispensabile definire un metodo per valutare gli effetti dell'intervento tramite ristilatura non armata, metodo che ovviamente deve essere coerente con le indicazioni normative.

Come evidenziato in fig. 3, la tabella citata propone un coefficienti correttivo specifico per la malta buona, nel gruppo di valutazione dello Stato di fatto (fig. 3).

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Fig. 3. Coefficienti correttivi per lo stato di fatto e per gli interventi di consolidamento

La Normativa specifica, inoltre, che "i valori indicati in tabella per i vari tipi di consolidamento delle murature devono essere considerati essenzialmente un riferimento, in assenza di specifiche valutazioni sui valori da adottare per il caso in esame; nel caso di tecniche diverse da quelle indicate nella tabella, i valori riportati costituiscono un utile riferimento".

Pertanto, tali valori costituiscono un riferimento anche per la ristilatura dei giunti non armata.

La qualifica di 'malta buona' fa riferimento a una malta avente migliori caratteristiche rispetto a quella cui si riferisce la tabella C8.5.I che fornisce i parametri meccanici di riferimento, ed il coefficiente correttivo corrispondente si applica sia alle resistenze sia ai moduli elastici.

Per quanto riguarda le caratteristiche dell'intervento di scarnitura e ristilatura profonda dei giunti, si può osservare (fig. 4, tratta da [1]) che esso in generale non prevede la totale sostituzione della malta (anche se l'intervento è applicabile, quando possibile, sui due lati del paramento).



Fig. 1 - Muratura in pietraforte fortemente degradata per erosione e decoesione dei giunti di malta. Il degrado avanzato delle malte può provocare il distacco dei blocchi lapidei con instabilizzazione e caduta degli stessi.

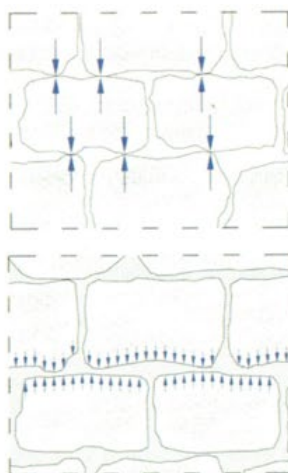


Fig. 2 - In mancanza di malta, il contatto tra i conci è di tipo puntuale e le forze che vengono scambiate assumono valori anche molto elevati. La presenza della malta interposta tra i conci, al contrario, consente di realizzare un appoggio continuo contribuendo così a ripartire le forze di contatto.

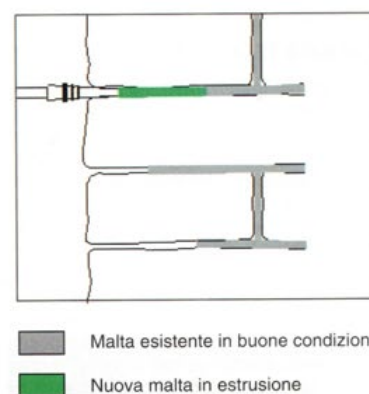


Fig. 4 - Schema di intervento

Fig. 4. Intervento di scarnitura e ristilatura profonda dei giunti

Poiché la nuova malta interessa una porzione dello spessore più o meno profonda, l'entità del miglioramento rispetto allo stato di fatto è in stretta correlazione con la porzione di giunto interessata dall'intervento.

Avendo quindi la disponibilità di un coefficiente correttivo relativo alla 'malta buona', è immediato commisurare l'efficacia dell'intervento di ristilatura dei giunti alla percentuale di giunto risanato.

Ad esempio, per la muratura a conci sbozzati il coefficiente correttivo per malta buona è pari a 1.4.

Il 40% di miglioramento è quindi riferito ad un intervento su tutto lo spessore. Se la parte di giunto interessata dalla ristilatura è pari ad esempio a $(1/2)=50\%$ dello spessore, il coefficiente correttivo che può essere adottato è dato da: $1.0 + (0.4 \cdot 1/2) = 1.2$.

Pertanto, posto: c_{MB} il coefficiente correttivo per malta buona, c_{RN} quello per ristilatura non armata, $s\%$ la percentuale di intervento di risanamento sullo spessore della parete, si ha:

$$c_{RN} = 1.0 + (c_{MB} - 1.0) \cdot s\%$$

Per ovvie ragioni, l'intervento di ristilatura non armata non può essere contemporaneo alla qualifica di 'malta buona' per lo stato di fatto: richiede tuttavia la malta in condizioni 'standard' (modeste caratteristiche) a cui fa riferimento la Tab.C8.5.I alla quale si riferiscono le amplificazioni dei vari tipi di consolidamento tramite coefficienti correttivi.

5. IPOTESI (A): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA E RINFORZI IN ACCIAIO

Per l'ipotesi (A) dell'esempio applicativo proposto (malta scadente ma non soggetta a disgregazione), si analizzano le seguenti configurazioni di progetto:

- (1) nessun intervento sulla muratura né realizzazione di rinforzi: questa configurazione non corrisponde ad un effettivo Stato di Progetto ma viene proposta per mostrare il peggioramento indotto dalla modifica dell'apertura;
- (2) nessun intervento sulla muratura, ma realizzazione di un telaio di cerchiatura con montanti in acciaio con sezione a C, in corrispondenza degli stipiti, aventi spessore $s=10$ mm, profondità 300 mm come la parete e dimensione dell'ala (nel piano della parete) pari a 300 mm.;
- (3) consolidamento della muratura mediante ristilatura dei giunti non armata e posizionamento di un'architrave in corrispondenza della nuova apertura;
- (4) consolidamento della muratura mediante ristilatura dei giunti non armata e realizzazione di un telaio di

cerchiatura con montanti in acciaio con sezione a C, in corrispondenza degli stipiti, aventi spessore $s=10$ mm, profondità 300 mm come la parete e dimensione dell'ala (nel piano della parete) pari a 150 mm.;
 (5) come (4) ma con dimensioni dei montanti 10x300x250 mm.
 I risultati sono riportati nel prospetto in fig. 5.

No disgregazione	+X				-X			
	Att.	Prog.	C.Sic.	Variaz.	Att.	Prog.	C.Sic.	Variaz.
Parete 1								
Rigid. K (kN/m)	124.43	97.55	0.784	-21.6%	158.10	97.55	0.617	-38.3%
Forza max F (kN)	91.24	80.10	0.878	-12.2%	91.24	80.10	0.878	-12.2%
Spost. SLV (mm)	10.93	10.89	0.996	-0.4%	10.93	10.89	0.996	-0.4%
Spost. SLD (mm)	1.11	1.28	1.153	+15.3%	0.87	1.28	1.471	+47.1%
En. diss. (Nm)	1282.04	1112.34	0.868	-13.2%	1292.22	1112.34	0.861	-13.9%
Parete 2								
Rigid. K (kN/m)	124.43	111.07	0.893	-10.7%	158.10	111.07	0.703	-29.7%
Forza max F (kN)	91.24	256.15	2.807	>100%	91.24	256.15	2.807	>100%
Spost. SLV (mm)	10.93	11.03	1.009	+0.9%	10.93	11.03	1.009	+0.9%
Spost. SLD (mm)	1.11	7.27	6.550	>100%	0.87	7.27	8.356	>100%
En. diss. (Nm)	1282.04	2707.78	2.112	>100%	1292.22	2707.78	2.095	>100%
Parete 3								
Rigid. K (kN/m)	124.43	140.24	1.127	+12.7%	158.10	140.24	0.887	-11.3%
Forza max F (kN)	91.24	100.12	1.097	+9.7%	91.24	100.12	1.097	+9.7%
Spost. SLV (mm)	10.93	22.06	2.018	>100%	10.93	22.06	2.018	>100%
Spost. SLD (mm)	1.11	1.20	1.081	+8.1%	0.87	1.20	1.379	+37.9%
En. diss. (Nm)	1282.04	2864.70	2.234	>100%	1292.22	2864.70	2.217	>100%
Parete 4								
Rigid. K (kN/m)	124.43	142.56	1.146	+14.6%	158.10	142.56	0.902	-9.8%
Forza max F (kN)	91.24	147.04	1.612	+61.2%	91.24	147.04	1.612	+61.2%
Spost. SLV (mm)	10.93	22.06	2.018	>100%	10.93	22.06	2.018	>100%
Spost. SLD (mm)	1.11	4.70	4.234	>100%	0.87	4.70	5.402	>100%
En. diss. (Nm)	1282.04	3756.05	2.930	>100%	1292.22	3756.05	2.907	>100%
Parete 5								
Rigid. K (kN/m)	124.43	149.69	1.203	+20.3%	158.10	149.69	0.947	-5.3%
Forza max F (kN)	91.24	225.05	2.466	>100%	91.24	225.05	2.466	>100%
Spost. SLV (mm)	10.93	22.06	2.018	>100%	10.93	22.06	2.018	>100%
Spost. SLD (mm)	1.11	7.35	6.622	>100%	0.87	7.35	8.448	>100%
En. diss. (Nm)	1282.04	5704.36	4.449	>100%	1292.22	5704.36	4.414	>100%


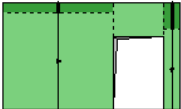
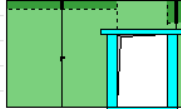

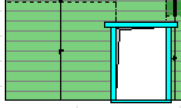
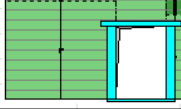
No disgregazione								
Parete 1	Attuale	Progetto						
			Att.:	pietrame con malta scadente				
			Prog.:	pietrame con malta scadente				
				verifica NON soddisfatta				
Parete 2								
			Att.:	pietrame con malta scadente				
			Prog.:	pietrame con malta scadente, telaio con montante h=300 mm				
				verifica NON soddisfatta				
Parete 3								
			Att.:	pietrame con malta scadente				
			Prog.:	ristilatura non armata, architrave				
				verifica soddisfatta				
Parete 4								
			Att.:	pietrame con malta scadente				
			Prog.:	ristilatura non armata, telaio con montante h=150 mm				
				verifica soddisfatta				
Parete 5								
			Att.:	pietrame con malta scadente				
			Prog.:	ristilatura non armata, telaio con montante h=250 mm				
				verifica non soddisfatta				

Fig. 5. Ipotesi (A): risultati per diversi Stati di Progetto

(Parete 1) Dopo la modifica dell'apertura, nell'assenza (teorica) di interventi, la parete subisce un peggioramento riguardante tutti i parametri monitorati: rigidità, resistenza e capacità di spostamento. Si tratta di un ovvio risultato che mostra la necessità di intervento sulla qualità della muratura e con eventuali nuove strutture di rinforzo.

E' interessante osservare che la posizione eccentrica dell'apertura esistente determina un diverso comportamento nei due versi sismici nel piano della parete (+X e -X), a seconda che il puntone del cuneo di distacco determinato dal meccanismo sismico intercetti o meno l'apertura [6]. Allo Stato di Progetto la nuova posizione e le nuove dimensioni dell'apertura comportano un comportamento analogo nei due versi sismici.

(Parete 2) La prima proposta di consolidamento prevede un telaio di cerchiatura piuttosto robusto, con elementi a C di acciaio di spessore 10 mm., che si estendono per 300 mm. nel piano della parete, senza contemporanei interventi sulla muratura. La parete mostra una riduzione del 29.7% di rigidità per sisma - X e quindi la verifica non è soddisfatta: la variazione di rigidità accettabile definita in input è infatti compresa nell'intervallo +/-15%.

(Parete 3) Si evidenzia pertanto la necessità di intervenire anche sulla muratura: un aspetto che comunque deve essere preso in considerazione, in quanto la qualità originaria della malta è scadente, anche se non sono previsti fenomeni di possibile disgregazione grazie a un valore di IQM fuori piano maggiore di 4. L'intervento di ristilatura dei giunti non armata interessa il 50% dello spessore (15 cm) e conduce ad un aumento di rigidità e di resistenza della parete. Come primo tentativo, si evita il portale in acciaio, posizionando semplicemente un'architrave. La rigenerazione della malta appare sufficiente per garantire una verifica di riparazione locale soddisfatta. La variazione di rigidità rientra entro i limiti previsti, e la condizione di non peggioramento su forza ultima e capacità di spostamento completa la verifica. La capacità di spostamento incrementa decisamente (raddoppia): ciò deve essere considerato favorevole nei confronti della verifica.

(Parete 4) La realizzazione di un telaio, anziché della sola architrave, è tuttavia preferibile dal punto di vista del rafforzamento degli stipiti della nuova apertura. Si analizza quindi la parete con la rigenerazione della malta ed un'ipotesi di telaio che non alteri troppo la rigidità, con montanti di dimensioni 150 mm. nel piano della parete. L'esito è ancora favorevole: rispetto al caso senza telaio, la rigidità incrementa un poco, la resistenza invece incrementa in modo più significativo, mentre la capacità di spostamento resta invariata.

(Parete 5) Lo studio del progetto viene completato ipotizzando un telaio più robusto, con dimensione 250 mm. nel piano della parete. Stavolta però l'aumento di rigidità, per sisma +X, eccede il limite del 15% e quindi la verifica locale non è più soddisfatta.

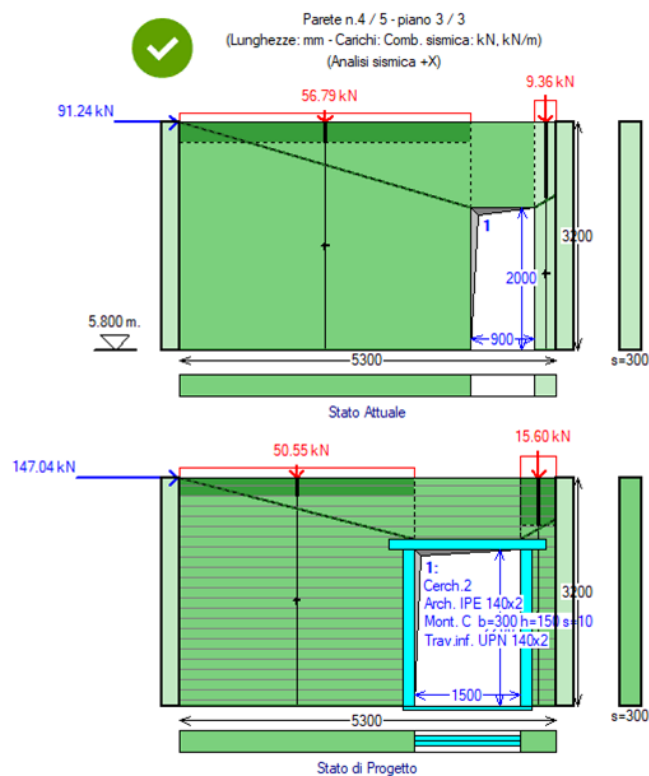
La parete 4 è la **soluzione ottimale di progetto: rigenerazione della malta con realizzazione di un telaio non troppo rigido**. I dati sui maschi murari agli Stati Attuale e di Progetto ed i risultati in dettaglio su coefficienti di sicurezza, curve di capacità e stato di sollecitazione degli elementi strutturali in corrispondenza di SLV sono riportati nelle immagini seguenti.

In fig. 6 i dati dei maschi murari contengono allo Stato di Progetto la definizione dell'intervento di consolidamento tramite ristilatura dei giunti riguardante il 50% dello spessore della parete.

Nelle figg. 7, 8 sono riportate le curve di capacità a confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, con riferimento all'analisi in direzione X (nel piano della parete) nei due versi +X e -X.

In fig. 9 si rappresenta lo stato di sollecitazione delle pareti in corrispondenza di SLV.

Si osservi che nello Stato Attuale il maschio murario sul lato destro è stato considerato sismicamente non reagente in quanto corrisponde ad una mazzetta muraria di dimensione 30 cm. inferiore a 50 cm. come normalmente richiesto per sviluppare un'adeguata capacità [7]. Lo Stato di Progetto, come già accennato nella presentazione dell'esempio, prevede una mazzetta di 50 cm, che, in presenza della cerchiatura, resta parzialmente inclusa nel profilo a C utilizzato come montante del telaio.



STATO ATTUALE

N°	Edit	Sism. reag.	B (mm)	H (mm)	Zona rig. inf. (mm)	Zona rig. sup. (mm)	s (mm)	K: x in xEJ/h³	P.somm SLU (kN)	P.somm Sism (kN)	sp.o (N/mm²)	sp.v (N/mm²)	Tipol.	F.C
1	▶	...	4100	3200	0	285	300	12.0	85.19	56.79	0.00	0.00	31	1.350
2		...	300	3200	0	1061	300	12.0	14.04	9.36	0.00	0.00	31	1.350

N°	f.m (N/mm²)	f.hm (N/mm²)	tau.0 (N/mm²)	fv.0 (N/mm²)	fb (N/mm²)	(m) coeff. attr.	(phi) coeff.	ft (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	p.s. (kN/m²)
1	2.07	1.035	0.039					0.207	1268	401	20.00
2	2.07	1.035	0.039					0.207	1268	401	20.00

N°	Malta scadente	Nucleo scadente	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Diatoni artificiali	Tirantini antiespuls.	Iniezioni di miscele	Intonaco armato	Ristilatura non armata	% spessore	Ristilat. arm. con conness.
1	50	...
2	50	...

N°	Coeff. corrett. resistenze	Coeff. corrett. mod. elast.	Rinforzo con FRCC	Drift (%) a PressoFl. (SLC)	Drift (%) a Taglio (SLC)	PressoFl. Compl.	Taglio Scorr.	Taglio Fess. Diag.	IQM f.p. <= 4	Comport. fragile
1	fm: 1.00 - tau0.fv0: 1.00	1.00	...	1.00	0.50
2	fm: 1.00 - tau0.fv0: 1.00	1.00	...	1.00	0.50

STATO DI PROGETTO

N°	Edit	Sism. reag.	B (mm)	H (mm)	Zona rig. inf. (mm)	Zona rig. sup. (mm)	s (mm)	K: x in xEJ/h³	P.somm SLU (kN)	P.somm Sism (kN)	sp.o (N/mm²)	sp.v (N/mm²)	Tipol.	F.C
1	▶	...	3300	3200	0	259	300	12.0	75.83	50.55	0.00	0.00	32	1.350
2		...	500	3200	0	668	300	12.0	23.40	15.60	0.00	0.00	32	1.350

N°	f.m (N/mm²)	f.hm (N/mm²)	tau.0 (N/mm²)	fv.0 (N/mm²)	fb (N/mm²)	(m) coeff. attr.	(phi) coeff.	ft (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	p.s. (kN/m²)
1	3.34	1.668	0.148					0.334	1916	584	20.00
2	3.34	1.668	0.148					0.334	1916	584	20.00

N°	Malta scadente	Nucleo scadente	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Diatoni artificiali	Tirantini antiespuls.	Iniezioni di miscele	Intonaco armato	Ristilatura non armata	% spessore	Ristilat. arm. con conness.
1	50	...
2	50	...

N°	Coeff. corrett. resistenze	Coeff. corrett. mod. elast.	Rinforzo con FRCC	Drift (%) a PressoFl. (SLC)	Drift (%) a Taglio (SLC)	PressoFl. Compl.	Taglio Scorr.	Taglio Fess. Diag.	IQM f.p. <= 4	Comport. fragile
1	fm: 1.20 - tau0.fv0: 1.20	1.20	...	1.00	0.50
2	fm: 1.20 - tau0.fv0: 1.20	1.20	...	1.00	0.50

Fig. 6. Ipotesi (A): soluzione di progetto. Dati maschi murari

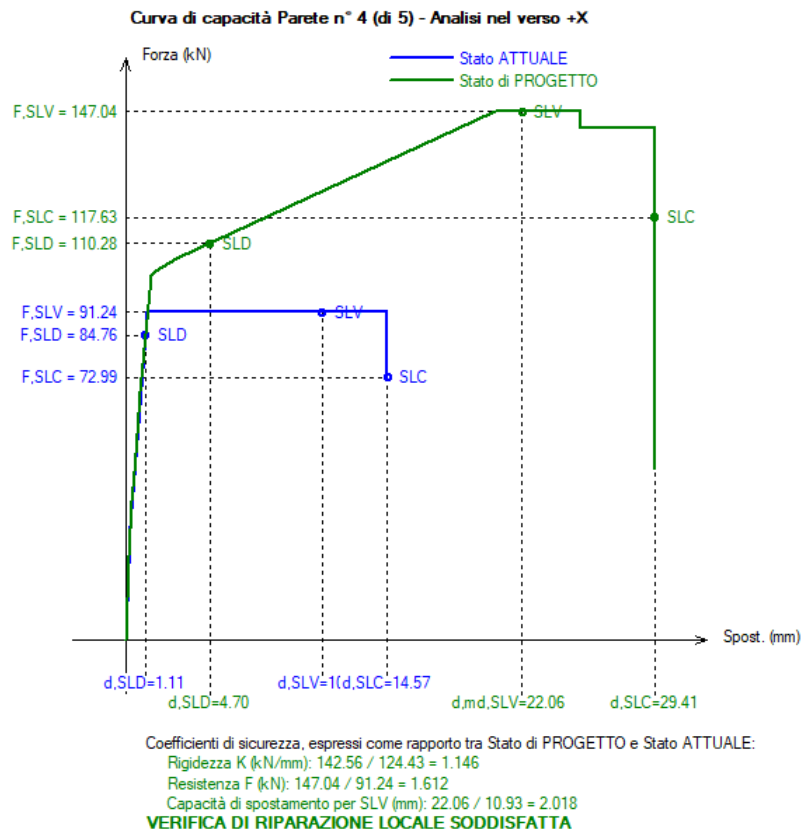


Fig. 7. Ipotesi (A): curve di capacità per analisi sismica +X

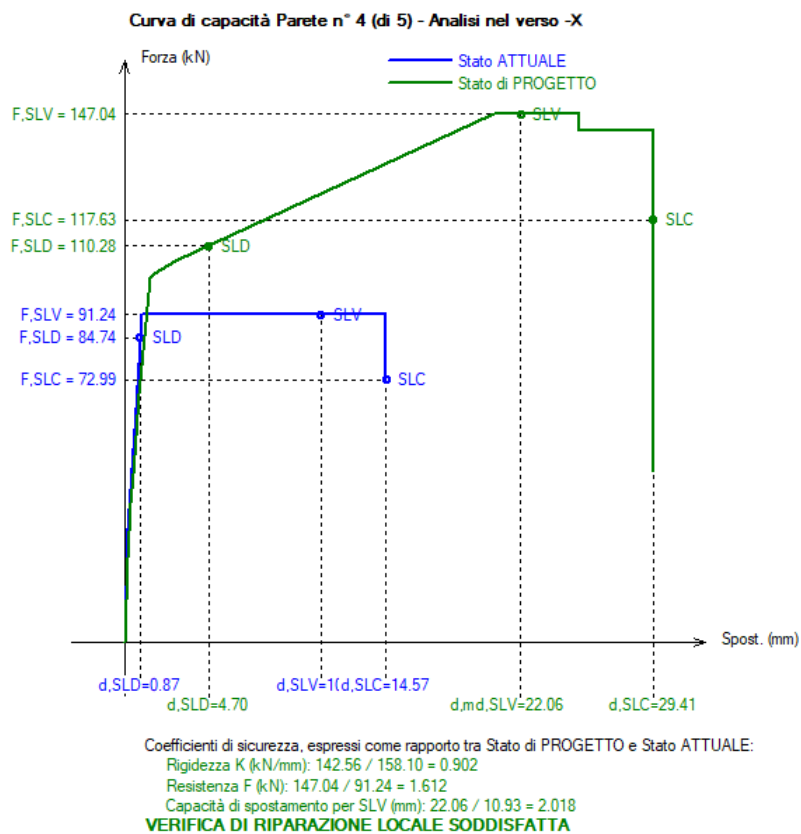


Fig. 8. Ipotesi (A): curve di capacità per analisi sismica -X

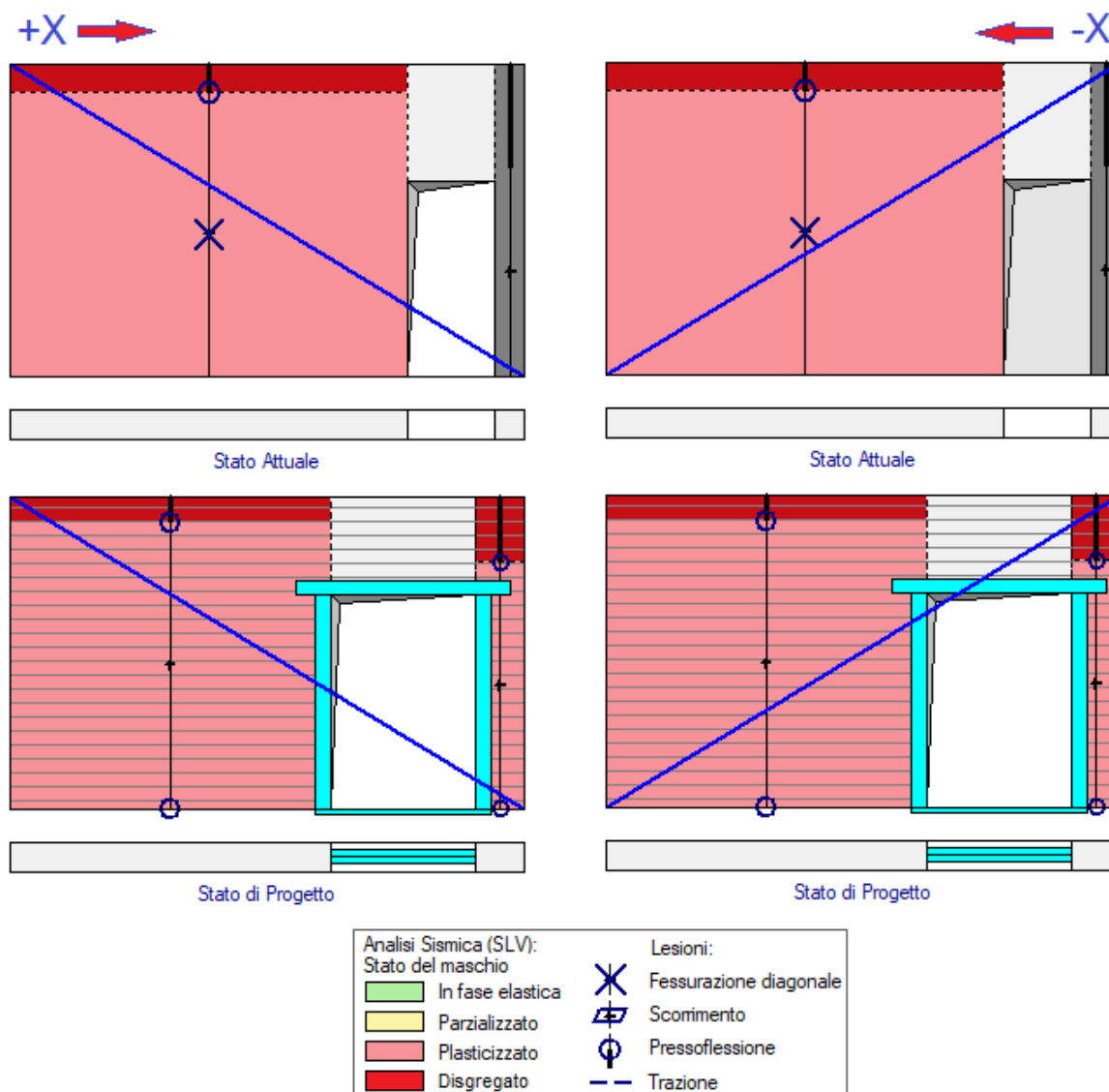


Fig. 9. Ipotesi (A): stato di sollecitazione dei maschi in corrispondenza di SLV

6. DISGREGAZIONE DELLA MURATURA: FORMULAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nell'ipotesi (B) si analizza la parete ipotizzando che nello Stato Attuale la malta scadente si accompagni all'assenza di ricorsi e di connessione trasversale: questa tipologia è soggetta a possibile disgregazione, come risulterà evidente dall'elaborazione dell'Indice di Qualità Muraria presentata al paragrafo seguente. Prima di illustrare l'analisi della parete soggetta a possibile disgregazione, è necessario formulare una metodologia di calcolo che permetta di includere la modalità di collasso per disgregazione nell'ambito dei criteri di capacità dei maschi murari.

Come accennato in precedenza, la **disgregazione è una crisi di tipo fragile** particolarmente temibile che precede l'attivazione dei cinematismi per corpi rigidi e lo sviluppo delle capacità di resistenza e di deformazione.

Per effetto della disgregazione, non vi è più coesione a causa della malta 'polverizzata'; i componenti della muratura si separano e la parete degrada nell'ammasso caotico degli elementi lapidei che la costituiscono.



Fig. 10. Disgregazione di un edificio in muratura (da [3])

La fig. 10 mostra un esempio di disgregazione. Come specificato in [3], si tratta di un "edificio in Accumoli (RI) con sistematico utilizzo di elementi lavorati e numerose pietre di media e grande dimensione che interessano gran parte dello spessore del muro, conferendo un certo grado di ingranamento trasversale. L'ingranamento viene meno all'ultimo livello, dove i paramenti sembrano nettamente scollegati. La muratura di questo edificio è in conci sbozzati senza ricorsi e con ingranamento trasversale per la parte inferiore e in conci sbozzati senza ricorsi e privi ingranamento trasversale per la parte superiore. L'edificio, nel sisma del 2016, si è disgregato solo nella parte superiore. A tal proposito, si ricorda quanto scritto in precedenza relativamente ai fattori (oltre alla cattiva qualità muraria) che predispongono alla disgregazione".

Nelle immagini di fig. 11 sono ben evidenziati gli effetti disgregativi prodotti dagli eventi sismici: a terra non sono presenti parti strutturali di murature intere, identificabili, ma solo macerie di elementi murari originari: pietre, laterizi e malte polverizzate [8].



Effetti del sisma a Pescara del Tronto



Effetti del sisma ad Accumoli e Castelluccio di Norcia

Fig. 11. Effetti disagregativi dovuti agli eventi sismici in Italia Centrale, 2016 (da [8])

Per comprendere il ruolo della qualità muraria nel processo di disagregazione, è utile riportare un estratto dal lavoro di riferimento [3], cui si rimanda per dettagli e approfondimenti.

“I fattori maggiormente significativi nel favorire fenomeni disagregativi sono apparsi: malta di pessima qualità ed assenza di connessione trasversale fra i paramenti. Quando erano presenti entrambe queste situazioni si è assistito spesso a crolli per disagregazione. Quando invece era presente una sola di queste situazioni allora il comportamento è sembrato dipendere, tipologia per tipologia, da altri fattori, come qualità della malta e/o presenza di ricorsi orizzontali.

Le murature che sono apparse maggiormente soggette a disagregazione sono state quelle con tessitura irregolare, in particolare quella in pietrame disordinato e quella in pietra tenera o tufo a conci irregolari. Hanno avuto comportamenti migliori (in genere non disagregativi) le murature dotate di orizzontalità dei filari, di connessione trasversale e di malta di qualità buona.

Le murature in conci sbozzati e quelle in pietra a spacco, così come quelle in elementi di tufo regolari, hanno avuto comportamenti migliori nel contrastare la disagregazione, specie nei casi di connessione trasversale e buona qualità della malta.

Le murature in blocchi lapidei squadrati e quelle in mattoni semipieni con malta cementizia in genere non hanno presentato fenomeni disagregativi.

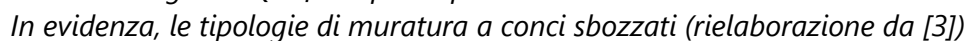
Le murature in mattoni con malta a base calce hanno manifestato, in generale, un buon comportamento, con l'esclusione del caso in cui avevano malta pessima e assenza di ingranamento trasversale.

Quanto sopra trova riscontro nella figura seguente (fig. 12), dove sono riportati, per ciascuna tipologia muraria, i valori dell'indice IQM fuori piano (IQMfp); le tipologie murarie sono distinte in base alla tessitura regolare/irregolare, alla presenza/assenza di ingranamento trasversale e alla presenza/assenza di malta di pessima qualità. In tale figura è evidenziato, con una linea rossa, il valore IQMfp = 4.

Viceversa, murature, sia irregolari che regolari, ma con connessione trasversale e malta non pessima, hanno quasi sempre valori di IQMfp maggiori di 4.”

Le frecce rosse evidenziano le 6 tipologie per le quali IQM fuori piano indica la possibile disgregazione; le frecce verdi tutte le altre.

IQM fuori piano per tipologie murarie NTC 2018



Indice IQM fuori piano per muratura contemplata nella Normativa: muratura a conci sbozzati

ID tipologia	Ricorsi o listature	Connessioni trasversali	Malta pessima*	modesta**	buona***	IQM fuori piano^	Pareti di esempio	IQM f.p.
1			x			1.5	disgregaz.	1.05
2				x		2.0		
3	x		x			2.8		
4					x	3.0		
5		x	x			3.5		
6	x			x		4.0		
7	x	x	x			4.8	No disgreg.	4.55
8		x		x		5.0		
9	x				x	5.0		
10		x			x	6.0		
11	x	x		x		7.0		
12	x	x			x	8.0		

*pessima: corrisponde all'applicazione del correttivo peggiorativo alla malta di Tab.C8.5.I, secondo §C8.5.3.1

**modesta: corrisponde alla Tab.C8.5.I

***buona: corrisponde all'applicazione del correttivo alla malta di Tab.C8.5.I secondo la Tab.C8.5.II

^ valori indicativi di soglia per IQM fuori piano. Le murature di esempio sono riportate sul lato destro

Fig. 13. IQM fuori piano per la muratura a conci sbozzati. In evidenza, i due casi delle pareti di esempio

Le pareti in muratura vengono modellate, secondo la Normativa vigente, come pannelli dotati di capacità resistenti a taglio e a pressoflessione, e caratterizzati da una capacità di spostamento valutata in base alla deformazione angolare (drift), il cui valore dipende dalla modalità di crisi. Il comportamento meccanico del pannello murario viene descritto da una curva elasto-plastica, dove il tratto plastico rappresenta la deformazione progressiva sotto sforzo costante (lo sforzo corrispondente al raggiungimento del limite elastico), fino al massimo spostamento di progetto. La duttilità del maschio murario è quindi definita dal tratto orizzontale (plastico) del diagramma.

Quando la muratura è soggetta a disgregazione, vengono a mancare le risorse di duttilità e **il modello elasto-plastico degrada in elasto-fragile** (fig. 14). L'annullamento del tratto plastico è coerente con la Normativa, che in §C8.7.1 indica l'opportunità di "riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti".

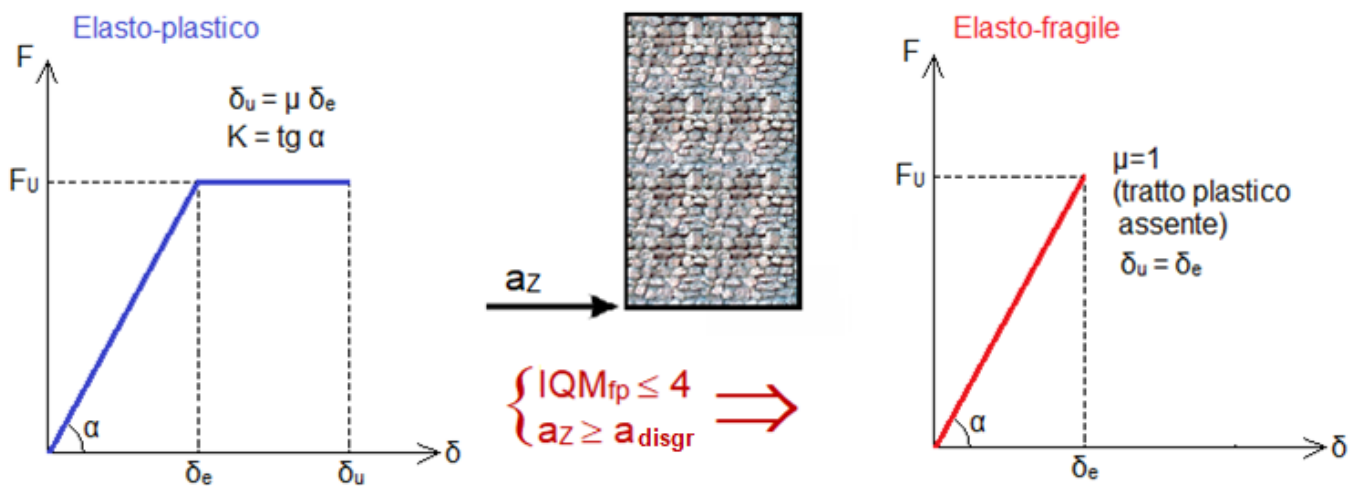


Fig. 14. Muratura soggetta a disgregazione: modello elasto-fragile

Si potrebbe osservare che ad una parete muraria portante soggetta a possibile disgregazione manca la dignità di elemento strutturale, e quindi ogni modello di comportamento rappresentativo fondato su parametri meccanici non appare idoneo. Ciò corrisponde allo scuotimento sismico nella fase di maggiore intensità, ma prima di giungere a tale eccitazione la parete ha comunque una pur piccola capacità resistente, che ne giustifica l'assetto statico e l'equilibrio mantenuto sotto azioni sismiche di bassa entità.

Pertanto, un diagramma di comportamento di tipo elasto-fragile² ben rappresenta la capacità iniziale della parete, capacità che, all'aumentare della sollecitazione, ad un certo punto viene a mancare improvvisamente per effetto della disgregazione. **A quel punto l'elemento strutturale cessa di fatto di esistere e da solido resistente si trasforma in ammasso caotico di elementi lapidei.** Il grado di sollecitazione che segna la crisi può essere identificato col limite elastico della parete, annullando a causa della disgregazione ogni capacità plastica³.

² E' interessante osservare quanto espresso in un documento per la ricostruzione post sisma 2016 [9]: *Come primo punto occorre considerare la capacità o meno della tipologia muraria dell'edificio in esame di avere un comportamento strutturale vero e proprio. Infatti, nel caso in cui la muratura tenda a disgregarsi e decomporsi sotto azioni cicliche ripetute, viene vanificato qualsiasi tipo di intervento che non sia capace anche di ostacolare tale disgregazione; in queste situazioni perdono significato sia i valori delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di cui alle normative, sia i metodi di analisi ivi previsti.*

Da una prima lettura del testo citato, si potrebbe ritenere che ogni tipo di modellazione di un maschio murario soggetto a possibile disgregazione sia privo di significato. Ma risulta evidente che la perdita di dignità strutturale interessa la fase intensa dell'evento sismico.

Per la caratterizzazione di un diagramma di comportamento idoneo per un muro soggetto a possibile disgregazione, si può osservare che la classificazione della muratura tramite il metodo IQM fornisce parametri meccanici (resistenze a compressione e taglio, moduli elastici), coerenti con le indicazioni normative, anche per murature scadenti che presentano un valore dell'indice fuori piano ≤ 4 e che quindi sono soggette a disgregazione. Dunque, anche il comportamento dei maschi con tale tipo di murature può essere rappresentato tramite un tratto elastico (caratterizzato dalla rigidezza definita dai moduli di elasticità, oltre che dalla geometria e dai vincoli) con punto di crisi segnato dal raggiungimento della resistenza per pressoflessione e/o taglio. Ciò che caratterizza la tendenza alla disgregazione è la rimozione del tratto plastico, corrispondente appunto alla fase sismica durante la quale l'elemento perde la dignità strutturale.

³ Le murature soggette a disgregazione sono murature storiche, tipicamente in pietrame, costituite da elementi lapidei collegati da malte di scarsa qualità e da due paramenti. La disgregazione è un fenomeno che avviene sia nel piano dei due paramenti, attraverso la disconnessione fra elementi lapidei e malta, sia nel piano ad esso ortogonale, mediante allontanamento reciproco dei paramenti.

Il meccanismo disgregativo viene determinato da un'azione combinata di accelerazioni orizzontali, orientate nei due piani suddetti, e verticali. Riconoscendo nel fenomeno della disgregazione un'evoluzione infausta di un meccanismo locale, con espulsione del materiale fuori piano per effetto delle azioni inerziali, gli Autori del metodo IQM hanno identificato come discriminante il valore dell'indice IQM fuori piano [3].

Il fatto che nel fenomeno della disgregazione siano coinvolte tutte le componenti dell'azione sismica (nel piano, fuori piano e verticale) autorizza, nell'ambito delle verifiche svolte considerando il comportamento nel piano (quali quelle tipiche degli interventi locali), la schematizzazione di un comportamento di tipo elasto-fragile.

Sul ruolo delle oscillazioni verticali sono in corso studi (Mariani, Pugi) per identificare la relazione fra contenuto sismico ad alta frequenza e innesco del fenomeno disgregativo.

La caratterizzazione completa del fenomeno della disgregazione richiede ulteriori considerazioni.

Come specificato dagli Autori del metodo IQM [3], **la scarsa qualità identificata con IQM fuori piano ≤ 4 è una condizione necessaria per la disgregazione, ma affinché il fenomeno si manifesti occorre un'accelerazione sismica di intensità sufficientemente elevata.**

La soglia di accelerazione sismica oltre la quale si può innescare il fenomeno disgregativo è argomento tuttora in corso di studio; è comunque possibile attribuire a tale soglia un valore plausibile che ad esempio può considerarsi non inferiore a 0.200-0.300 g⁴. In fig. 14 la soglia è indicata con il simbolo a_{disgr} .

⁴ Un'altra condizione favorevole per il fenomeno è che la parete sia esterna: il minor vincolamento della parete con le strutture adiacenti, ossia la sua maggiore libertà di movimento, facilita il distacco del materiale. Questa condizione, presente evidentemente solo in alcuni casi, può essere caratterizzata nelle valutazioni analitiche abbassando la soglia di accelerazione sismica che innesci la possibile disgregazione. In un software di calcolo è necessario che il valore di tale soglia sia modificabile in base al grado di sicurezza che si desidera raggiungere.

A partire dai valori al suolo indicati da PGA, l'accelerazione subisce un'amplificazione lungo l'elevazione dell'edificio. L'accelerazione sismica che investe un elemento strutturale dipende dalla quota dell'elemento (ad esempio, per una parete in muratura la quota di base della parete, ossia quella del piano a cui è ubicata) e dalle caratteristiche dinamiche dell'edificio. Grazie alla formulazione degli spettri di piano (§C7.2.3) è possibile definire un'accelerazione di ancoraggio alla quota Z (a_z) che investe una data parete in base alla sua posizione, alle proprietà dinamiche della struttura e al sito di ubicazione:

$$a_z = S_e(T, \xi) \cdot \gamma \cdot \psi(Z) \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$$

dove, con riferimento al modo di vibrare fondamentale dell'edificio:

$S_e(T, \xi)$ = spettro di risposta elastico fornito dal modo fondamentale dell'edificio avente periodo T, con ξ smorzamento viscoso equivalente (espresso in unità percentuali: ad es. 5%); T può essere stimato con la [C7.3.2]: $T = C_1 \cdot H^{3/4}$, con $C_1 = 0.050$ per costruzioni in muratura e H altezza dell'edificio in metri (T in sec.);

γ = coefficiente di partecipazione modale, che può essere espresso con la [C7.2.10]:

$\gamma = 3n / (2n + 1)$ con n = numero di piani dell'edificio;

$\psi(Z) = Z/H$ = è il valore della forma modale alla quota Z.

La verifica di sicurezza locale per una parete muraria di qualità scadente soggetta a possibile disgregazione terrà conto quindi dell'accelerazione strutturale che investe la parete in base alla sua posizione in elevazione e alle proprietà dinamiche dell'edificio.

La posizione in quota è un aspetto rilevante nei confronti della possibile disgregazione: la fig. 10 mostra un caso dove la disgregazione si è manifestata in una parete dell'ultimo piano, laddove l'accelerazione assume i valori più elevati.

Nel caso di esempio: la quota di base della parete è 5.80 m., l'edificio, di 3 piani, è alto 9 m., i parametri sismici corrispondenti a SLV sono i seguenti: $T_B = 0.134$ sec, $T_C = 0.403$ sec, $F_0 = 2.527$, $ag \cdot S = 0.151$ g.

L'accelerazione strutturale alla quota di base della parete è pari a:

$$T = 0.050 \cdot 9.00^{3/4} = 0.260 \text{ sec}, T_B < T < T_C$$

$$\xi = 5\%, \gamma = 1.286, \psi(Z) = 5.80/9.00 = 0.644$$

$$S_e(T, \xi) = ag \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.151 \cdot 1 \cdot 2.527 = 0.382 \text{ g}$$

da cui risulta un'accelerazione alla base della parete pari a:

$$a_z = 0.151 \cdot 1.286 \cdot 0.644 \cdot 1.005 = 0.318 \text{ g}$$

valore che può considerarsi sufficientemente elevato per innescare fenomeni di disgregazione su pareti in muratura di bassa qualità (identificate da un valore di IQM fuori piano ≤ 4).

Nel paragrafo seguente viene ripresa l'analisi della parete, considerando la muratura originaria soggetta a possibile disgregazione. In tal caso, **la necessaria riqualificazione della muratura conferirà alla parete una duttilità originariamente assente**. Nelle verifiche di sicurezza, l'evoluzione del comportamento da fragile a duttile influirà sul confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale.

7. IPOTESI (B): MURATURA SCADENTE SOGGETTA A POSSIBILE DISGREGAZIONE

Nell'ipotesi (B) la malta risulta scadente e nella parete non sono presenti filari orizzontali né diatoni in grado di assicurare una connessione trasversale fra i due paramenti murari. La scheda di analisi della parete con l'app IQMindex [4] ha prodotto i risultati di seguito riportati.

Parametri della regola dell'arte:

P.D.=NR, **MA.=NR**, **F.EL.=PR**, **S.G.=NR**, **RE.EL.=R**, **OR.=NR**, **D.EL.=PR**

con applicazione del correttivo per malta di pessima qualità

(in rosso i parametri differenti rispetto alla muratura dell'ipotesi (A))

Risultati per i punteggi di IQM: Azioni Verticali: 1.4, Azioni Fuori Piano: 1.05, Azioni Nel Piano: 1.05.

IQM fuori piano risulta < 4. Secondo la formulazione del metodo IQM, **la muratura in esame è soggetta a disgregazione qualora l'accelerazione strutturale superi la soglia che può innescare il fenomeno:**

nell'esempio, alla base della parete si ha - come rilevato al paragrafo precedente - $a_z=0.318$ g, valore considerato superiore alla soglia di disgregazione; il modello di comportamento dei maschi murari allo Stato Attuale è pertanto da considerarsi di tipo elasto-fragile. La duttilità verrà implementata nello Stato di Progetto grazie alla rigenerazione della malta.

Risultati per i parametri meccanici:

(N/mm ²)	min	med	max
f_m	1.38	1.86	2.33
τ_0	0.023	0.029	0.036
E	756	918	1079
G	247	298	348

In grassetto sono riportati i valori da utilizzare per la modellazione strutturale dello Stato Attuale della parete, ossia i valori minimi per le resistenze e medi per i moduli elastici, in corrispondenza del livello di conoscenza LC1.

Analogamente all'ipotesi (A), per lo Stato di Progetto gli interventi di consolidamento dovranno prevedere una rigenerazione della malta che la porti dall'iniziale pessima qualità a condizioni buone, applicando i coefficienti correttivi amplificativi alle condizioni 'standard' ossia alla muratura valutata senza il correttivo penalizzante per malta di pessima qualità.

La scheda IQM elaborata per la muratura già esaminata ma senza correttivo per malta di pessima qualità conduce ai valori degli indici ed i parametri meccanici qui di seguito riportati.

(N/mm ²)	min	med	max
f_m	1.55	2.07	2.59
τ_0	0.026	0.034	0.042
E	830	1007	1183
G	263	317	371

La parete nell'ipotesi (B) viene analizzata con il software Aedes.ACM [5], con modalità analoghe all'ipotesi (A) sia per le impostazioni dei parametri meccanici dei maschi murari, sia per le ipotesi di progetto considerate.

8. IPOTESI (B): STATI DI PROGETTO CON RIGENERAZIONE DELLA MALTA E RINFORZI IN ACCIAIO

I risultati dell'analisi sono riportati nel prospetto in fig. 15. Solo la Parete 5, con muratura rigenerata tramite ristilatura non armata e telaio con profili a C di dimensione 250 mm. nel piano della parete, mostra verifica soddisfatta. Si osservi che la configurazione di progetto della parete 5 non era accettabile per l'ipotesi (A) a causa di un eccessivo incremento di rigidità, mentre diviene la soluzione ottimale per l'ipotesi (B) (in

assenza di ricorsi e di connessioni trasversali).

E' importante rilevare la variazione del comportamento della parete nel passaggio dallo schema elasto-fragile dello Stato Attuale, dove i maschi murari sono soggetti a disgregazione, a quello elasto-plastico dello Stato di Progetto laddove la muratura viene rigenerata (Pareti 3, 4, 5): la capacità di spostamento allo stato limite ultimo aumenta di molto, a causa dell'implementazione della duttilità originariamente assente.

Ne deriva un confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale che in termini di capacità di spostamento fornisce un rapporto (coefficiente di sicurezza) > 1 (evidenziato in colore rosa nella tabella in fig. 15).

Per includere l'intervento nell'ambito della riparazione locale è necessario considerare come favorevole la duttilità conseguita, indipendentemente dalla quantificazione di un 'rapporto' rispetto al valore originario (rapporto che viene valutato in altri casi di interventi locali al fine di 'contenere' entro un certo limite prefissato la variazione di capacità di spostamento fra Stato di Progetto e Stato Attuale).

Nel caso di una muratura soggetta a possibile disgregazione, la duttilità raggiunta va considerata non come variazione rispetto allo stato di fatto, ma come implementazione di una proprietà originariamente assente.

Comportamento fragile (disgregaz.)	+X				-X			
	Att.	Prog.	C.Sic.	Variaz.	Att.	Prog.	C.Sic.	Variaz.
Parete 1								
Rigid. K (kN/m)	92.18	72.13	0.782	-21.8%	117.27	72.13	0.615	-38.5%
Forza max F (kN)	64.98	56.00	0.862	-13.8%	64.98	56.00	0.862	-13.8%
Spost. SLV (mm)	1.07	1.21	1.13	+13.1%	0.84	1.21	1.440	+44.0%
Spost. SLD (mm)	1.07	1.21	1.132	+13.2%	0.84	1.21	1.440	+44.0%
En. diss. (Nm)	40.45	39.19	0.969	-3.1%	31.79	39.19	1.233	+23.3%
Parete 2								
Rigid. K (kN/m)	92.18	86.16	0.935	-6.5%	117.27	86.16	0.735	-26.5%
Forza max F (kN)	64.98	79.22	1.219	+21.9%	64.98	79.22	1.219	+21.9%
Spost. SLV (mm)	1.07	1.24	1.159	+15.9%	0.84	1.24	1.476	+47.6%
Spost. SLD (mm)	1.07	1.24	1.157	+15.7%	0.84	1.24	1.473	+47.3%
En. diss. (Nm)	40.45	51.47	1.273	+27.3%	31.79	51.47	1.619	+61.9%
Parete 3								
Rigid. K (kN/m)	92.18	90.74	0.984	-1.6%	117.27	90.74	0.774	-22.6%
Forza max F (kN)	64.98	69.48	1.069	+6.9%	64.98	69.48	1.069	+6.9%
Spost. SLV (mm)	1.07	11.03	>>1	>100%	0.84	11.03	>>1	>100%
Spost. SLD (mm)	1.07	1.15	1.076	+7.6%	0.84	1.15	1.369	+36.9%
En. diss. (Nm)	40.45	981.47	>>1	>100%	31.79	981.47	>>1	>100%
Parete 4								
Rigid. K (kN/m)	92.18	93.06	1.010	+1.0%	117.27	93.06	0.794	-20.6%
Forza max F (kN)	64.98	103.34	1.590	+59.0%	64.98	103.34	1.590	+59.0%
Spost. SLV (mm)	1.07	11.03	>>1	>100%	0.84	11.03	>>1	>100%
Spost. SLD (mm)	1.07	3.63	3.396	>100%	0.84	3.63	4.321	>100%
En. diss. (Nm)	40.45	1228.82	>>1	>100%	31.79	1228.82	>>1	>100%
Parete 5								
Rigid. K (kN/m)	92.18	100.19	1.087	+8.7%	117.27	100.19	0.854	-14.6%
Forza max F (kN)	64.98	194.90	2.999	>100%	64.98	194.90	2.999	>100%
Spost. SLV (mm)	1.07	11.03	>>1	>100%	0.84	11.03	>>1	>100%
Spost. SLD (mm)	1.07	8.14	7.616	>100%	0.84	8.14	9.690	>100%
En. diss. (Nm)	40.45	1990.37	>>1	>100%	31.79	1990.37	>>1	>100%


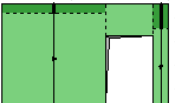
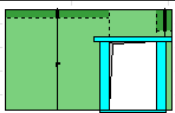
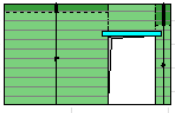
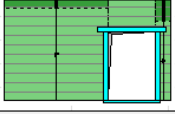
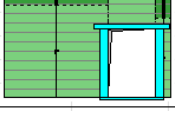
Comportamento fragile (disgregaz.)								
Parete 1	Attuale	Progetto	Att.:	pietrame con malta scadente, fragile				
			Prog.:	pietrame con malta scadente, fragile				
				verifica NON soddisfatta				
Parete 2								
			Att.:	pietrame con malta scadente, fragile				
			Prog.:	pietrame con malta scadente, telaio con montante h=300 mm				
				verifica NON soddisfatta				
Parete 3								
			Att.:	pietrame con malta scadente, fragile				
			Prog.:	ristilatura non armata, architrave				
				verifica NON soddisfatta				
Parete 4								
			Att.:	pietrame con malta scadente, fragile				
			Prog.:	ristilatura non armata, telaio con montante h=150 mm				
				verifica NON soddisfatta				
Parete 5								
			Att.:	pietrame con malta scadente, fragile				
			Prog.:	ristilatura non armata, telaio con montante h=250 mm				
				verifica soddisfatta				

Fig. 15. Ipotesi (B): risultati per diversi Stati di Progetto

Per questi tipi di consolidamento, la verifica di intervento locale si riterrà soddisfatta se lo Stato di Progetto mostra rispetto allo Stato Attuale una **variazione in aumento delle capacità di deformazione**, senza imporre che tale aumento sia delimitato da un valore massimo. Questa considerazione si può estendere

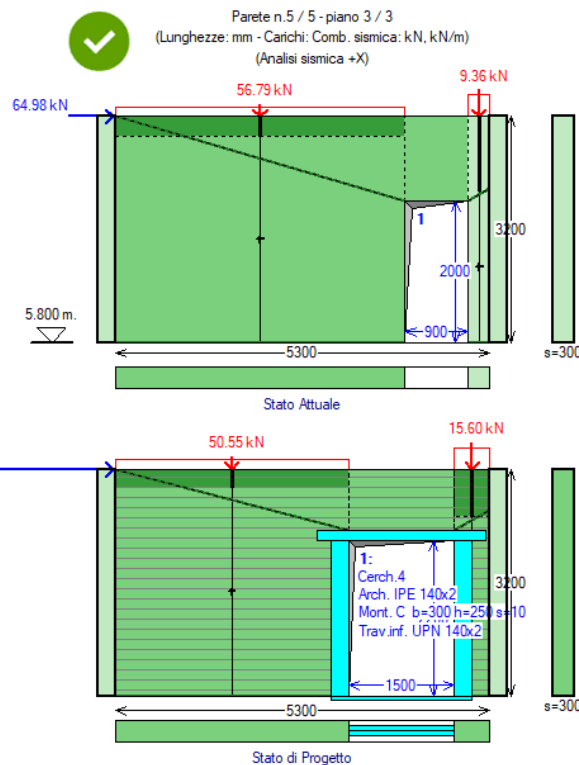
anche alla resistenza; in generale, infatti, l'indicazione normativa in §C8.4.1 secondo cui l'intervento locale non deve modificare significativamente rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura, si può intendere nel senso di evitare squilibri di rigidezze (che richiederebbero valutazioni estese al resto dell'edificio) e peggioramenti di resistenza e capacità deformativa; questa osservazione assume particolare rilievo per le murature originariamente di bassa qualità per le quali la rigenerazione allo Stato di Progetto diviene imprescindibile.

Vengono in seguito riportati, nelle figg. 16,17,18,19, i dati e i risultati relativi alla parete 5.

In fig. 16 i dati dei maschi murari contengono allo Stato Attuale la qualifica di IQM fuori piano ≤ 4 ed inoltre, essendo l'accelerazione alla base della parete superiore alla soglia definita per la disgregazione, viene assegnato ai maschi un comportamento di tipo fragile, con assenza di duttilità.

Nelle figg. 17, 18 sono riportate le curve di capacità a confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, con riferimento all'analisi in direzione X (nel piano della parete) nei due versi +X e -X.

In fig. 19 si rappresenta lo stato di sollecitazione delle pareti in corrispondenza di SLV.



lunghezza B =	5300	spessore s =	300	
altezza iniz. (sx) Hi =	3200	finale (dx) Hf =	3200	
colmo: dist. (da sx) =	0	altezza =	3200	
Piano della parete (1 = imposta sulle fondazioni) =	3	H edificio = 9.00 m =>		
Quota di base Z =	5800	Quota di base max: 5800 mm		
Posizione e orientamento della parete:	<input checked="" type="checkbox"/> interna <input checked="" type="checkbox"/> in dir. X			
Spessore pareti trasversali:	a sx =	250	a dx =	250

Acc. sismica alla quota di base a.z (g) = **0.318 > 0.200**
(confronto con soglia di disaggregazione)

Indice di Qualità Muraria
fuori piano ≤ 4

Accelerazione sismica
alla base della parete: $a_z = 0.318 \text{ g}$
 \Rightarrow Comportamento fragile

STATO ATTUALE

N°	Edit	Sism. reag.	B (mm)	H (mm)	Zona rig. inf. (mm)	Zona rig. sup. (mm)	s (mm)	K: x in xEJ/h³	P.somm SLU (kN)	P.somm Sism (kN)	sp.o (N/mm²)	sp.v (N/mm²)	Tipol.	F.C
1	▶	...	4100	3200	0	285	300	12.0	85.19	56.79	0.00	0.00	33	1.350
2			300	3200	0	1061	300	12.0	14.04	9.36	0.00	0.00	33	1.350

N°	f.m (N/mm²)	f.hm (N/mm²)	tau.0 (N/mm²)	fv.0 (N/mm²)	fb (N/mm²)	(m) coeff. attr.	(phi) coeff.	f.t (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	p.s. (kN/m³)
1	1.38	0.690	0.023					0.138	918	298	20.00
2	1.38	0.690	0.023					0.138	918	298	20.00

N°	Malta scadente	Nucleo scadente	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Diatoni artificiali	Tirantini antiespuls.	Iniezioni di miscele	Intonaco armato	Ristilatura non armata	% spessore	Ristilat.arm. con conness.
1	▶										50	
2											50	

N°	Coeff. corrett. resistenze	Coeff. corrett. mod.elast.	Rinforzo con FRCC	Drift (%) a PressoFl. (SLC)	Drift (%) a Taglio (SLC)	PressoFl. Compl.	Taglio Scorr.	Taglio Fess.Diag.	IQM f.p. <= 4	Comport. fragile
1	▶	f.m: 1.00 - tau0.fv0: 1.00			1.00	0.50				
2		f.m: 1.00 - tau0.fv0: 1.00			1.00	0.50				

STATO DI PROGETTO

N°	Edit	Sism. reag.	B (mm)	H (mm)	Zona rig. inf. (mm)	Zona rig. sup. (mm)	s (mm)	K: x in xEJ/h³	P.somm SLU (kN)	P.somm Sism (kN)	sp.o (N/mm²)	sp.v (N/mm²)	Tipol.	F.C
1	▶	...	3300	3200	0	259	300	12.0	75.83	50.55	0.00	0.00	34	1.350
2			500	3200	0	668	300	12.0	23.40	15.60	0.00	0.00	34	1.350

N°	f.m (N/mm²)	f.hm (N/mm²)	tau.0 (N/mm²)	fv.0 (N/mm²)	fb (N/mm²)	(m) coeff. attr.	(phi) coeff.	f.t (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	p.s. (kN/m³)
1	1.86	0.930	0.031					0.186	1208	380	20.00
2	1.86	0.930	0.031					0.186	1208	380	20.00

N°	Malta scadente	Nucleo scadente	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Diatoni artificiali	Tirantini antiespuls.	Iniezioni di miscele	Intonaco armato	Ristilatura non armata	% spessore	Ristilat.arm. con conness.
1	▶										50	
2											50	

N°	Coeff. corrett. resistenze	Coeff. corrett. mod.elast.	Rinforzo con FRCC	Drift (%) a PressoFl. (SLC)	Drift (%) a Taglio (SLC)	PressoFl. Compl.	Taglio Scorr.	Taglio Fess.Diag.	IQM f.p. <= 4	Comport. fragile
1	▶	f.m: 1.20 - tau0.fv0: 1.20			1.00	0.50				
2		f.m: 1.20 - tau0.fv0: 1.20			1.00	0.50				

Fig. 16. Ipotesi (B): soluzione di progetto. Dati maschi murari

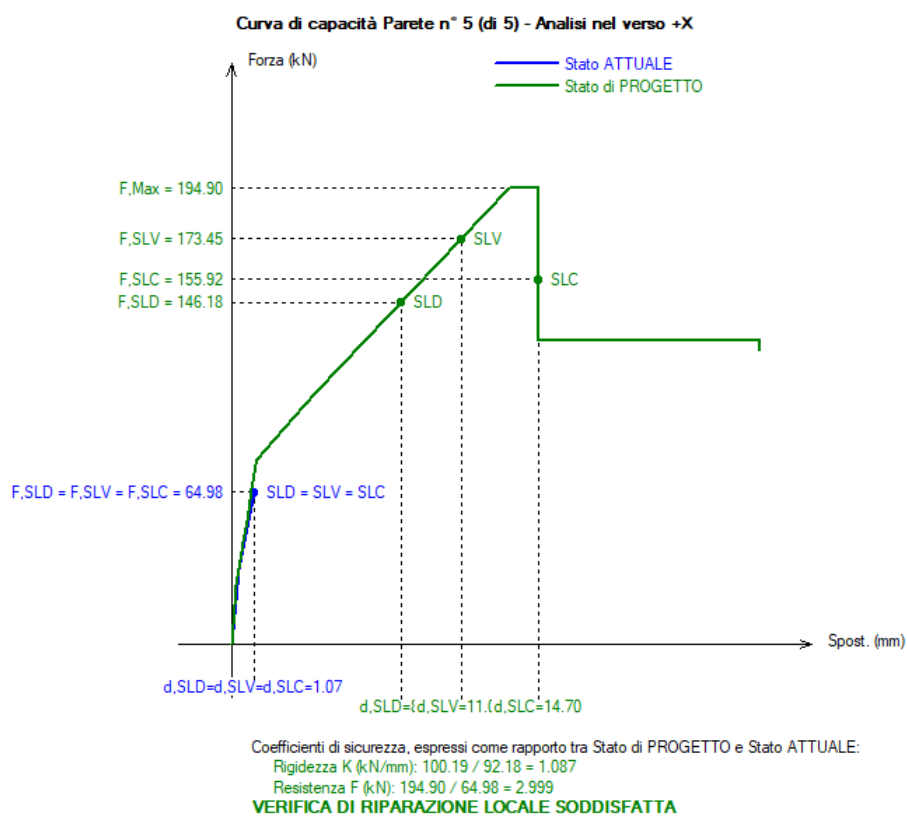


Fig. 17. Ipotesi (B): curve di capacità per analisi sismica +X

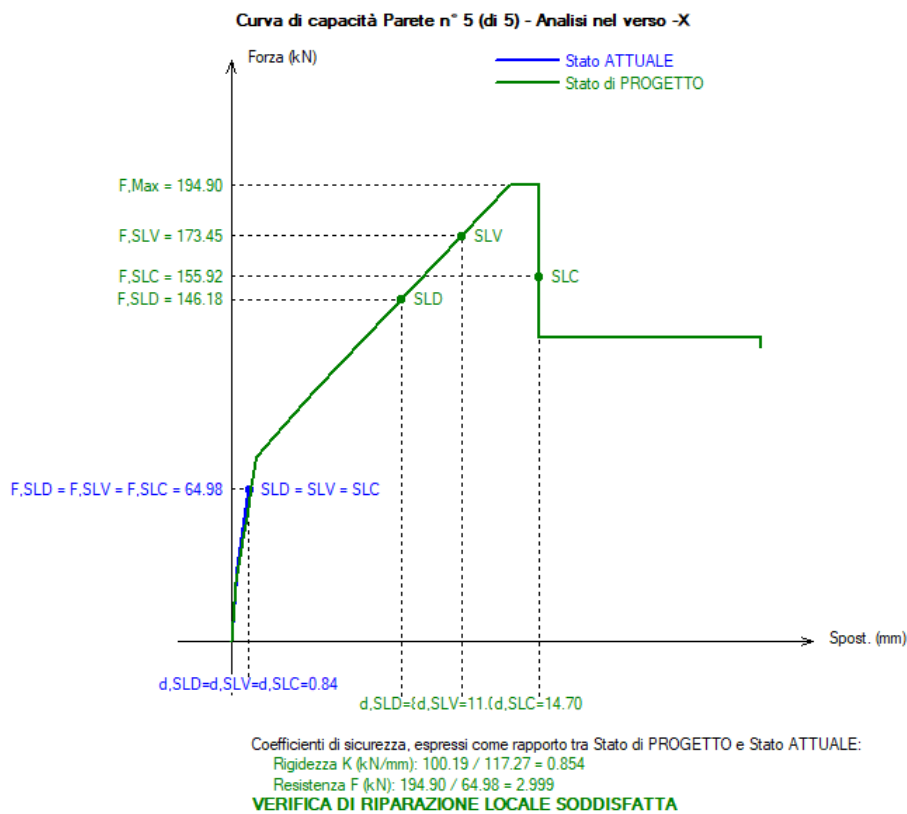


Fig. 18. Ipotesi (B): curve di capacità per analisi sismica -X

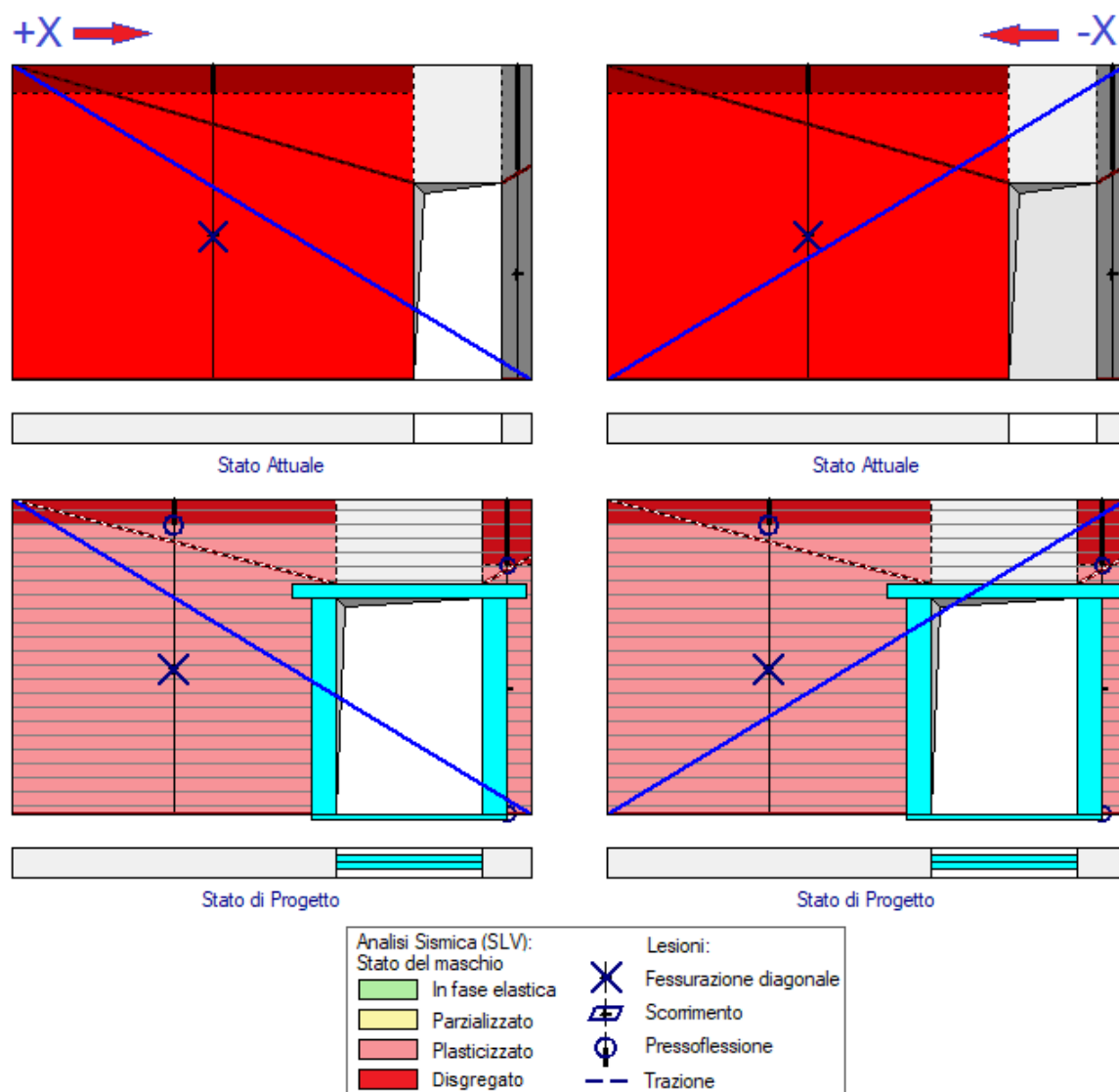


Fig. 19. Ipotesi (B): stato di sollecitazione dei maschi in corrispondenza di SLV

La curva di capacità generata dal comportamento fragile allo Stato Attuale corrisponde ad un tratto lineare elastico (in colore blu nelle figg. 17, 18). La grafica dello stato della parete in corrispondenza di SLV (fig. 19) evidenzia, allo Stato Attuale, la disgregazione della muratura, fenomeno che si manifesta al raggiungimento del limite di resistenza a taglio.

Rispetto all'ipotesi di muratura originaria non disgregabile (dove si era in presenza di ricorsi e connessioni trasversali), la soluzione ottimale allo Stato di Progetto richiede un telaio di maggiori rigidezza e resistenza, fermo restando che la riqualificazione della muratura mediante la ristilatura dei giunti rimane il passo fondamentale dell'intervento di consolidamento.

Ulteriori indagini sugli effetti del comportamento fragile di murature soggette a disgregazione devono essere condotte nell'ambito del comportamento sismico complessivo di un edificio, dove la valutazione globale della vulnerabilità avviene tramite l'indicatore di rischio sismico ζ_E .

Inserendo nella modellazione di un edificio in muratura scadente l'informazione della possibile disgregazione, si otterrà una valutazione più realistica dello stato di fatto: i valori in ribasso di ζ_E indicheranno la necessità generale della riqualificazione muraria, qualunque sia il quadro degli interventi previsti dal progetto di consolidamento.

CONCLUSIONI

In una parete storica in muratura, **giunti di malta degradati determinano sconnessione e instabilità degli elementi lapidei**. Sotto azioni sismiche, **la malta scadente**, insieme all'assenza di ricorsi e di connessioni trasversali, **può determinare disgregazione**, crisi fragile che precede l'attivazione dei cinematici fuori piano e delle capacità di resistenza e spostamento nel piano. **Gli interventi richiedono la riqualificazione della muratura**.

Come noto, lo studio di un intervento nell'ambito della Riparazione Locale si conduce attraverso la valutazione analitica della capacità ante (Stato Attuale) e post (Stato di Progetto); l'analisi viene condotta su un modello definito dalle capacità di resistenza e di spostamento, seguendo le indicazioni della Normativa tecnica vigente riguardanti il comportamento statico degli elementi in muratura. In entrambi gli Stati, la validazione del calcolo richiede come prerequisito solidi che dal punto di vista strutturale siano realmente assimilabili ad elementi resistenti.

Una parete caratterizzata da malta scadente, soggetta a possibile disgregazione, deve essere modellata tenendo conto del comportamento fragile corrispondente a tale meccanismo. In uno Stato di Progetto, qualunque sia l'intervento previsto, la rigenerazione della muratura, ad esempio tramite ristilatura profonda dei giunti di malta, è da considerarsi indispensabile.

La Normativa vigente non fornisce criteri espliciti né per la modellazione del comportamento fragile di maschi murari soggetti a possibile disgregazione, né per la valutazione dell'intervento di ristilatura non armata ad esempio tramite coefficienti correttivi. Per entrambi questi aspetti, sono stati sviluppati e proposti nella presente Ricerca criteri di calcolo coerenti con le indicazioni normative

E' stato quindi analizzato un caso applicativo relativo ad una parete muraria di qualità scadente, da sottoporre ad un intervento con modifica delle aperture. Si è discussa la validità di diverse ipotesi sugli Stati Attuale e di

Progetto, mantenendo l'obiettivo di inquadramento dell'intervento nell'ambito della Riparazione Locale. Si è mostrato che nel caso di interventi su murature scadenti soggette a possibile disgregazione, l'analisi dello Stato Attuale si conduce mediante un modello elasto-fragile, ottenuto dal modello elasto-plastico annullando il tratto di duttilità. Per l'inclusione dell'intervento nell'ambito della riparazione locale è necessario considerare come favorevole l'incremento di duttilità, che nel caso di una muratura inizialmente soggetta a disgregazione diviene non tanto un incremento quanto **un'implementazione di duttilità, originariamente assente**.

Si è constatato che anche nel caso di muratura non soggetta a disgregazione, ma di qualità scadente, l'intervento di rigenerazione tramite ristilatura dei giunti conferisce un aumento di capacità di spostamento, e talvolta anche della resistenza, piuttosto rilevante: questo effetto deve essere considerato in senso positivo nei confronti della verifica locale, secondo quanto di seguito precisato.

La Normativa vigente, in §C8.4.1, afferma che l'intervento locale non deve modificare significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura. Tali indicazioni hanno lo scopo di evitare squilibri di rigidità (che richiederebbero valutazioni estese al resto dell'edificio) e, sostanzialmente, peggioramenti di resistenza e capacità deformativa.

In particolare, **il controllo di non peggioramento su resistenza e capacità deformativa assume particolare rilievo nel caso di murature originariamente di bassa qualità rigenerate allo Stato di Progetto attraverso interventi quali la ristilatura dei giunti**. Per questi tipi di consolidamento, la verifica di intervento locale si riterrà soddisfatta se lo Stato di Progetto mostra rispetto allo Stato Attuale una

variazione in aumento delle capacità di resistenza e deformazione, senza imporre che tale aumento sia delimitato da un valore massimo.

L'intervento di rigenerazione di murature di qualità scadente deve essere considerato un presupposto di progetto fondamentale ai fini della sicurezza, in grado di contrastare eventuali fenomeni disaggregativi.

Ulteriori indagini sulle analisi globali degli edifici in muratura scadente indicheranno la necessità generale della riqualificazione muraria, qualunque sia il quadro degli interventi previsti dal progetto di consolidamento.

RINGRAZIAMENTI

La disaggregazione muraria come causa fondamentale di collasso per edifici esistenti in muratura di scarsa qualità è stata identificata da Massimo Mariani, in un lavoro di grande rilevanza finalizzato alla corretta conoscenza del comportamento sismico reale degli edifici esistenti [8]. Attualmente, gli studi di Massimo Mariani proseguono, insieme all'Autore del presente documento, attraverso indagini sulla relazione fra contenuti sismici ad alta frequenza e fenomeni disaggregativi.

Durante la presente Ricerca è stato prezioso il confronto con l'ing. Alessandro De Maria, coautore del Metodo IQM. Negli sviluppi più recenti, il metodo IQM ha valorizzato il ruolo del meccanismo di disaggregazione muraria rendendone possibile l'inquadramento analitico nell'ambito delle valutazioni progettuali.

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

[1] Borri A. et al.: Manuale delle murature storiche, a cura di C. Donà, con la collaborazione di A. De Maria, DEI, Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011.

[2] Borri A., Corradi M., De Maria A.: The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index, Heritage 2020, 3(4), 1162-1198.

[3] Borri A., De Maria A.: L'Indice di Qualità Muraria (IQM) e la disaggregazione delle murature per effetto del sisma, Structural n. 229, maggio-giugno 2020.

[4] App IQMindex, www.iqmindex.com

[5] Aedes.ACM, Aedes Software, versione 2025 (*in corso di pubblicazione*)

[6] Pugi F.: Pareti in muratura e telai di cerchiatura: influenza del verso dell'azione sismica, Ingenio, 2022: <https://www.ingenio-web.it/articoli/pareti-in-muratura-e-telai-di-cerchiatura-influenza-del-verso-dell-azione-sismica/>

[7] Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (art. 3bis L.R. 58/2009 e Decreto del Presidente della Giunta regionale n. 83 del 22/5/2022): "Orientamenti interpretativi in merito alla classificazione degli interventi sugli edifici esistenti "

[8] Mariani M.: Terremoto e caos: un nuovo percorso di analisi del comportamento dei sismi, Ingenio, 2017: <https://www.ingenio-web.it/articoli/terremoto-e-caos-un-nuovo-percorso-di-analisi-del-comportamento-dei-sismi/>

[9] *Allegato all'Ordinanza commissariale n. 44 del 18/12/2018.*

<https://sisma2016.gov.it/wp-content/uploads/2019/11/Allegato-ordinanza-n.-44-del-15-dicembre-2017.pdf>