



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI GUGLIELMO MARCONI
DIPARTIMENTO DI SCIENZE INGEGNERISTICHE
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

*“ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA DI UN
EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA:
APPLICAZIONE AD UN CASO DI STUDIO”*

Relatrice:

Chiar.^{ma} Prof.ssa Valentina Cima

Candidata:

Elena Selmo
Matr. N°: 0044255

ANNO ACCADEMICO 2025-2026

INDICE

LISTA DELLE ABBREVIAZIONI	- 3 -
INDICE DELLE FIGURE.....	- 4 -
INDICE DELLE TABELLE.....	- 12 -
INTRODUZIONE.....	- 13 -
CAPITOLO 1 IL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA - 15 -	
1.1 La disgregazione muraria.....	- 15 -
1.2 Meccanismi di collasso locale	- 33 -
1.2.1 Ribaltamento semplice	- 35 -
1.2.2 Flessione verticale	- 42 -
1.2.3 Flessione orizzontale	- 56 -
1.2.4 Ribaltamento composto	- 70 -
1.3 Meccanismi di collasso globale	- 84 -
BIBLIOGRAFIA 1.....	- 86 -
CAPITOLO 2 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA	- 87 -
2.1 Tipologie di modellazione	- 87 -
2.1.1 I modelli basati sui blocchi	- 88 -
2.1.2 I modelli continui ad elementi finiti	- 89 -
2.1.3 I modelli a macroelementi.....	- 91 -
2.1.4 I modelli basati sulla geometria	- 97 -
2.2 Tipologie di analisi.....	- 97 -
2.2.1 Analisi statica lineare.....	- 98 -
2.2.2 Analisi dinamica lineare	- 99 -

2.2.3	Analisi statica non lineare.....	- 100 -
2.2.4	Analisi dinamica non lineare.....	- 110 -
BIBLIOGRAFIA 2.....		- 111 -
CAPITOLO 3 ELEMENTI STRUTTURALI E COMPORTAMENTO NEL PIANO DI UNA PARETE IN MURATURA.....		
		- 112 -
3.1	Comportamento nel piano del maschio murario	- 112 -
3.2	Comportamento delle fasce di piano	- 117 -
BIBLIOGRAFIA 3.....		- 122 -
CAPITOLO 4 CASO STUDIO: IL MUNICIPIO DI PIZZOLI (AQ)		
		- 123 -
4.1	Scelta e descrizione del caso studio.....	- 123 -
4.2	Tipologia di modellazione e analisi e SW di calcolo	- 124 -
4.3	Considerazioni e risultati delle analisi	- 125 -
4.4	Comparazione dei risultati con il progetto DPC-ReLUI 2022-2024.-	- 140 -
4.5	Interventi di consolidamento sismico.....	- 156 -
4.5.1	Intervento con CRM	- 162 -
4.5.2	Intervento con FRCM.....	- 170 -
4.5.3	Confronto pushover pre/post interventi CRM e FRCM ...	- 185 -
BIBLIOGRAFIA 4.....		- 187 -
CONCLUSIONI GENERALI		- 189 -

LISTA DELLE ABBREVIAZIONI

M_u	= Momento resistente ultimo;
IQM	= Indice di Qualità Muraria;
PLV	= Principio dei Lavori Virtuali;
N	= Sforzo normale;
M	= Momento flettente;
T	= Taglio;
MDOF	= Sistema a più gradi di libertà;
SDOF	= Sistema ad un solo grado di libertà;
NTC	= Norme Tecniche per le Costruzioni;
c.a.	= Calcestruzzo armato;
SLC	= Stato Limite di Collasso;
SW	= Software.

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 1 - Comportamento di tipo disgregativo di una muratura di pessima qualità vicino ad Accumoli (RI) nel sisma del 24 agosto 2016	15 -
Fig. 2 - Realizzazione del legame trasversale nella muratura secondo il trattato di Donghi	23 -
Fig. 3 - Rilievo e discretizzazione di alcune sezioni murarie	24 -
Fig. 4 - Steps di carico (a) e Curva accelerazione-spostamento per carico proveniente da destra e da sinistra (b)	25 -
Fig. 5 - Sezioni con variabili pietre di testa e meccanismi di collasso corrispondenti.....	26 -
Fig. 6 - Meccanismi di collasso di alcune sezioni.....	26 -
Fig. 7 - Curva pushover accelerazione-spostamento (a) Valori massimi di accelerazione-spostamento normalizzati (b).....	27 -
Fig. 8 - Relazione tra resistenza fuori piano e dimensione media delle pietre (a) e indice di incastro (b)	28 -
Fig. 9 - Capacità di spostamento al variare dell'accelerazione al suolo e dell'intervallo di tempo.....	29 -
Fig. 10 - Capacità di spostamento normalizzata in funzione dell'impulso di accelerazione di collasso.....	29 -
Fig. 11 - Confronto tra le durate di accelerazione necessarie a far ribaltare le sezioni e la durata relativa al muro monolitico.....	30 -
Fig. 12 - Relazione tra capacità di spostamento fuori piano e: numero di pietre di testa (a) indice di incastro (b)	30 -
Fig. 13 - Confronto tra i meccanismi di collasso ottenuti dall'analisi statica e dinamica per sezioni con legame trasversale carente.....	31 -
Fig. 14 - Curve di capacità accelerazione-spostamento.....	32 -
Fig. 15 - Sollecitazione di una parete nel piano (a) e sollecitazione di una parete fuori piano (b).....	33 -
Fig. 16 - Ribaltamento di un solo livello di parete grazie al collegamento efficace tra orizzontamento e parete.....	36 -

Fig. 17 - Ribaltamento di più livelli di parete causato dall'inefficace collegamento tra parete e orizzontamento.....	- 36 -
Fig. 18 - Schema di calcolo ribaltamento semplice ad un piano.....	- 37 -
Fig. 19 - Schema di calcolo ribaltamento semplice a più piani	- 39 -
Fig. 20 - Schema di calcolo ribaltamento parete a doppia cortina.....	- 41 -
Fig. 21 - Schema di meccanismo di flessione verticale	- 42 -
Fig. 22 - Dissesti di meccanismo di flessione verticale	- 43 -
Fig. 23 - Flessione verticale di parete ad un piano.....	- 43 -
Fig. 24 - Flessione verticale di parete a due piani	- 44 -
Fig. 25 - Flessione verticale di parete a tre piani	- 44 -
Fig. 26 - Flessione verticale di parete che interessa solamente il paramento esterno	- 44 -
Fig. 27 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete monolitica ad un piano	- 45 -
Fig. 28 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete monolitica a due piani.....	- 48 -
Fig. 29 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete monolitica a tre piani	- 51 -
Fig. 30 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano.....	- 54 -
Fig. 31 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete a doppia cortina a due piani	- 55 -
Fig. 32 - Effetto arco orizzontale.....	- 57 -
Fig. 33 - Meccanismo di flessione orizzontale (a) e collasso (b).....	- 57 -
Fig. 34 - Flessione orizzontale di parete a doppia cortina	- 58 -
Fig. 35 - Flessione orizzontale in parete non confinata (a) e formazione dei cunei di distacco (b).....	- 59 -
Fig. 36 - Schema di calcolo flessione orizzontale di parete non confinata..	- 60 -
Fig. 37 - Schema di calcolo per la valutazione di H.....	- 61 -
Fig. 38 - Schema di calcolo flessione orizzontale di parete confinata	- 62 -

Fig. 39 - Arco di scarico (a) e sezione di mezzeria (b)	- 64 -
Fig. 40 - Schema di calcolo flessione orizzontale di parete a doppia cortina non confinata.....	- 65 -
Fig. 41 - Meccanismo di sfondamento della parete del timpano	- 66 -
Fig. 42 - Cinematismo spaziale del meccanismo di sfondamento della parete del timpano.....	- 67 -
Fig. 43 - Schema di calcolo per il meccanismo di sfondamento della parete del timpano.....	- 68 -
Fig. 44 - Meccanismi di ribaltamento composto.....	- 70 -
Fig. 45 - Cinematismo composto di cuneo diagonale ad un piano	- 72 -
Fig. 46 - Schema di calcolo per ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano.....	- 73 -
Fig. 47 - Schema di calcolo per ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani.....	- 75 -
Fig. 48 - Schema di calcolo per meccanismo composto di cuneo a doppia diagonale ad un piano.....	- 77 -
Fig. 49 - Schema di calcolo per meccanismo composto di cuneo a doppia diagonale a più piani	- 79 -
Fig. 50 - Meccanismo di ribaltamento del cantonale.....	- 80 -
Fig. 51 - Ribaltamento del cantonale	- 81 -
Fig. 52 - Schema di calcolo per ribaltamento del cantonale	- 81 -
Fig. 53 - Rappresentazione grafica per il calcolo del braccio della generica forza verticale.....	- 83 -
Fig. 54 - Modelli basati sui blocchi	- 88 -
Fig. 55 - Modelli continui ad elementi finiti	- 89 -
Fig. 56 - Modelli a macroelementi	- 91 -
Fig. 57 - Metodo POR.....	- 93 -
Fig. 58 - Metodo PORFLEX.....	- 94 -
Fig. 59 - Metodo SAM.....	- 94 -
Fig. 60 - Esempio di modellazione a telaio equivalente SAM.....	- 95 -

Fig. 61 - Definizione dell'altezza efficace.....	- 95 -
Fig. 62 - Curva di capacità bilineare equivalente.....	- 103 -
Fig. 63 - Conversione nello spazio ADRS della curva di capacità e dello spettro elastico di progetto.....	- 105 -
Fig. 64 - Individuazione del punto di prestazione PP	- 106 -
Fig. 65 - Punto di prestazione di primo tentativo.....	- 106 -
Fig. 66 - Approssimazione bilineare dello spettro di capacità ed equivalenza ad un sistema lineare	- 107 -
Fig. 67 - Smorzamento viscoso equivalente	- 107 -
Fig. 68 - Determinazione del nuovo spostamento richiesto	- 108 -
Fig. 69 - Rottura per pressoflessione (a), per scorrimento orizzontale (b), per fessurazione diagonale (c)	- 112 -
Fig. 70 - Momento ultimo a pressoflessione del maschio (a) e dominio di resistenza (b)	- 113 -
Fig. 71 - Distribuzione delle tensioni normali per verifica a taglio.....	- 115 -
Fig. 72 - Sforzi tangenziali (a) e normali (b) nel centro del pannello	- 116 -
Fig. 73 - Attivazione meccanismo a puntone in presenza di elemento tensoresistente	- 117 -
Fig. 74 - Fascia di piano caratterizzata dalla presenza di solai e architravi in legno	- 118 -
Fig. 75 - Fascia di piano con solai e piattabande in legno consolidata con l'inserimento di una catena metallica	- 119 -
Fig. 76 - Fascia di piano caratterizzata da cordolatura continua al di sopra dei vani di apertura e cordoli di piano in c.a.....	- 119 -
Fig. 77 - Fascia di piano caratterizzata da piattabande ben ammorsate e cordoli di piano in c.a.....	- 119 -
Fig. 78 - Foto municipio di Pizzoli (a), Piante e spessore muri (b), Sezione A-A (c), Dettaglio solaio (d).....	- 124 -
Fig. 79 - Modellazione edificio	- 126 -

Fig. 80 - Pianta piano terreno con indicazione nicchia e mesh della parete corrispondente nel progetto DPC-ReLUIIS.....	- 127 -
Fig. 81 - Mesh dell'edificio	- 128 -
Fig. 82 - Forma modale relativa al primo modo	- 128 -
Fig. 83 - Forma modale relativa al secondo modo	- 129 -
Fig. 84 - Forma modale relativa al terzo modo	- 129 -
Fig. 85 - Punto di controllo N36.....	- 131 -
Fig. 86 - Curva di capacità direzione +Y distribuzione di forze statiche con eccentricità accidentale negativa.....	- 134 -
Fig. 87 - Danneggiamenti struttura per analisi in direzione +Y e spostamento Dmax	- 135 -
Fig. 88 - Posizione pareti P1, P3, P8, P9, P10.....	- 135 -
Fig. 89 - Legenda dei danneggiamenti.....	- 136 -
Fig. 90 - Danneggiamento della parete P1	- 136 -
Fig. 91 - Danneggiamento della parete P3.....	- 136 -
Fig. 92 - Danneggiamento della parete P8.....	- 136 -
Fig. 93 - Danneggiamento della parete P9.....	- 137 -
Fig. 94 - Danneggiamento della parete P10.....	- 137 -
Fig. 95 - Curva di capacità direzione -X distribuzione di forze statiche con eccentricità accidentale negativa.....	- 137 -
Fig. 96 - Danneggiamenti struttura per analisi in direzione -X per spostamento Dmax	- 138 -
Fig. 97 - Posizione pareti P2, P4, P6, P7, P11	- 138 -
Fig. 98 - Legenda dei danneggiamenti.....	- 139 -
Fig. 99 - Danneggiamento della parete P2.....	- 139 -
Fig. 100 - Danneggiamento della parete P4.....	- 139 -
Fig. 101 - Danneggiamento della parete P6.....	- 139 -
Fig. 102 - Danneggiamento della parete P7.....	- 140 -
Fig. 103 - Danneggiamento della parete P11.....	- 140 -
Fig. 104 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione +X..	- 142 -

Fig. 105 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione -X ...	143 -
Fig. 106 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione +Y ..	143 -
Fig. 107 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione -Y....	144 -
Fig. 108 - Approfondimento pushover distribuzione uniforme direzione +X ..	145 -
Fig. 109 - Pushover parete P2 distribuzione uniforme direzione +X.....	145 -
Fig. 110 - Pushover parete P7 distribuzione uniforme direzione +X.....	146 -
Fig. 111 - Quadro del danno e legenda parete P4 direzione +X progetto DPC-ReLUIS con i vari SW	147 -
Fig. 112 - Quadro del danno parete P6 (=P4 progetto) e legenda	147 -
Fig. 113 - Quadro del danno e legenda parete P9 direzione +X progetto DPC-ReLUIS con i vari SW	148 -
Fig. 114 - Quadro del danno parete P7 (=P9 progetto) e legenda	148 -
Fig. 115 - Quadro del danno e legenda parete P1 direzione +Y progetto DPC-ReLUIS con i vari SW	149 -
Fig. 116 - Quadro del danno parete P1 e legenda.....	149 -
Fig. 117 - Confronto modalità di rottura maschi E155 ed E 145 parete P6-	150 -
Fig. 118 - Dominio di resistenza maschio E155 parete P6	151 -
Fig. 119 - Dominio di resistenza maschio E145 parete 6	152 -
Fig. 120 - Confronto modalità di rottura maschi E193, E194 ed E 196 parete P7	153 -
Fig. 121 - Dominio di resistenza maschio E193 parete 7	153 -
Fig. 122 - Dominio di resistenza maschio E194 parete 7	154 -
Fig. 123 - Dominio di resistenza maschio E196 parete 7	155 -
Fig. 124 - Intervento con intonaco armato tradizionale	159 -
Fig. 125 - Intervento con intonaco armato innovativo	160 -
Fig. 126 - Intervento con FRP	160 -
Fig. 127 - Intervento con FRCM	161 -
Fig. 128 - Indicazione in pianta degli interventi di consolidamento	164 -

Fig. 129 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo CRM dei coefficienti di vulnerabilità per forze uniformi	166 -
Fig. 130 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo CRM dei coefficienti di vulnerabilità per forze statiche	167 -
Fig. 131 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio senza interventi.....	168 -
Fig. 132 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio con rinforzo CRM	168 -
Fig. 133 - Domanda di spostamento di un sistema non consolidato (A) e consolidato (B)	169 -
Fig. 134 - Stato di danneggiamento della parete P1 pre e post intervento CRM-	169 -
Fig. 135 - Meccanismi di crisi	170 -
Fig. 136 - Determinazione $\epsilon_{lim,conv}$ e $\sigma_{lim,conv}$	171 -
Fig. 137 - Rinforzo con FRCM di un maschio murario (a) e di una fascia di piano (b) sollecitati nel piano.....	174 -
Fig. 138 - Applicazione rinforzi sulla struttura tridimensionale.....	178 -
Fig. 139 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo FRCM dei coefficienti di vulnerabilità per forze uniformi	180 -
Fig. 140 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo FRCM dei coefficienti di vulnerabilità per forze statiche	180 -
Fig. 141 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio senza interventi.....	181 -
Fig. 142 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio con rinforzo FRCM.....	181 -
Fig. 143 - Stato di danneggiamento della parete P1 pre e post intervento FRCM	182 -
Fig. 144 - Legame costitutivo a pressoflessione del maschio con legenda dei danneggiamenti.....	183 -
Fig. 145 - Drift di interpiano 1-2 pre-rinforzo	184 -

Fig. 146 - Drift di interpiano 1-2 post-rinforzo	- 184 -
Fig. 147 - Stato di danneggiamento della parete P3 pre e post-intervento FRCM	- 185 -
Fig. 148 - Sovrapposizione curve di capacità pre e post interventi	- 185 -

INDICE DELLE TABELLE

Tab. 1 - Giudizi attribuibili ai parametri della regola dell'arte	- 19 -
Tab. 2 - Punteggi da attribuire ai parametri della regola dell'arte	- 19 -
Tab. 3 - Coefficienti correttivi per il parametro MA	- 20 -
Tab. 4 - Attribuzione delle categorie murarie in base ai valori di IQM	- 21 -
Tab. 5 - Primi tre modi di vibrare, periodi e masse partecipanti	- 128 -
Tab. 6 - Parametri spettro di risposta	- 132 -
Tab. 7 - Risultati analisi pushover	- 133 -
Tab. 8 - Massa totale dell'edificio per i vari SW	- 141 -
Tab. 9 - Modi di vibrare, periodi e masse partecipanti	- 141 -
Tab. 10 - Coefficienti correttivi per tipologia di muratura e di intervento	- 163 -
Tab. 11 - Parametri meccanici amplificati	- 163 -
Tab. 12 - Periodi di vibrazioni e masse partecipanti dei primi 3 modi di vibrare pre-intervento	- 164 -
Tab. 13 - Periodi di vibrazioni e masse partecipanti dei primi 3 modi di vibrare post-intervento CRM	- 165 -
Tab. 14 - Analisi pushover intervento con intonaco armato CRM	- 165 -
Tab. 15 - Fattori di conversione ambientale	- 172 -
Tab. 16 - Coefficienti correttivi per muratura rinforzata FRCM	- 175 -
Tab. 17 - Caratteristiche tecniche Mapegrid G 220	- 177 -
Tab. 18 - Analisi modale intervento FRCM	- 178 -
Tab. 19 - Analisi pushover intervento FRCM	- 179 -

INTRODUZIONE

Gli edifici in muratura costituiscono una percentuale rilevante del patrimonio edilizio italiano. Essendo la penisola italiana soggetta a frequenti ed intensi fenomeni sismici, lo studio del comportamento sismico di questa tipologia di edifici risulta di notevole importanza.

Il presente elaborato si prefigge lo scopo di analizzare il comportamento degli edifici esistenti in muratura sottoposti ad azione sismica e di valutarne la vulnerabilità. Nello specifico, descrive tutti i possibili meccanismi che tali edifici possono manifestare a seguito di un evento sismico, per poi illustrarne le strategie di modellazione, di analisi e di verifica.

L'elaborato si conclude con l'analisi di un caso studio disponibile in letteratura, la struttura benchmark n. 6 individuata nell'ambito del Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024, definita a partire dalle caratteristiche del Municipio di Pizzoli (AQ). La scelta di questo caso studio è finalizzata a valutare la coerenza del modello sviluppato e a discutere le differenze derivanti dalle diverse strategie e formulazioni di calcolo. L'analisi di vulnerabilità è svolta con il supporto del SW 3Muri della S.T.A. DATA di Torino.

La tesi si articola in quattro capitoli. Il primo è dedicato all'analisi dei principali meccanismi di risposta degli edifici in muratura soggetti ad azione sismica. Dopo aver introdotto il fenomeno della disgregazione della muratura, vengono esaminati i meccanismi di collasso fuori piano, illustrandone le condizioni di attivazione e le relative modalità di verifica. Il capitolo si conclude con l'analisi dei meccanismi nel piano, evidenziando il ruolo degli orizzontamenti nel condizionare il comportamento strutturale dell'edificio.

Il secondo capitolo introduce il concetto di vulnerabilità sismica e presenta le principali strategie di modellazione e le metodologie di analisi impiegate nella valutazione degli edifici esistenti in muratura. Vengono messi a confronto i diversi approcci, evidenziandone il campo di applicazione, i vantaggi e i limiti, al fine di individuare le procedure più idonee in funzione delle caratteristiche della struttura e degli obiettivi dell'analisi. In particolare, viene approfondito il

modello a telaio equivalente, ritenuto particolarmente efficace per edifici con geometria non eccessivamente irregolare, e l'analisi pushover, considerata una delle metodologie di riferimento per la valutazione della risposta sismica degli edifici esistenti in muratura.

Il terzo capitolo approfondisce gli elementi strutturali che costituiscono la parete in muratura, con particolare riferimento ai maschi murari e alle fasce di piano. Per i maschi murari vengono analizzati i principali meccanismi di rottura e i relativi meccanismi resistenti, alla base delle verifiche di sicurezza. Successivamente sono descritte le diverse tipologie di fasce di piano, il loro ruolo nel comportamento globale della struttura, i corrispondenti meccanismi resistenti e le procedure di verifica previste.

Il quarto capitolo riporta l'analisi di un caso studio scelto in letteratura, la struttura benchmark n.6 del progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024. L'edificio si modella con il metodo del telaio equivalente tramite il SW 3Muri della S.T.A. DATA, di cui si descrivono brevemente le caratteristiche. Si esegue un'analisi statica non lineare (pushover) e si calcola la vulnerabilità della struttura alle azioni orizzontali. Si procede con la comparazione delle analisi effettuate con il progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024 al fine di avere un riscontro sui risultati ottenuti. Si conclude con una breve panoramica dei metodi di consolidamento finalizzati ad incrementare la resistenza dei pannelli nel piano e con l'applicazione al caso studio di due tipologie di intervento, con intonaco armato CRM e con composito fibrorinforzato FRCM.

CAPITOLO 1

IL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

1.1 La disgregazione muraria

La muratura tradizionale, che caratterizza gran parte degli edifici italiani, è estremamente eterogenea, non è un prodotto di fabbrica, bensì un assemblaggio artigianale il cui risultato dipende da una moltitudine di fattori, quali i materiali costituenti, la forma, l'assemblaggio, ovvero la tessitura, l'abilità delle maestranze nella realizzazione etc.

Il risultato, in generale, è un materiale non resistente a trazione, non lineare, disomogeneo e anisotropo. La tipologia di muratura può però cambiare fortemente la risposta in caso di sisma. Una muratura costruita a regola d'arte e con materiali aventi buone caratteristiche meccaniche, sarà in grado di manifestare un comportamento monolitico che invece non sarà in grado di produrre una muratura scadente. Una muratura di scarsa qualità, sotto l'effetto di forze dinamiche e cicliche, perderà coesione disgregandosi e non sarà più in grado di fornire alcuna resistenza strutturale.

La storia evidenzia come muraure caotiche, irregolari e di bassa qualità abbiano subito rovinosi crolli durante episodi sismici. In Fig. 1 si riporta un esempio significativo di disgregazione muraria avvenuto in un edificio di Accumoli in provincia di Rieti a seguito del terremoto occorso il 24 agosto 2016.



Fig. 1 - Comportamento di tipo disgregativo di una muratura di pessima qualità vicino ad Accumoli (RI) nel sisma del 24 agosto 2016

Appare dunque evidente l'importanza del fenomeno e che il primo aspetto da considerare nelle analisi della vulnerabilità degli edifici in muratura sia proprio la verifica della qualità muraria, al fine di escludere il fenomeno della disgregazione del materiale.

Attualmente questo aspetto non viene trattato nello specifico dalle Normative vigenti, è solamente citato in alcuni punti della circolare del 2019, ad esempio al C8.7.1.2.1 che, riferendosi alle analisi dei meccanismi locali di corpo rigido, riporta: *“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”*.

Ci si affida dunque, per la valutazione della predisposizione della muratura alla disgregazione, alle analisi svolte da alcuni autori, tra le quali emerge il metodo dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) proposto dai Proff. A. Borri e A. De Maria dell'Università degli Studi di Perugia.

Il metodo IQM ricava un indice di qualità muraria distinto in base alle tre possibili direzioni delle forze sollecitanti. Si ottiene un IQM_V per azioni verticali, un IQM_{FP} per azioni orizzontali fuori piano e un IQM_{NP} per azioni nel piano. La procedura prevede la valutazione di 7 parametri caratteristici della regola dell'arte, intesa come l'insieme di tutti quegli accorgimenti costruttivi che assicurano il buon comportamento della muratura e ne garantiscono il comportamento monolitico. I parametri che il metodo considera sono i seguenti:

- forma degli elementi resistenti (F.EL.). In presenza di facce orizzontali pressoché piane, come nel caso di elementi di forma squadrata, la forza di attrito, che si mobilita per effetto della forza peso, sarà massima, in quanto la superficie di scorrimento è ortogonale alla forza peso.
- presenza di diatoni/ingranamento trasversale (P.D.). La presenza dei diatoni, ovvero di pietre passanti attraverso lo spessore della parete, ha una duplice funzione, impedisce la separazione della parete in più paramenti e permette la distribuzione degli sforzi su tutto lo spessore del

muro, anche quando il carico sovrastante è eccentrico. Medesimo risultato si ottiene con connessioni trasversali costituiti da laterizi o pietra non interamente passanti, ma almeno per la maggior parte dello spessore della muratura (semidiatoni).

- orizzontalità dei filari (OR.). Questo requisito garantisce una buona distribuzione dei carichi verticali, consente inoltre in caso di azioni sismiche la formazione di cerniere cilindriche orizzontali che non danneggiano la muratura. In caso di muratura di pietre e ciottoli l'orizzontalità si ottiene mediante ricorsi in mattoni, chiamati listature.
- resistenza degli elementi (RE.EL.). La resistenza deve essere adeguata, non devono essere presenti elementi intrinsecamente deboli, o laterizi eccessivamente forati, oppure elementi degradati per umidità o esposizione alle intemperie.
- dimensione degli elementi (D.EL.). Elementi di dimensione importante rispetto alla dimensione del muro assicurano la monoliticità della parete. Inoltre data la dimensione presentano spesso un buon ingranamento.
- qualità della malta/efficace contatto tra gli elementi/zeppe (MA.). Il contatto tra gli elementi, che permette la distribuzione uniforme e la trasmissione degli sforzi, è garantito o dal contatto diretto di elementi squadrati, o tramite la malta che regolarizza il contatto tra gli elementi, oppure tramite pietre di dimensioni minori chiamate “zeppe” che si inseriscono nei giunti in caso di muratura irregolare e con malta degradata.
- sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano (S.G.). In presenza di giunti sfalsati si mobilita “l'effetto incastro” dovuto all'ingranamento degli elementi costituenti la muratura. Se oltre ai giunti sfalsati, si hanno anche elementi di forma squadrata, si ottiene “l'effetto catena” che fornisce una certa resistenza a trazione alla muratura.

Emerge quanto sia importante un certo livello di conoscenza della muratura per una corretta analisi.

Col supporto della Tab. 1 è prevista l'assegnazione di un giudizio di quanto la muratura in esame rispetti tutti i 7 parametri della regola dell'arte, e che potrà essere:

- NR: parametro non rispettato;
- PR: parametro parzialmente rispettato;
- R: parametro rispettato.

Forma degli elementi resistenti (F.EL.)	
NR	Prevalenza di elementi di forma irregolare o arrotondata oppure ciottoli su entrambe le facce della parete.
PR	Compresenza di elementi irregolari o ciottoli e blocchi di forma squadrata o mattoni. Pareti con una faccia di blocchi di forma regolare o mattoni e l'altra faccia di ciottoli od elementi di forma irregolare. Elementi arrotondati o irregolari ma con interstizi riempiti di zeppe ben inserite.
R	Prevalenza di elementi di forma squadrata o sbizzata oppure mattoni o laterizi di forma parallelepipeda su entrambe le facce della parete.

Presenza diatoni / ingranamento trasversale (P.D.)			Orizzontalità dei filari (OR.)	
	Sezione muraria visibile¹	Sezione muraria non visibile (osservazione facce parete ed esecuzione di saggi interni)		
NR	LMT inferiore a 125 cm. Pietre di piccole dimensioni qualunque sia il valore di LMT.	Pietre piccole rispetto allo spessore del muro; assenza di pietre palesemente disposte in senso trasversale alla parete ("di testa").	NR	I tratti orizzontali sono interrotti o con evidenti sfalsamenti sull'intera facciata muraria.
PR	LMT compresa fra 155 cm e 125 cm.	Paramento ben tessuto ed ordinato almeno su una faccia; alcune pietre sono disposte "di testa"; spessore del muro non eccessivo rispetto alle dimensioni delle pietre.	PR	Situazioni intermedie fra il rispetto e il non rispetto, compreso il caso di filari orizzontali solo su una faccia della parete.
R	LMT maggiore di 155 cm	Paramento ben tessuto; blocchi o pietre di dimensione paragonabile a quella dello spessore della parete; presenza sistematica di pietre disposte "di testa".	R	Filari orizzontali su gran parte della parete, senza presentare interruzioni di continuità (per tratti lunghi circa 100 cm) e su entrambe le facce della parete. Murature listate con listature a interasse inferiore a 100 cm.

Resistenza elementi (RE.EL.)		Dimensione degli elementi (D.EL.)	
NR	Elementi degradati (> 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con percentuale di foratura > 70%. Mattoni in fango o argilla non cotta.	NR	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sotto i 20 cm. Parete di soli diatoni in mattoni pieni (un solo paramento, elementi tutti in direzione trasversale).
PR	Elementi della muratura degradati (~ fra 10% e 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con foratura fra 70% e 55%. Elementi in tufo tenero (calcarenite).	PR	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore fra 20 e 40 cm. Compresenza di elementi di dimensione variabile.
R	Pietre non degradate o poco degradate. Muratura con pochi elementi degradati (< 10%). Mattoni pieni cotti. Elementi di tufo duro (vulcanico). Elementi laterizi con foratura < 55%. Blocchi in calcestruzzo (anche forati).	R	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sopra i 40 cm.

Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe (MA.)	
NR/PESSIMA*	Malta scadente o degradata e polverulenta e del tutto priva di coesione. Malta assente (escluso caso previsto sotto in "R"). Giunti di malta di dimensioni eccessive, paragonabili a quelle degli elementi se la malta non è di ottima qualità. Muratura di elementi porosi (es. tufo) con scarsa aderenza fra la malta e gli stessi elementi.
PR	Malta di qualità intermedia, con giunti non eccessivamente erosi. Murature con elementi irregolari e malta degradata ma con zeppe efficacemente inserite negli spazi fra elementi.
R	Malta in buono stato e ben conservata, con giunti di dimensione non eccessiva rispetto alle pietre o ai mattoni o con giunti ampi e malta di ottima qualità. Muratura con grandi elementi squadri e priva di malta o con strato di malta sottilissimo. In tal caso si intende "rispettato" il requisito di un efficace contatto fra le pietre.

* la malta sarà giudicata "pessima" se le caratteristiche riportate in tabella sono molto accentuate oppure sono diffuse sulla quasi totalità del paramento murario.

Sfalsamento giunti verticali / Ingranamento nel piano (S.G.)		
	Metodo quantitativo ²	Metodo qualitativo
NR	Parete a paramento unico: LMT < 140. Parete a doppio paramento: LMT < 140 su una faccia e LMT < 160 sull'altra faccia. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, qualunque sia il valore di LMT. Parete con pietre di piccole dimensioni qualunque sia il valore di LMT. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.	Giunti verticali allineati. Giunti allineati verticalmente su due o più elementi in ampie porzioni della parete. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, anche con giunti verticali sfalsati. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.
PR	Parete a paramento unico: LMT fra 140 e 160. Parete a doppio paramento: a) entrambi i paramenti con LMT fra 140 e 160. b) LMT rispettato su una faccia e non rispettato sull'altra faccia. c) LMT rispettato su una faccia e parzialmente rispettato sull'altra faccia.	Giunto verticale in posizione intermedia tra zona centrale dell'elemento inferiore e il suo bordo.
R	Parete a paramento unico: LMT > 160 Parete a doppio paramento: LMT > 160 su entrambe le facce.	Giunti verticali in corrispondenza della zona centrale dell'elemento inferiore (escluso il caso di parete in mattoni pieni disposti solo a diatoni).

Tab. 1 - Giudizi attribuibili ai parametri della regola dell'arte

Ad ogni giudizio è associato un punteggio riportato in Tab. 2:

	Punteggi								
	IQM _v (azioni verticali)			IQM _{fp} (azioni fuori piano)			IQM _{NP} (azioni nel piano)		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Ingranamento trasversale / presenza dei diatoni	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

Tab. 2 - Punteggi da attribuire ai parametri della regola dell'arte

Per il calcolo di IQM si utilizzano le formule di seguito riportate che si differenziano nel caso di murature in mattoni pieni o blocchi. Per questa tipologia di murature, la resistenza tangenziale e a compressione media della parete muraria sono fortemente influenzate dalla qualità della malta. Si osserva che, a differenza delle murature in pietra, questa tipologia può arrivare a rottura

senza fenomeni di ingranamento o incastro tra gli elementi. La malta, anche se di buona qualità, risulta generalmente meno resistente dei blocchi e poco aderente. Ciò comporta che le fessurazioni si sviluppino esclusivamente nei giunti di malta o tra il giunto di malta e la superficie del mattone.

Al contrario, nelle murature in pietra squadrata, la malta ha solo la funzione di regolarizzare le superfici, i letti di malta sono sottili e prevalgono quindi l'ingranamento e l'incastro tra le pietre.

Per considerare questo fenomeno, nelle formule per il calcolo dell'IQM viene introdotto un coefficiente correttivo “r”, applicabile alle sole murature in mattoni pieni o blocchi.

Murature in mattoni pieni o blocchi:

$$IQM_V = m \cdot g \cdot r_v \cdot RE.EL_V \cdot (OR_V + P.D_V + F.EL_V + S.G_V + D.EL_V + MA_V)$$

$$IQM_{FP} = m \cdot g \cdot r_{FP} \cdot RE.EL_{FP} \cdot (OR_{FP} + P.D_{FP} + F.EL_{FP} + S.G_{FP} + D.EL_{FP} + MA_{FP})$$

$$IQM_{NP} = m \cdot g \cdot r_{NP} \cdot RE.EL_{NP} \cdot (OR_{NP} + P.D_{NP} + F.EL_{NP} + S.G_{NP} + D.EL_{NP} + MA_{NP})$$

Tutte le altre murature:

$$IQM_V = m \cdot RE.EL_V \cdot (OR_V + P.D_V + F.EL_V + S.G_V + D.EL_V + MA_V)$$

$$IQM_{FP} = m \cdot RE.EL_{FP} \cdot (OR_{FP} + P.D_{FP} + F.EL_{FP} + S.G_{FP} + D.EL_{FP} + MA_{FP})$$

$$IQM_{NP} = m \cdot RE.EL_{NP} \cdot (OR_{NP} + P.D_{NP} + F.EL_{NP} + S.G_{NP} + D.EL_{NP} + MA_{NP})$$

dove:

m (coefficiente correttivo per malta di pessima qualità) = 0.7 in caso di malta pessima;

m = 1 in tutti gli altri casi;

g (coefficiente correttivo per giunti ampi) = 0.7 in caso di muratura in mattoni pieni con giunti di malta di spessore > 13 mm;

g = 1 in tutti gli altri casi;

r = coefficiente correttivo per il parametro MA che assume i valori riportati in Tab. 3.

Parametro MA	r _v	r _{FP}	r _{NP}
NR	0,2	1	0,1
PR	0,6	1	0,85
R	1	1	1

Tab. 3 - Coefficienti correttivi per il parametro MA

Si ottengono tre valori di IQM compresi tra 0 e 10 ai quali corrisponde una categoria di muratura A, B, C (Tab. 4) rispettivamente dalla migliore, dal punto di vista strutturale, alla peggiore.

Direzione azione	Categoria della muratura		
	A	B	C
IQM _V (azioni verticali)	$5 \leq \text{IQM}_V \leq 10$	$2,5 \leq \text{IQM}_V < 5$	$0 \leq \text{IQM}_V < 2,5$
IQM _{FP} (azioni ortogonali)	$7 \leq \text{IQM}_{FP} \leq 10$	$4 < \text{IQM}_{FP} < 7$	$0 \leq \text{IQM}_{FP} \leq 4$
IQM _{NP} (azioni complanari)	$5 < \text{IQM}_{NP} \leq 10$	$3 < \text{IQM}_{NP} \leq 5$	$0 \leq \text{IQM}_{NP} \leq 3$

Tab. 4 - *Attribuzione delle categorie murarie in base ai valori di IQM*

Ad ogni categoria è associato un probabile comportamento meccanico differenziato in funzione dell'azione sollecitante, in particolare, per le azioni orizzontali fuori piano, una muratura di categoria C ha elevata probabilità di disgregarsi in presenza di forze sismiche. Le verifiche per meccanismi di collasso in questo caso non possono essere effettuate perché si è persa la monoliticità della muratura, a prescindere dalla presenza di collegamenti. Nel caso, invece, di categoria B non è garantito il comportamento monolitico ma è difficile che si arrivi al collasso se sono presenti collegamenti agli orizzontamenti e ai muri di spina. Le verifiche in questo caso possono essere svolte ipotizzando che la muratura sia costituita da due paramenti distinti non connessi.

La maggior parte dei trattati concordano nell'affermare che la sapiente disposizione delle pietre all'interno del muro sia più importante delle caratteristiche di resistenza del materiale stesso per garantire la solidità del muro. Quando sulla muratura agiscono delle forze orizzontali si attivano dei nuovi contatti rispetto a quelli esistenti per le sole forze verticali. Tali contatti hanno lo scopo di trasferire le forze di taglio. Perché il muro possa comportarsi in modo monolitico e non disgregarsi è necessario che vi sia un adeguato legame in direzione trasversale. Il pietrame e la malta non sono in grado di garantire tale legame. La malta presente nella muratura in pietrame, che riempie i vuoti ed evita la concentrazione di sforzi, possiede una resistenza a trazione sulla quale però non si può fare affidamento in quanto le sue proprietà meccaniche degradano nel tempo. Non ci si può avvalere neanche dell'adesione tra malta e

pietre che si attiva con la tensione. Il legame trasversale deve essere dunque garantito da una lavorazione accurata.

Uno studio condotto da Giuffrè (1991;1996) illustra come la diminuzione del legame trasversale tra le pareti comporti una riduzione di capacità sismica fuori piano. I risultati evidenziano l'influenza tra il numero dei blocchi di testa sulla capacità di resistenza fuori piano della parete in muratura, mostrando una diminuzione quasi lineare del rapporto tra il carico di collasso reale rispetto al monolitico, all'aumentare del rapporto tra la distanza verticale tra i blocchi di testa e lo spessore del muro. Tuttavia, l'analisi non copre la vasta casistica di murature, ma considera solamente la tipologia composta da pietre squadrate. Una muratura con disposizione irregolare delle pietre potrebbe mostrare un comportamento diverso e più complesso.

Un altro studio finalizzato ad individuare la propensione della muratura a disgregarsi piuttosto che a comportarsi in modo monolitico, a seguito di sollecitazioni sismiche fuori piano, è stato condotto dal Prof. G. de Felice dell'Università Roma Tre nel 2011.

Per valutare l'influenza della disposizione delle pietre sulla capacità sismica fuori piano lo studio parte dalla morfologia effettiva del muro. Si selezionano 30 tipologie di muratura, rappresentative delle diverse varietà presenti nelle regioni italiane, da un database creato da un gruppo di ricerca coordinato dalla Prof.ssa Binda del Politecnico di Milano, che comprende diverse centinaia di disegni e rilievi di murature reali tipiche dei centri storici italiani. Nel database, per valutare la qualità della muratura, sono considerate: le caratteristiche della malta e del pietrame, la percentuale delle pietre di testa, la forma, le dimensioni e la finitura delle pietre, la regolarità dei corsi.

La disposizione delle pietre, come visto in precedenza, svolge un ruolo molto importante. La presenza di un adeguato numero di pietre di testa, ovvero quelle pietre la cui lunghezza giace trasversalmente al muro, fornisce un adeguato legame trasversale per la muratura. Swain nel 1927 suggerisce una percentuale

di travi di testa non inferiori al 20% della superficie della facciata. Analogamente il trattato di Donghi nel 1935 fornisce disposizioni simili.

In Fig. 2 sono illustrate le due modalità di realizzazione del legame trasversale nella muratura, tramite pietre di testa o con barre di acciaio che collegano le pietre, oppure attraverso corsi regolari di pietre squadrate.

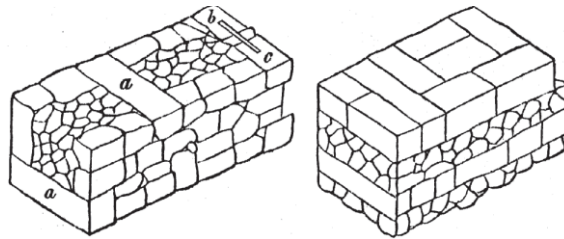


Fig. 2 - Realizzazione del legame trasversale nella muratura secondo il trattato di Donghi

Nello studio di De Felice la morfologia effettiva della muratura è riprodotta tramite CAD e un preprocessore genera la mesh corrispondente, composta da blocchi poligonali e giunti che riproducono la forma e la disposizione delle pietre nel muro. L'analisi utilizza il codice ad elementi distinti UDEC nel quale le pietre sono modellate da corpi rigidi bidimensionali ed i giunti di malta da interfacce unidimensionali con attrito alla Coulomb. Non sono considerate né la resistenza a trazione della malta né la coesione nei giunti, per le motivazioni precedentemente illustrate. Alla geometria sono apportate semplificazioni necessarie per costruire direttamente la mesh. Essendo i giunti considerati solo come contatto tra le pietre, i contatti sono posizionati al centro dello spessore del giunto o sostituiti da piccoli elementi nel caso di parti estese di malta. Gli angoli dei poligoni si arrotondano per evitare l'incastro e non sono rappresentate eventuali facce inferiori fortemente inclinate verso l'esterno che potrebbero dare origine a cedimenti locali per soli carichi verticali.

La Fig. 3 mostra il rilievo e la corrispondente discretizzazione di alcune sezioni di muratura.

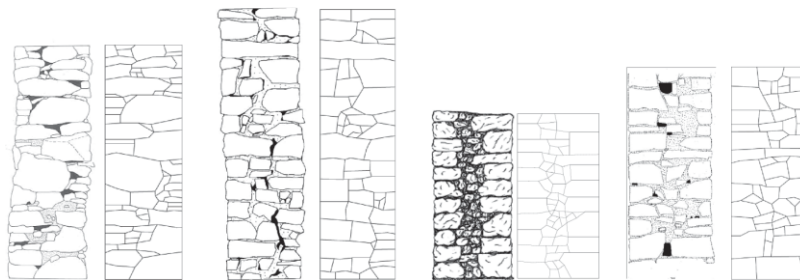


Fig. 3 - Rilievo e discretizzazione di alcune sezioni murarie

Per poter confrontare direttamente i risultati le sezioni vengono scalate, partendo comunque da spessori analoghi, al fine di ottenere la stessa dimensione di 50 cm per tutti i campioni.

Per definire la rigidità dei giunti si valutano i seguenti aspetti. La rigidità dei contatti gioca un ruolo nel ramo elastico della risposta, ma non influisce sulla resistenza o sulla capacità di spostamento, purché sia sufficientemente elevata da evitare fenomeni del secondo ordine. Inoltre, una maggiore rigidità comporta un aumento del passo temporale dell'analisi. Per non allungare troppo i tempi di analisi, ma neanche sottostimare il carico di collasso, si fissano delle rigidità normali e tangenziali rispettivamente pari a $K_n = 5 \cdot 10^9 \text{ N/m}$ e $K_t = 2.1 \cdot 10^9 \text{ N/m}$.

Per l'analisi statica si assume un valore di smorzamento viscoso ridotto per non introdurre nel modello una dissipazione aggiuntiva rispetto alla primaria, dovuta all'attrito che si sviluppa nei punti di contatto. Lo smorzamento è calibrato in modo da avere un effetto trascurabile nella gamma di frequenze in cui il muro risponde, e da avere un effetto decisivo sul moto secondario dei blocchi ad alta frequenza. Per l'analisi dinamica invece lo smorzamento viscoso non viene considerato.

Si eseguono analisi pushover e analisi dinamiche sotto impulsi di accelerazione. I risultati consentono di stimare la riduzione di capacità sismica della parete reale rispetto a quella monolitica in termini di resistenza e spostamento, le differenze

nella risposta e nel meccanismo di rottura tra carichi statici e dinamici e le caratteristiche costruttive che hanno la maggior influenza su tale capacità.

Nell'analisi pushover si applicano delle accelerazioni orizzontali crescenti a passi successivi. Ad ogni passo, l'analisi viene eseguita fino al raggiungimento di una condizione di equilibrio. I contatti che si instaurano o si interrompono sono riconosciuti automaticamente. I passi vengono progressivamente ridotti all'avvicinarsi del carico di collasso, che corrisponde al primo valore di accelerazione per il quale la risposta diverge (Fig. 4-a). Tale accelerazione è considerata come la capacità di resistenza fuori piano.

A causa dell'irregolarità delle sezioni le analisi si conducono con accelerazioni provenienti da entrambe le direzioni (Fig. 4-b).

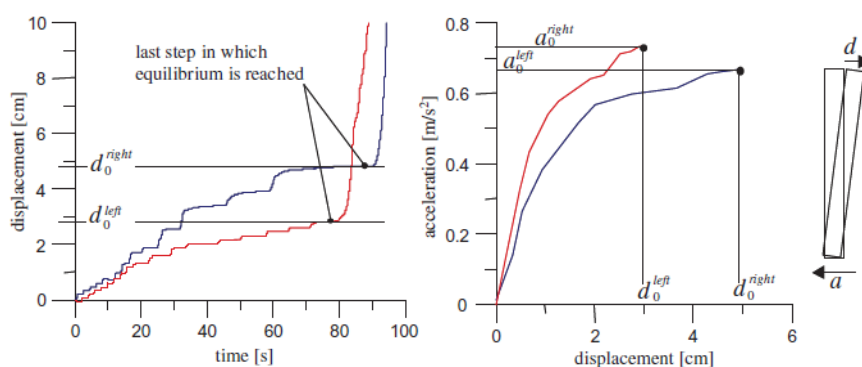


Fig. 4 - Steps di carico (a) e Curva accelerazione-spostamento per carico proveniente da destra e da sinistra (b)

In una prima fase sono considerate murature realizzate con blocchi squadriati con un numero variabile di pietre di testa, analogamente allo studio di Giuffrè. I risultati confermano chiaramente il decadimento della resistenza fuori piano al diminuire delle pietre di testa. I meccanismi di rottura mostrano che fino ad un certo numero di travi di testa (circa il 7%) il comportamento è simile a quello di una sezione monolitica, ovvero la parete ribalta. Al di sotto di questa percentuale la sezione si divide in due paramenti con un forte decadimento della capacità di carico (Fig. 5).

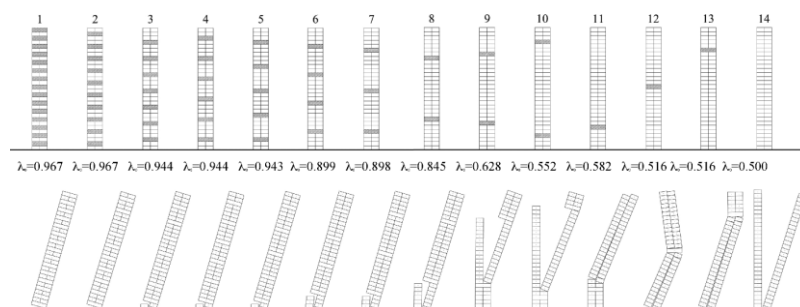


Fig. 5 - Sezioni con variabili pietre di testa e meccanismi di collasso corrispondenti

Successivamente si effettuano analisi pushover per le 30 sezioni estratte dal database. I risultati mostrano che si verificano sia il ribaltamento sia la divisione dei paramenti, talvolta anche nella stessa sezione a seconda che il carico agisca in una direzione o nell'altra (Fig. 6). Non c'è una transizione netta come invece avviene per la muratura a pietre squadrate.

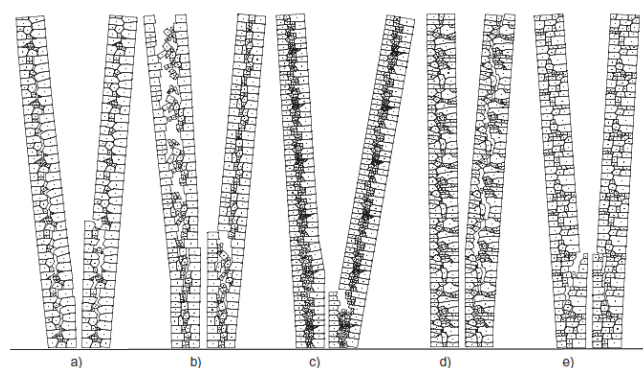


Fig. 6 - Meccanismi di collasso di alcune sezioni

In Fig. 7-a sono rappresentate le curve di accelerazione-spostamento delle sezioni di muratura studiate. Accelerazioni e spostamenti sono normalizzati ed espressi rispettivamente come il rapporto tra l'accelerazione orizzontale e l'accelerazione di collasso del muro monolitico, ed il rapporto tra lo spostamento dell'angolo esterno superiore e quello massimo consentito del muro monolitico. In Fig. 7-b sono riportati i valori di accelerazione massima per cui si raggiunge una configurazione di equilibrio e gli spostamenti corrispondenti.

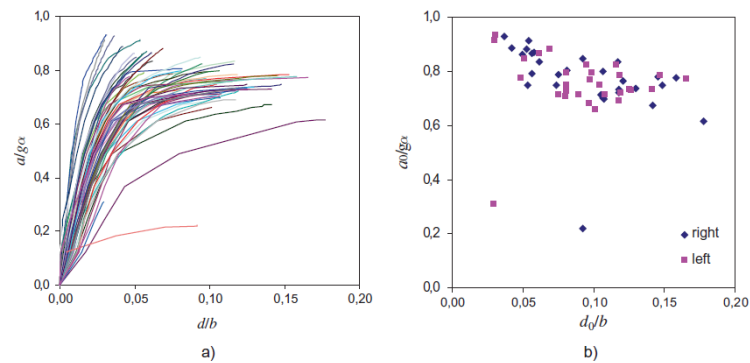


Fig. 7 - Curva pushover accelerazi ne-spostamento (a) Valori massimi di accelerazi ne-spostamento normalizzati (b)

A parte alcuni casi, in cui la completa assenza di legame trasversale   la causa di una drastica riduzione della capacit  di resistenza, per le altre sezioni si ottiene una resistenza compresa tra il 62% ed il 93%, con un valore medio del 75%.

Le caratteristiche che influenzano maggiormente la capacit  di resistenza della muratura sono essenzialmente il numero dei blocchi di testa, che assicurano il collegamento tra gli strati, e la dimensione delle pietre.

In merito ai blocchi di testa sono stati proposti diversi parametri geometrici che descrivono il decadimento della resistenza con la diminuzione del legame trasversale, che tuttavia sono difficili da rilevare.

Per quanto riguarda la dimensione delle pietre, quando i muri sono realizzati con una dimensione mediamente grande mostrano in generale una resistenza elevata. Quando invece sono costruiti con pietrame di piccole dimensioni la resistenza non dipende solo dalle dimensioni, ma anche dalla qualit  dell'esecuzione della muratura. La Fig. 8-a mostra infatti un'ampia dispersione di resistenza. La qualit  dell'esecuzione diventa in questo caso fondamentale per fornire il legame trasversale che garantisce la resistenza del muro.

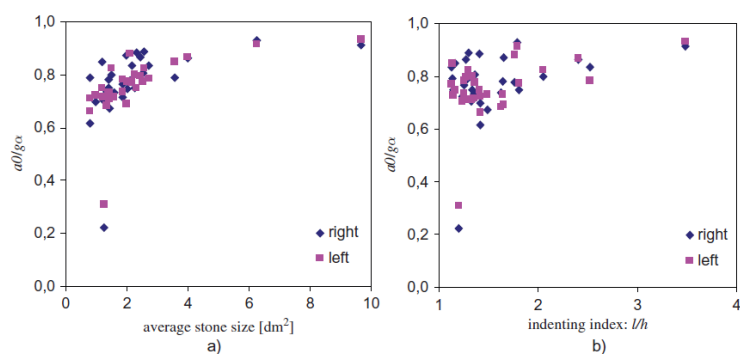


Fig. 8 - Relazione tra resistenza fuori piano e dimensione media delle pietre (a) e indice di incastro (b)

Per la muratura di pietrame uno studio del 2004 di Doglioni e Mirabella propone un indice di incastro l/h che valuta la lunghezza l della linea di minima resistenza che può essere tracciata lungo i giunti di malta. Secondo questo studio maggiore è la lunghezza per una data altezza del muro e più è efficace l'incastro tra le pietre che fornisce il legame trasversale. La Fig. 8-b mostra tuttavia una scarsa correlazione tra l'indice l/h e la resistenza fuori piano. Infatti vi è un'ampia dispersione di resistenza per i valori inferiori di indice.

Nell'analisi dinamica si assegna un impulso improvviso di accelerazione al suolo, orizzontale e costante per un intervallo di tempo t . Terminata l'accelerazione, si lascia evolvere il sistema e se ne registra il movimento. Per valutare l'influenza dell'accelerazione del terreno sulla risposta, si ripetono le analisi per diverse accelerazioni corrispondenti ai valori di picco previsti nelle differenti zone sismiche italiane. Si determinano gli intervalli minimi di tempo necessari a fare ribaltare il muro e i corrispondenti valori di impulsi di accelerazione $J_u = a \cdot \Delta t$. Intervalli di tempo inferiori possono far oscillare il muro o portare al distacco del paramento esterno, ma non farlo collassare. La capacità di spostamento della sezione del muro si definisce come il massimo spostamento in sommità d_u che la sezione è in grado di sopportare senza collassare (Fig. 9).

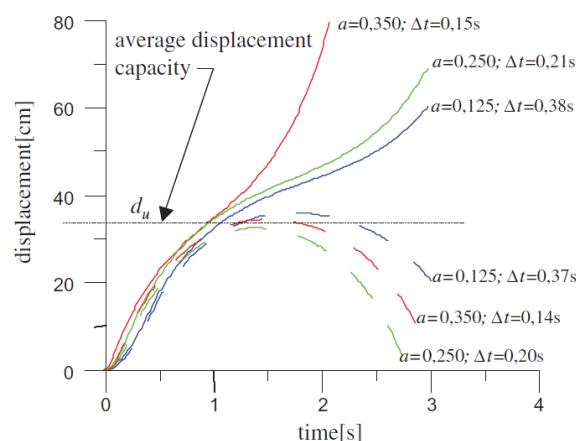


Fig. 9 - Capacità di spostamento al variare dell'accelerazione al suolo e dell'intervallo di tempo

La Fig. 10 riporta la capacità di spostamento normalizzata in funzione dell'impulso di accelerazione di collasso per le analisi effettuate al variare dell'intensità e della direzione dell'accelerazione.

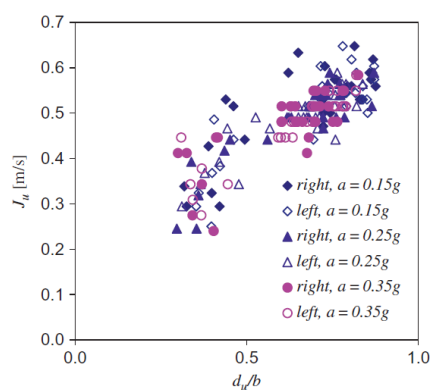


Fig. 10 - Capacità di spostamento normalizzata in funzione dell'impulso di accelerazione di collasso

I risultati mostrano che la capacità di spostamento è compresa tra il 30% e l'88% rispetto a quella di un blocco rigido, in funzione delle dimensioni e della disposizione delle pietre, con un valore medio del 65%.

In Fig. 11 si riportano le durate di accelerazione del terreno necessarie a fare ribaltare le sezioni oggetto di studio, rispetto alla durata richiesta per il ribaltamento del muro monolitico. Si osserva che la curva relativa alle sezioni in pietrame si trova sempre sotto la curva relativa al muro monolitico, con una

riduzione media che va dal 21% al 33%, rispettivamente per un range di accelerazioni da 0.35g a 0.125g.

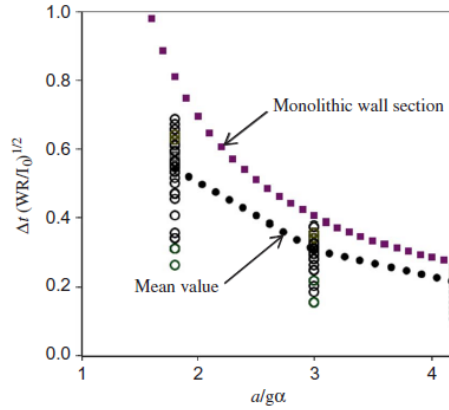


Fig. 11 - Confronto tra le durate di accelerazione necessarie a far ribaltare le sezioni e la durata relativa al muro monolitico

Dal confronto tra lo spostamento normalizzato e il numero di pietre di testa (Fig. 12-a) e lo spostamento e l'indice di incastro (Fig. 12-b) si conferma l'efficacia di questi due parametri geometrici nel migliorare la capacità di spostamento fuori piano. Sono sufficienti poche pietre di testa o un indice di incastro ≥ 1.5 a fornire una adeguata capacità. Tuttavia questi parametri sono difficilmente rilevabili. Inoltre la capacità fuori piano dipende in realtà da un complesso di regole costruttive e non dai singoli indici geometrici.

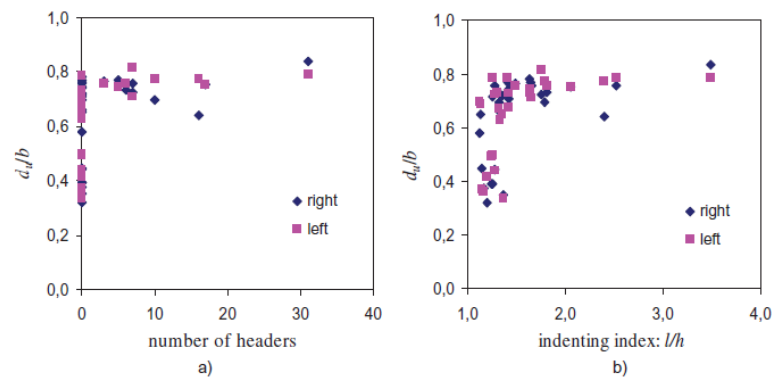


Fig. 12 - Relazione tra capacità di spostamento fuori piano e: numero di pietre di testa (a) indice di incastro (b)

Le analisi statiche e le dinamiche hanno mostrato un comportamento simile delle pareti, con alcune differenze:

- in entrambe le analisi la maggior parte delle sezioni cede per ribaltamento attorno ad una cerniera posta alla medesima altezza. In alcuni casi la cerniera si presenta ad una altezza maggiore nel carico dinamico rispetto allo statico e solo la parte superiore è coinvolta. Tale differenza potrebbe dipendere dalla distribuzione uniforme dell'accelerazione adottata nell'analisi statica che non considera l'eventuale amplificazione dinamica lungo l'altezza del muro.
- per i muri con collegamento trasversale carente si è osservato con entrambe le analisi un decadimento sia della resistenza che della capacità di spostamento, ma la risposta è leggermente diversa. La risposta alle azioni dinamiche appare più severa poiché tende a facilitare il distacco dello strato esterno e il conseguente collasso parziale (Fig. 13).

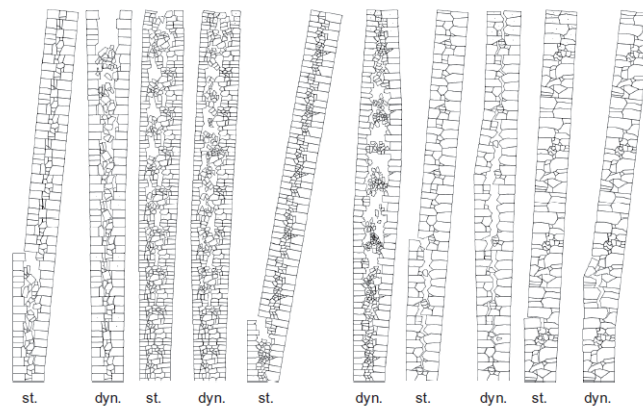


Fig. 13 - Confronto tra i meccanismi di collasso ottenuti dall'analisi statica e dinamica per sezioni con legame trasversale carente

- è stata riscontrata una scarsa correlazione tra resistenza e capacità di spostamento, mentre si è osservata una discreta correlazione tra accelerazione statica di collasso e impulso di accelerazione, tranne per un certo numero di sezioni (10 su 60) per le quali sono state registrate resistenze all'impulso molto inferiori rispetto alle forze statiche. Queste sezioni hanno mostrato una resistenza statica relativamente elevata ma

una capacità di spostamento piuttosto ridotta. Tale riduzione di capacità, dall'analisi statica all'analisi dinamica, è dovuta ad una variazione del meccanismo di collasso dal ribaltamento alla divisione della sezione.

La Fig. 14 riporta le curve di capacità fuori piano accelerazione-spostamento delle pareti esaminate, costituite dal ramo ascendente derivante dall'analisi pushover e dal ramo lineare decrescente che termina nel punto di massimo spostamento determinato dall'analisi dinamica. Per una valutazione sismica più raffinata tali curve potrebbero essere utilizzate, tenendo però in considerazione le effettive condizioni al contorno, che differiscono dal caso trattato di mensola, e la presenza di ulteriori carichi verticali (solette, tetto etc.).

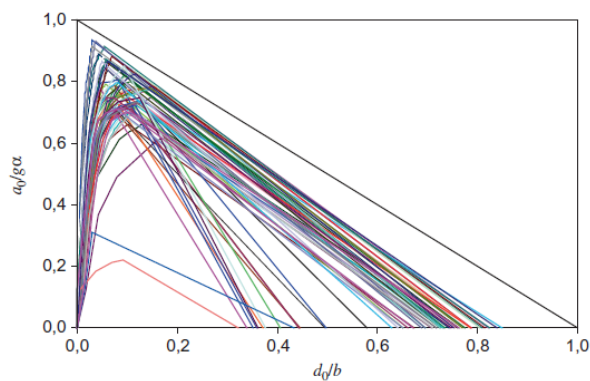


Fig. 14 - Curve di capacità accelerazione-spostamento

In conclusione, sia le analisi statiche che le analisi dinamiche mostrano che il legame trasversale della sezione muraria è cruciale per fornire una capacità sismica fuori piano. Tutte le pareti esaminate rivelano una curva di capacità inferiore a quella riferita al corpo rigido. I risultati evidenziano una riduzione media della capacità di resistenza di circa il 25% ed una diminuzione media di capacità di spostamento di circa il 35%.

Una riduzione maggiore riguarda le sezioni di muratura che mostrano un legame trasversale inferiore. La riduzione, soprattutto in termini di spostamento, è drastica per i muri mal costruiti, il cui comportamento è molto lontano da quello di un corpo rigido. Tali muri non sono soggetti a ribaltamento ma cedono a

causa della separazione del paramento esterno. Per queste pareti si prevede un forte decadimento della resistenza sismica.

1.2 Meccanismi di collasso locale

Se la muratura possiede qualità meccaniche sufficienti ad evitare il fenomeno della disgregazione allora possono instaurarsi meccanismi resistenti.

Nel caso in cui una muratura sia carente di collegamenti efficaci possono verificarsi dei meccanismi di tipo locale (cinematismi). La mancanza di collegamenti efficaci fa venire meno l'auspicabile comportamento scatolare dell'edificio, che permette che sia la struttura nella sua interezza ad opporsi alle forze sismiche. La parete viene quindi sollecitata da azioni fuori dal proprio piano, nella direzione in cui la muratura possiede una rigidità molto minore (Fig. 15).

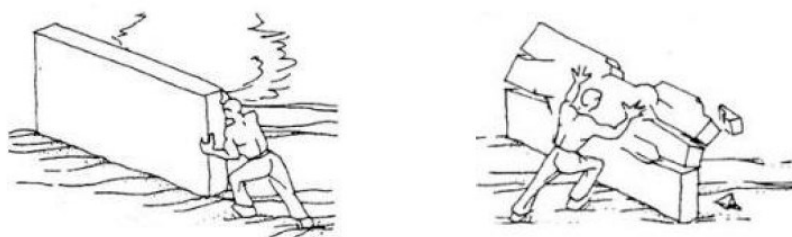


Fig. 15 - Sollecitazione di una parete nel piano (a) e sollecitazione di una parete fuori piano (b)

Per individuare i possibili meccanismi di collasso locale è necessario effettuare un rilievo accurato, volto a identificare tutte le carenze strutturali presenti. Tra queste rientrano le sconnessioni tra pareti e orizzontamenti, quelle tra le pareti, la presenza di spinte non contrastate, gli stati fessurativi esistenti e, in generale, tutte le condizioni che possono favorire l'attivazione di un cinematismo in presenza di azioni orizzontali. Tali carenze costruttive consentono di individuare dei macroelementi considerati come corpi rigidi suscettibili di instabilità.

Dopo aver identificato i possibili meccanismi di collasso locale si procede alle verifiche di stabilità dei macroelementi individuati attraverso equazioni di equilibrio limite secondo l'approccio cinematico, in presenza delle azioni

sismiche. Le analisi si conducono trascurando la resistenza a trazione della muratura e considerando una resistenza a compressione della stessa infinita.

Ai macroelementi rigidi che costituiscono la catena cinematica si applicano tutte le forze agenti, che sono rappresentate da:

- pesi propri dei macroelementi applicati nei baricentri;
- carichi verticali che gravano sui blocchi (solai, copertura etc);
- forze orizzontali proporzionate ai carichi verticali portati;
- eventuali forze esterne quali ad esempio tiranti.

La sicurezza viene valutata tramite il coefficiente sismico λ , che rappresenta l'intensità orizzontale che attiva il meccanismo.

Per ricavare λ , si applica il PLV in termini di spostamenti, uguagliando, per un atto di moto virtuale, il lavoro eseguito dalle forze esterne al lavoro compiuto dalle forze interne, secondo la seguente equazione:

$$\lambda \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ix} + \sum_{j=1}^m P_j \cdot \delta_{jx} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{iy} - \sum_{j=1}^m P_j \cdot \delta_{jy} - \sum_{h=1}^r F_h \cdot \delta_h = Lfi$$

dove:

- λ è il coefficiente sismico che attiva il meccanismo;
- n è il numero delle forze dovute al peso proprio dei blocchi;
- m è il numero di forze peso gravanti sui blocchi;
- r è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza dovuta al peso proprio del blocco ed applicata nel baricentro dello stesso, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale;
- P_j è la generica forza peso gravante sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale;
- δ_{ix} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esima forza P_i ;
- δ_{iy} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esima forza P_i ;
- δ_{jx} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esima forza P_j ;
- δ_{jy} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' j -esima forza P_j ;
- F_h è il valore della generica forza esterna applicata ad un blocco;

- δh è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell'h-esima forza esterna;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne che, se si trascura l'attrito tra i blocchi, risulta nullo.

I lavori assumono valori negativi se gli spostamenti virtuali e le forze hanno segno discorde.

Il PLV coincide spesso con l'uguagliare il Momento stabilizzante al momento ribaltante:

$$M_{\text{stabilizzante}} = M_{\text{ribaltante}}$$

dove i momenti sono valutati rispetto alla cerniera che si attiva.

I principali meccanismi di collasso locale si suddividono in 4 raggruppamenti:

- Ribaltamento semplice;
- Flessione verticale;
- Flessione orizzontale;
- Ribaltamento composto.

1.2.1 Ribaltamento semplice

Il ribaltamento semplice di pareti perimetrali degli edifici è uno dei meccanismi di collasso più frequenti e pericolosi. Il meccanismo si schematizza come una rotazione rigida di facciate intere o solamente di porzioni rispetto ad una cerniera cilindrica prevalentemente orizzontale alla base del blocco.

Il ribaltamento si attiva in presenza di forze agenti fuori dal piano della parete e in mancanza di collegamenti in sommità, quali cordoli o catene, e di ammassamento con le pareti ortogonali. È favorito inoltre dalla presenza di spinte non contrastate sulla parete, come nel caso di archi o volte ovvero da una copertura spingente.

Il meccanismo può coinvolgere uno (Fig. 16) o più livelli della parete (Fig. 17) in funzione della presenza di collegamenti efficaci con gli orizzontamenti.

A seconda della tipologia di muratura potrà interessare tutto lo spessore del muro o solamente il paramento esterno.

Si possono avere diverse geometrie a seconda delle aperture e di eventuali discontinuità.

Il fenomeno è chiaramente distinguibile in quanto risultano evidenti le lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni tra le pareti, come anche l'eventuale sfilamento delle travi degli orizzontamenti e il fuori piombo della parete.



Fig. 16 - Ribaltamento di un solo livello di parete grazie al collegamento efficace tra orizzontamento e parete



Fig. 17 - Ribaltamento di più livelli di parete causato dall'inefficace collegamento tra parete e orizzontamento

Analizziamo tre tipologie di ribaltamento semplice:

- parete monolitica ad un piano;
- parete monolitica a più piani;
- parete a doppia cortina.

Ribaltamento semplice di una parete monolitica ad un piano

In questo caso il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio laddove l'assenza di collegamenti efficaci e una copertura spingente favoriscono

il fenomeno. Analizzando le peculiarità della parete come ad esempio la posizione di eventuali fratture esistenti, la presenza di aperture etc., si individua il macroelemento suscettibile di instabilità.

Definito lo schema di calcolo (Fig. 18) e le condizioni di vincolo, si applicano tutte le forze agenti sul sistema, statiche e sismiche e si ricava il moltiplicatore di collasso uguagliando il momento ribaltante al momento stabilizzante, che in questo caso coincide con l'applicazione del PLV.

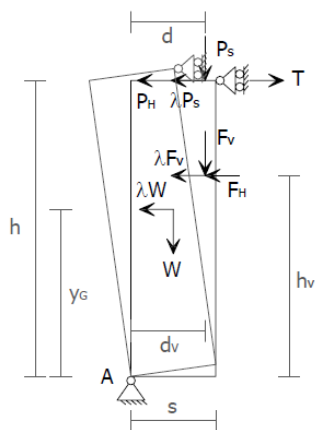


Fig. 18 - Schema di calcolo ribaltamento semplice ad un piano

dove:

- W è il peso proprio della parete;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T rappresenta il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete rispetto alla cerniera in A o, più in generale, la quota del punto d'applicazione dell'azione trasmessa dal solaio o dal tirante rispetto alla cerniera A ;
- h_v è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A ;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto alla cerniera A ;
- d_v è la distanza orizzontale dalla cerniera A del punto di applicazione di F_V ;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A ;
- λ è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Il momento stabilizzante è pari a:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Il momento ribaltante è dato da:

$$M_{R(A)} = \lambda \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Eguagliando i due momenti si ottiene il moltiplicatore che attiva il meccanismo λ :

$$\lambda = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

Ribaltamento semplice di una parete monolitica a più piani

Nel caso in cui gli orizzontamenti siano semplicemente appoggiati, non forniscono alcun vincolo al ribaltamento della parete. La rotazione potrà quindi coinvolgere più livelli di parete.

La parete può potenzialmente ruotare attorno diverse cerniere, ognuna in corrispondenza dei vari piani dell'edificio. Andrà dunque calcolato il moltiplicatore λ per ogni caso e considerato il minore per le verifiche.

Analogamente al caso precedente si definisce lo schema di calcolo (Fig. 19), si applicano tutte le forze agenti e si eguaglia il momento stabilizzante al momento ribaltante.

Si definiscono:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo, calcolato in base all'area di influenza;

- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla tesa ribaltante;
- T_i è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è l'altezza della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera B;
- h_{vi} è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera B;
- d_i è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i-esimo;
- d_{vi} sono le distanze orizzontali dalla cerniera B dei punti di applicazione di F_{vi} ;
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera B;
- λ è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

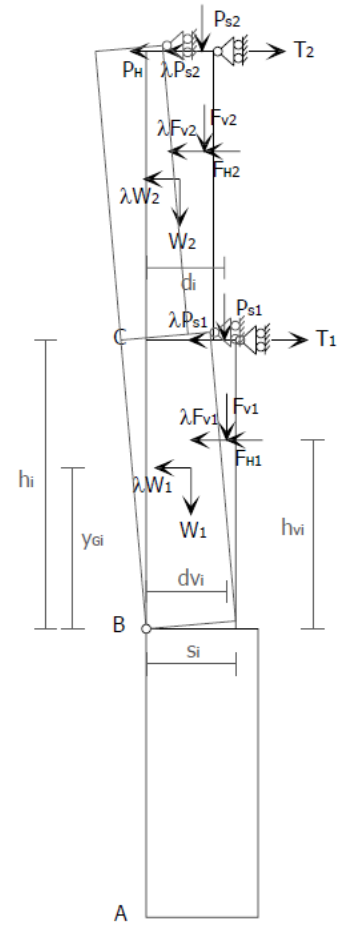


Fig. 19 - Schema di calcolo ribaltamento semplice a più piani

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante sono rispettivamente pari a:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

$$M_R = \lambda \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{vi} + P_H \cdot h_i$$

Il moltiplicatore che attiva il cinematismo è dato da:

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Ribaltamento semplice di una parete a doppia cortina

Negli edifici storici è frequente trovare pareti in muratura che, a causa della mancanza o della scarsa presenza di diaconi di collegamento tra i due paramenti, non si comportano come un unico elemento. I due strati della muratura possono lavorare l'uno indipendentemente dall'altro, come accade ad esempio nelle murature a sacco, dove i paramenti sono separati e lo spazio centrale è vuoto oppure riempito con materiale incoerente, oppure possono essere affiancati ed interagire tra di loro. Quando i due paramenti sono affiancati, è possibile adottare uno schema di calcolo costituito da due elementi murari separati, incernierati alla base e collegati in sommità, e da un vincolo interno distribuito che rappresenta l'interazione reciproca. Il vincolo è costituito da una distribuzione continua di carrelli monolateri, che permettono il trasferimento delle sole forze di compressione tra le pareti, in quanto la muratura non è in grado di opporsi all'allontanamento dei paramenti.

Durante un evento sismico, il paramento interno può trasferire parte della propria inerzia a quello esterno. Si ha un aumento delle sollecitazioni flettenti, che, insieme alla minore compressione verticale nel paramento esterno rispetto a quello interno, può favorire il collasso della parete esterna. Si instaura in questo caso un cinematismo di flessione verticale.

Nel caso di ribaltamento non è corretto ipotizzare un efficace trasferimento di forze orizzontali attraverso la superficie di contatto, perché si dovrebbe rinunciare all'ipotesi di blocco rigido. Inoltre sarebbe di difficile valutazione la deformabilità che consente il trasferimento. Pertanto, assumendo che l'interazione tra i paramenti avvenga solo in sommità, ci si riconduce al caso di ribaltamento semplice di parete. Per la valutazione delle condizioni di equilibrio dei due paramenti si adotta lo schema di calcolo riportato in Fig. 20. In A e B le cerniere cilindriche attorno alle quali avviene la rotazione.

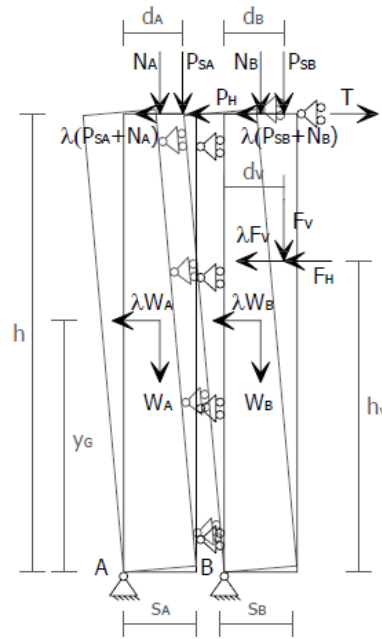


Fig. 20 - Schema di calcolo ribaltamento parete a doppia cortina

dove:

- W_A è il peso proprio della cortina esterna;
- W_B è il peso proprio della cortina interna;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete interna;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete interna;
- P_{SA} e P_{SB} sono le quote di carico verticale P_S trasmesso dal solaio alle cortine esterna e interna rispettivamente;
- N_A e N_B sono i generici carichi verticali agenti in sommità delle cortine esterna e interna rispettivamente, supposti centrati sui paramenti;
- P_H è la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete;
- s_A e s_B sono gli spessori della cortina esterna e interna rispettivamente;
- b è l'altezza della parete rispetto alla cerniera alla base;
- h_v è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera B;
- d_A e d_B sono le distanze orizzontale dei punti di applicazione di P_{SA} e P_{SB} rispettivamente dalle cerniere A e B;
- d_v è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione di F_V ;
- y_G è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera in A.

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante sono rispettivamente pari a:

$$M_S = (W_A + N_A) \frac{s_A}{2} + P_{SA} d_A + (W_B + N_B) \frac{s_B}{2} + \\ + P_{SB} d_B + F_V d_V + T h$$

$$M_R = \lambda [(W_A + W_B) y_G + F_V h_V + \\ + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) h] + F_H h_V + P_H h$$

Il moltiplicatore che attiva il cinematismo è dato da:

$$\lambda = \frac{(W_A + N_A) s_A + (W_B + N_B) s_B}{2[(W_A + W_B) y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) h]} + \\ + \frac{P_{SA} d_A + P_{SB} d_B + F_V d_V - F_H h_V + T h - P_H h}{(W_A + W_B) y_G + F_V h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) h}$$

Il procedimento può essere esteso al caso di cinematismo a più piano ribaltanti, ponendo la dovuta attenzione a causa della complessità del modello.

1.2.2 Flessione verticale

Il cinematismo per flessione verticale si attiva quando la parete è vincolata alla base e in sommità (tramite cordoli o tiranti ad esempio), ma libera nella parte centrale, poiché gli orizzontamenti intermedi non garantiscono un collegamento efficace. È inoltre carente l'ammorsamento alle pareti ortogonali.

Sotto l'effetto di azioni sismiche, la parete sopporta sforzi di flessione, secondo una sorte di effetto arco verticale, finché lo sforzo normale mantiene la risultante interna alla sezione trasversale. Quando ciò non accade si forma una cerniera cilindrica orizzontale, la cui posizione verticale non è nota a priori, che divide la parete in due blocchi, attorno alla quale ruoteranno i due elementi (Fig. 21).

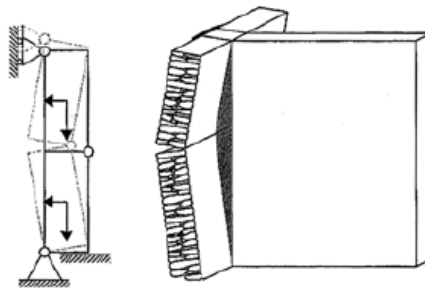


Fig. 21 - Schema di meccanismo di flessione verticale

Questo meccanismo è favorito dalla snellezza eccessiva delle pareti, da muratura scadente (a sacco o con paramenti mal collegati) e da spinte orizzontali localizzate (archi o volte).

Il cinematismo è distinguibile dalla presenza di spanciamento e fuori piombo della parete, da lesioni orizzontali e verticali e dallo sfilamento delle travi degli orizzontamenti non efficacemente connessi alla parete (Fig. 22).



Fig. 22 - Dissesti di meccanismo di flessione verticale

Il fenomeno può coinvolgere uno (Fig. 23) o più piani (Fig. 24, Fig. 25) a seconda della presenza di collegamenti ai diversi orizzontamenti. Può interessare lo spessore per intero del muro oppure solamente il paramento esterno (Fig. 26), (in particolare per muratura a sacco se il paramento interno è efficacemente ancorato al solaio) e diverse geometrie a seconda delle discontinuità, delle aperture e delle eventuali spinte localizzate presenti.



Fig. 23 - Flessione verticale di parete ad un piano



Fig. 24 - Flessione verticale di parete a due piani



Fig. 25 - Flessione verticale di parete a tre piani



Fig. 26 - Flessione verticale di parete che interessa solamente il paramento esterno

Analizziamo cinque tipologie di flessione verticale di parete:

- parete monolitica ad un piano;
- parete monolitica a due piani;
- parete monolitica a tre piani;
- parete a doppia cortina ad un piano;
- parete a doppia cortina a due piani.

Flessione verticale di parete monolitica ad un piano

Questo è il caso in cui la parete è efficacemente connessa ai solai. Le analisi vanno effettuate per ogni piano suscettibile a tale cinematismo.

Nell'ipotesi in cui non è possibile conoscere a priori la posizione della cerniera cilindrica, si utilizza il modello riportato in Fig. 27 che considera la muratura piena per tutta la sua altezza in quanto le eventuali aperture influiscono minimamente sul calcolo e sulla posizione della cerniera. Inoltre l'effetto arco che si attiva interessa prevalentemente le fasce piene di muratura.

Si procede alla individuazione della posizione della cerniera che corrisponde al minimo moltiplicatore di collasso delle forze orizzontali che attiva il meccanismo. Si utilizza il PLV assegnando una rotazione virtuale unitaria al corpo 1.

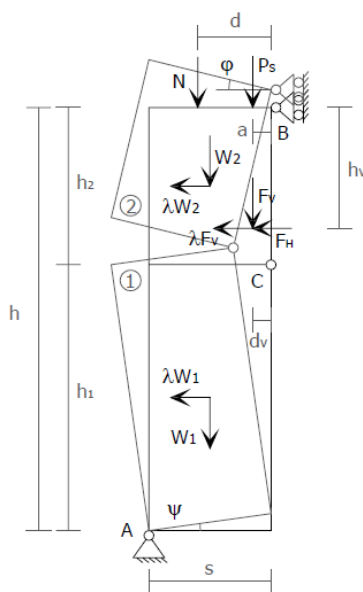


Fig. 27 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete monolitica ad un piano

dove:

- W è il peso proprio del maschio murario in esame;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_S è il peso del solaio agente sulla parete, calcolato in base all'area di influenza;
- N è il peso trasmesso alla parete dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- s è lo spessore della parete;
- h è l'altezza della parete (altezza di interpiano);

- h_V è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto al carrello in B (lembo superiore della parete);
- d è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico trasmesso dai piani superiori;
- d_V è la distanza orizzontale tra il punto di applicazione di F_V ed il corrispondente polo di riduzione (carrello B in figura);
- a è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sulla parete.

Un generico punto P appartenente ad un corpo rigido ha componenti di spostamento espresse in funzione delle componenti del polo di riferimento (u_0 e v_0) e della rotazione θ attorno ad esso. Considerando positivo lo spostamento nella direzione degli assi coordinati e positiva la rotazione se antioraria, si ottiene:

$$u_P = u_0 - \theta y; \quad v_P = v_0 + \theta x$$

Fissati A e B come poli di riferimento, considerando le condizioni di vincolo, risulta:

$$u_A = 0; \quad v_A = 0; \quad \theta_1 = \psi = 1, \text{ per il corpo 1;} \\ u_B = 0, \text{ per il corpo 2;}$$

Dalle condizioni di congruenza sullo spostamento virtuale dei due corpi nel punto C, ovvero imponendo l'uguaglianza $u_{c1} = u_{c2}$ si ottiene:

$$\varphi = -\psi h_1/h_2 = -h_1/h_2; \quad v_B = s$$

Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi sono pari a:

$$(u_{01}; v_{01}; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \text{ e } (u_{02}; v_{02}; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = (0; s; -h_1/h_2)$$

Si pone $h_2 = h/u$ con $u > 1$, e si ricavano:

$$h_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} h; \quad W_2 = \frac{W}{\mu}; \quad W_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} W$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti risultano:

$$\begin{aligned}
\delta_{1x} &= -\frac{h}{2} \frac{(\mu - 1)}{\mu} & \delta_{1y} &= \frac{s}{2} \\
\delta_{2x} &= -\frac{h}{2} \frac{(\mu - 1)}{\mu} & \delta_{2y} &= \frac{s}{2} (\mu + 1) \\
\delta_{Vx} &= -h_v (\mu - 1) & \delta_{Vy} &= s + d_v (\mu - 1) \\
\delta_{Py} &= s + a (\mu - 1) & \delta_{Ny} &= s + d (\mu - 1)
\end{aligned}$$

Utilizzando il PLV si ottiene:

$$-\lambda [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_v \cdot \delta_{Vx}] - F_H \cdot \delta_{Vx} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_s \cdot \delta_{Py} - F_v \cdot \delta_{Vy} = 0$$

Sostituendo le espressioni ricavate si ricava:

$$\lambda = 2 \frac{(\mu - 1)(Nd + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$

Il parametro μ che minimizza il moltiplicatore λ si ottiene imponendo l'annullamento della derivata di λ rispetto ad μ . Per semplicità si risolve per tentativi.

Variando μ , può risultare che le forze della volta siano applicate al corpo 1 anziché al corpo 2. In tal caso il parametro λ diventa:

$$\lambda = 2 \frac{(\mu - 1)(Nd + P_s a) + s(W + N + P_s) + F_v d_v - F_H h_v}{(\mu - 1)W h / \mu + 2 F_v h_v}$$

Se invece la quota della volta coincide con la cerniera, si ricava:

$$\lambda = 2 \frac{Nd \frac{h_v}{h - h_v} + P_s a \frac{h_v}{h - h_v} + F_v d_v - F_H h_v + s(W + N + P_s)}{h_v (W + 2 F_v)}$$

Flessione verticale di parete monolitica a due piani

Questo è il caso in cui il cinematisma riguarda la parete compresa tra due piani di edificio, efficacemente vincolati alle estremità, ma con solaio intermedio non collegato.

È ragionevole ipotizzare la presenza della cerniera cilindrica orizzontale in prossimità del solaio intermedio, in quanto essendo l'orizzontamento non trattenuto, esercita azioni fuori piano sulla parete. Inoltre in corrispondenza del

solaio si ha una riduzione di sezione. La cerniera si sposta tanto più in alto quanto minore è l'influenza del carico gravante dai piani superiori sulla muratura.

Lo schema di calcolo è riportato in Fig. 28.

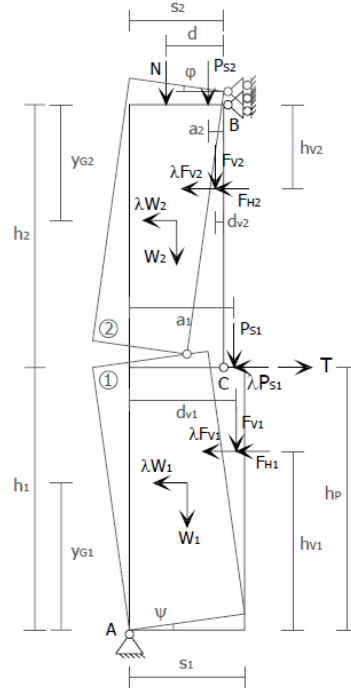


Fig. 28 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete monolitica a due piani

dove:

- W_i è il peso proprio del macroelemento i -esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete i -esima;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete i -esima;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete i -esima, calcolato in base all'area di influenza;
- N è il peso trasmesso al corpo 2 dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- T è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente al solaio intermedio;
- s_i è lo spessore della parete i -esima;
- h_i è l'altezza del macroelemento i -esimo;
- h_p rappresenta la quota del solaio intermedio da A;
- y_{Gi} è la distanza verticale del baricentro del corpo i -esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il 2);

- h_{Vi} è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte alla parete i -esima rispetto al polo di riduzione della stessa;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai piani superiori rispetto alla cerniera in B;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali del punto di applicazione di F_{Vi} dal rispettivo polo di riduzione (A per $i = 1$ e B per $i = 2$);
- a_i è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sulla parete i -esima rispetto al polo di riduzione della stessa.

Con lo stesso procedimento visto precedentemente si ricavano gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi:

$$(u_{01}; v_{01}; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \text{ e } (u_{02}; v_{02}; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = (0; s_2; -h_1/h_2)$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti risultano pari a:

$$\begin{array}{lll} \delta_{1x} = -y_{G1} & \delta_{V1x} = -h_{V1} & \delta_{P1x} = -h_P \\ \delta_{1y} = \frac{s_1}{2} & \delta_{V1y} = d_{V1} & \delta_{P1y} = a_1 \\ \delta_{2x} = -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{V2x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} & \delta_{P2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \\ \delta_{2y} = s_2 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{h_1}{h_2} \right) & \delta_{V2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V2} & \delta_{Ny} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d \end{array}$$

Applicando il PLV si ha:

$$\begin{aligned} \lambda \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x}] + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} = \\ = W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + F_{V1} \cdot \delta_{V1y} + F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + N \cdot \delta_{Ny} + P_{S1} \cdot \delta_{P1y} + P_{S2} \cdot \delta_{P2y} + T \cdot \delta_{P1x} \end{aligned}$$

Sostituendo le espressioni ricavate si ottiene:

$$\lambda = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

dove E indica:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P$$

È opportuno considerare altre posizioni della cerniera per calcolare il valore minimo di λ . Fissate le dimensioni degli elementi è necessario considerare la reale geometria della facciata e delle aperture perché la reale distribuzione dei carichi e dei baricentri dei corpi comporta una variazione, se pur piccola, del parametro di collasso.

Flessione verticale di parete monolitica a tre piani

È il caso di cinematisma che coinvolge la parete compresa tra tre piani di edificio dove i due solai intermedi non sono ammortati alla muratura, mentre gli orizzontamenti alle estremità sono efficacemente connessi (tipicamente alla base dell'edificio ed in copertura per la presenza di un cordolo o di un tirante).

La cerniera cilindrica, attorno alla quale ruotano i due blocchi, si forma con maggiore probabilità tra i due solai non connessi. La posizione della cerniera non è ottenuta minimizzando il parametro di collasso, bensì calcolando λ per un numero limitato di posizioni contenute tra i due solai non collegati e prendendone il valore minimo. Successivamente si può ricalcolare λ in funzione della geometria reale e delle aperture della parete.

Si trascura una eventuale rastremazione della parete del secondo livello e si considera la cerniera sulla verticale del carrello in B. Lo schema di calcolo è riportato in Fig. 29.

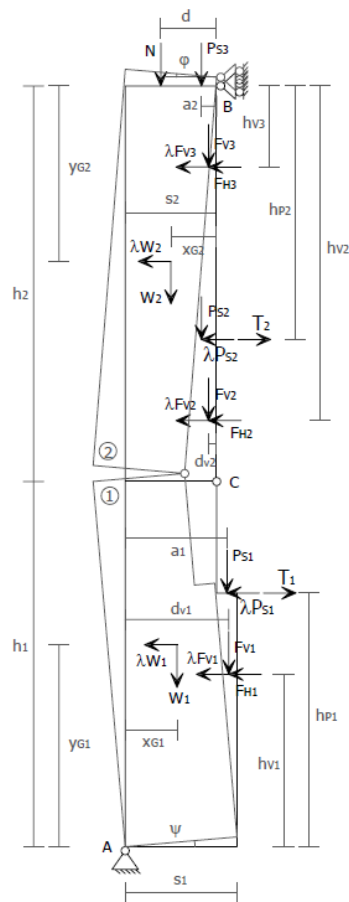


Fig. 29 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete monolitica a tre piani

dove:

- W_i è il peso proprio del macroelemento i -esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte al piano i -esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i -esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente al piano i -esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- N è il peso trasmesso al corpo 2 dalle murature e dai solai dei livelli superiori;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti ai solai intermedi;
- S_1 è lo spessore della parete al primo livello;
- S_2 è lo spessore della parete al secondo e terzo livello;
- h_i è l'altezza del macroelemento i -esimo;
- h_{p1} è la distanza verticale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al primo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 1 (cerniera in A);
- h_{p2} è la distanza verticale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al secondo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 2 (carrello in B);

- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del corpo i -esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il corpo 2);
- y_{Gi} è la distanza verticale del baricentro del corpo i -esimo rispetto al polo di riduzione dello stesso (cerniera in A per il corpo 1 e carrello in B per il corpo 2);
- h_{V1} è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte al corpo 1 rispetto al polo di riduzione dello stesso;
- $h_{V2,3}$ è la distanza verticale del punto di applicazione della spinta di archi o volte al corpo 2 rispetto al polo di riduzione dello stesso;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai piani superiori dalla cerniera in B;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali del punto di applicazione di F_{Vi} dal rispettivo polo di riduzione (A per $i = 1$ e B per $i = 2,3$);
- a_1 è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al primo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 1 (cerniera in A);
- a_2 è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai solai al secondo e terzo livello rispetto al polo di riduzione del macroelemento 2 (carrello in B).

Il procedimento è analogo ai casi precedentemente analizzati.

Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi sono pari a:

$$\begin{aligned}(u_{01}; v_{01}; \theta_1) &= (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \\ (u_{02}; v_{02}; \theta_2) &= (u_B; v_B; \phi) = (0; s_2; -h_1/h_2)\end{aligned}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sono:

$$\begin{array}{ll}\delta_{1x} = -y_{G1} & \delta_{1y} = x_{G1} \\ \delta_{2x} = -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot x_{G2} \\ \delta_{V1x} = -h_{V1} & \delta_{V1y} = d_{V1} \\ \delta_{V2x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} & \delta_{V2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V2} \\ \delta_{V3x} = -\frac{h_1}{h_2} h_{V3} & \delta_{V3y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d_{V3} \\ \delta_{P1x} = -h_{P1} & \delta_{P1y} = a_1 \\ \delta_{P2x} = -\frac{h_1}{h_2} \cdot h_{P2} & \delta_{P2y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2 \\ \delta_{Ny} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} d & \delta_{P3y} = s_2 + \frac{h_1}{h_2} a_2\end{array}$$

Applicando il PLV si ottiene:

$$\begin{aligned}
& -\lambda \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] + \\
& -F_{H1} \cdot \delta_{V1x} - F_{H2} \cdot \delta_{V2x} - F_{H3} \cdot \delta_{V3x} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} + \\
& -F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} + T_1 \cdot \delta_{P1x} + T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0
\end{aligned}$$

Sostituendo le espressioni ricavate si ricava λ :

$$\lambda = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_{P1} + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2} + F_{V3} h_{V3} + P_{S2} h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

dove E è pari a:

$$\begin{aligned}
E = & W_1 x_{G1} + W_2 (s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2}) + F_{V1} d_{V1} + (F_{V2} + F_{V3}) s_2 + F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + P_{S1} a_1 + \\
& (P_{S2} + P_{S3}) (s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2}) + N (s_2 + d \frac{h_1}{h_2}) + T_1 h_{P1} - F_{H1} h_{V1} - (F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}
\end{aligned}$$

Flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano

È un cinematiso molto frequente che interessa spesso il solo paramento esterno, sul quale agiscono forze verticali in generale minori rispetto al paramento interno. Si considera l'interazione tra le due pareti, la cui entità dipende dai parametri di rigidezza e dalla connessione presente. La quota di forze orizzontali agenti che il paramento interno trasmette a quello esterno non è di facile valutazione. Se ne considera una percentuale modesta q .

Se invece si pensa che il meccanismo possa interessare i due paramenti contemporaneamente, si ignora l'interazione tra le pareti e si considerano i cinematismi l'uno indipendente dall'altro.

Analizziamo il caso di cinematiso che coinvolge il solo paramento esterno. Valgono tutte le ipotesi, le osservazioni e le grandezze viste nel caso di parete monolitica ad un piano, in cui però il cinematiso riguarda solo il paramento esterno. In Fig. 30 si riporta lo schema di calcolo.

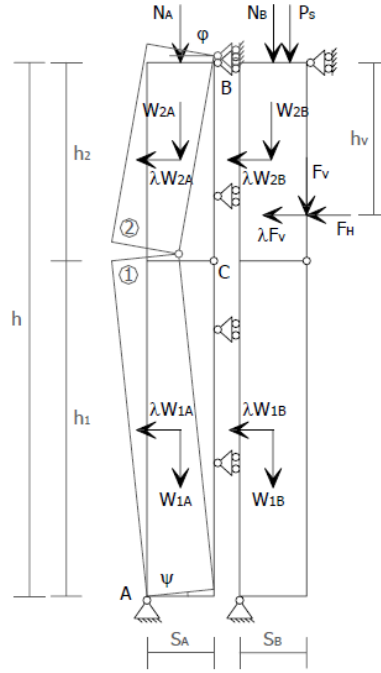


Fig. 30 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete a doppia cortina ad un piano

Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi sono pari a:

$$\begin{aligned}(u_{01}; v_{01}; \theta_1) &= (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; 1) \\ (u_{02}; v_{02}; \theta_2) &= (u_B; v_B; \phi) = (0; s_A; -h_1/h_2)\end{aligned}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze sono pari a:

$$\begin{aligned}\delta_{1Ax} &= -\frac{h}{2} \frac{(\mu-1)}{\mu} & \delta_{1Ay} &= \frac{s_A}{2} \\ \delta_{2Ax} &= -\frac{h}{2} \frac{(\mu-1)}{\mu} & \delta_{2Ay} &= \frac{s_A}{2} (\mu+1) \\ \delta_{1Bx} &= -\frac{h}{2} \frac{(\mu-1)}{\mu} & \delta_{2Bx} &= -\frac{h}{2} \frac{(\mu-1)}{\mu} \\ \delta_{1x} &= -h_v (\mu-1) & \delta_{Ny} &= \frac{s_A}{2} (\mu+1)\end{aligned}$$

Applicando il PLV, considerando la quota ρ di forze orizzontali trasmesse dal paramento interno a quello esterno, si ottiene:

$$\begin{aligned}-\lambda \cdot [W_{1A} \delta_{1Ax} + W_{2A} \delta_{2Ax} + \rho W_{1B} \delta_{1Bx} + \rho W_{2B} \delta_{2Bx} + \rho F_v \delta_{1x}] + \\ -\rho F_H \delta_{1x} - W_{1A} \delta_{1Ay} - W_{2A} \delta_{2Ay} - N_A \delta_{Ny} = 0\end{aligned}$$

Sostituendo le espressioni ricavate si ricava il moltiplicatore λ che attiva il collasso:

$$\lambda = \frac{W_A s_A + N_A \frac{s_A}{2} (\mu + 1) - \rho F_H h_V (\mu - 1)}{\frac{h (\mu - 1)}{2 \mu} (W_A + \rho W_B) + \rho F_V h_V (\mu - 1)}$$

La quota q di forze orizzontali trasmesse dal paramento interno a quello esterno è stimata in funzione della deformabilità della cortina interna e dalla modalità di collegamento tra le due pareti. In mancanza di valutazioni più accurate si può fissare $q_{\max}=0.2$.

Il parametro u si ottiene come già visto in precedenza minimizzando il valore di λ .

Se forze che scarica la volta sono applicate al corpo 1, λ risulta:

$$\lambda = \frac{W_A s_A + N_A \frac{s_A}{2} (\mu + 1) - \rho F_H h_V}{\frac{h (\mu - 1)}{2 \mu} (W_A + \rho W_B) + \rho F_V h_V}$$

Con h_v distanza verticale tra il punto di applicazione della spinta e la cerniera A.

Flessione verticale di parete a doppia cortina a due piani

È il caso in cui il cinematisma riguarda una parete a doppia cortina compresa tra due piani, vincolata efficacemente alle estremità, ma con un solaio intermedio non collegato. Lo schema di calcolo è riportato in Fig. 31.

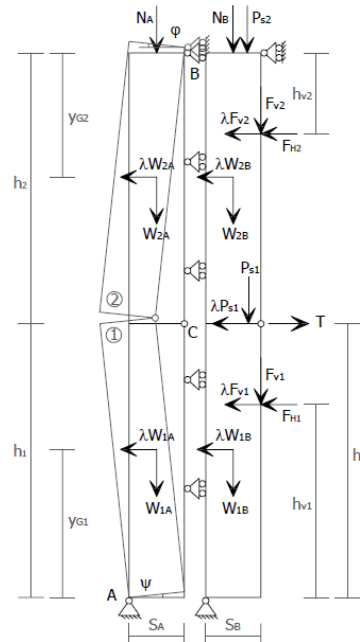


Fig. 31 - Schema di calcolo per flessione verticale di parete a doppia cortina a due piani

Valgono le stesse considerazioni illustrate nel caso precedente.

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze sono pari a:

$$\begin{aligned}
 \delta_{1Ax} &= -y_{G1} & \delta_{1Ay} &= \frac{s_A}{2} \\
 \delta_{2Ax} &= -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} & \delta_{2Ay} &= s_A \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2} \right) \\
 \delta_{1Bx} &= -y_{G1} & \delta_{2Bx} &= -\frac{h_1}{h_2} y_{G2} \\
 \delta_{V1x} &= -h_{V1} & \delta_{V2x} &= -\frac{h_1}{h_2} h_{V2} \\
 \delta_{Px} &= -h_P & \delta_{Ny} &= s_A \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2} \right)
 \end{aligned}$$

Applicando il PLV, si ottiene:

$$\begin{aligned}
 -\lambda \cdot [W_{1A} \delta_{1Ax} + W_{2A} \delta_{2Ax} + \rho W_{1B} \delta_{1Bx} + \rho W_{2B} \delta_{2Bx} + \rho F_{V1} \delta_{V1x} + \rho F_{V2} \delta_{V2x} + \rho P_{S1} \delta_{Px}] + \\
 -\rho F_{H1} \delta_{V1x} - \rho F_{H2} \delta_{V2x} + T \delta_{Px} - W_{1A} \delta_{1Ay} - W_{2A} \delta_{2Ay} - N_A \delta_{Ny} = 0
 \end{aligned}$$

Sostituendo le espressioni ricavate si ricava il moltiplicatore λ che attiva il collasso:

$$\lambda = \frac{W_{1A} \frac{s_A}{2} + s_A (W_{2A} + N_A) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{h_1}{h_2} \right) + T h_P - \rho F_{H1} h_{V1} - \rho F_{H2} h_{V2} \frac{h_1}{h_2}}{(W_{1A} + \rho W_{1B}) y_{G1} + (W_{2A} + \rho W_{2B}) y_{G2} \frac{h_1}{h_2} + \rho P_{S1} h_P + \rho F_{V1} h_{V1} + \rho F_{V2} h_{V2} \frac{h_1}{h_2}}$$

1.2.3 Flessione orizzontale

Il meccanismo di flessione orizzontale avviene quando la parete è ben ammorsata alle pareti ortogonali ma non è vincolata in sommità. Per effetto dell'azione sismica nasce nello spessore del muro un effetto arco orizzontale, dovuto alla spinta della copertura o del solaio che si scarica sulle pareti di facciata fino ad interessare le pareti ortogonali. L'azione si ripartisce in una componente ortogonale T ed una componente parallela H. In condizioni di equilibrio limite si formano tre cerniere (due agli incroci e una in mezzeria), come illustrato in Fig. 32.

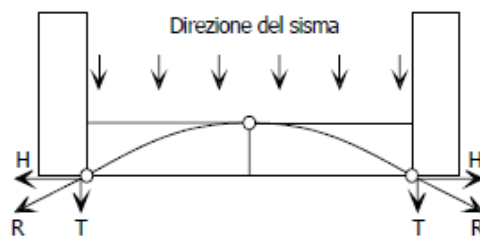


Fig. 32 - Effetto arco orizzontale

Il collasso può avvenire secondo due modalità. Quando la muratura non è in grado di sostenere la spinta orizzontale dell'effetto arco che si instaura, si ha l'allontanamento delle pareti di controvento e l'arco a tre cerniere diventa labile. Il cinematiso avviene con la formazione di cerniere oblique e verticali che provoca l'espulsione di materiale dalla parte sommitale ed il distacco di corpi cuneiformi che ruotano attorno alle cerniere cilindriche fino al collasso della parete (Fig. 33).



Fig. 33 - Meccanismo di flessione orizzontale (a) e collasso (b)

La seconda modalità di collasso riguarda il caso in cui la parete è confinata lateralmente (contesto a schiera) ed è in grado di assorbire la spinta orizzontale H . In questo caso il cinematiso non si instaura e la rottura può avvenire per crisi del materiale per superamento della resistenza a compressione della muratura. Questa seconda modalità è tipica delle pareti trattenute da tiranti, che assorbiranno il tiro T , ed è favorita da una muratura con bassa resistenza a trazione.

Il meccanismo per flessione verticale è favorito dalla presenza di aperture nello spessore del muro (fori, canne fumarie, impianti) che indeboliscono la parete, da muratura con paramenti mal collegati e da parete snella. Può riguardare l'intero spessore del muro o solo il paramento esterno (Fig. 34) e diverse geometrie a seconda delle discontinuità presenti.



Fig. 34 - Flessione orizzontale di parete a doppia cortina

Nel caso di murature danneggiate, osservando il quadro fessurativo è facile individuare il meccanismo che si è formato, mentre nel caso di muratura integra è necessario valutare diversi possibili cinematismi per valutare quale sia il più probabile.

Analizziamo le seguenti tipologie di cinematismo per flessione orizzontale:

- parete monolitica non confinata;
- parete monolitica efficacemente confinata;
- parete a doppia cortina non confinata;
- parete a doppia cortina efficacemente confinata;
- sfondamento della parete del timpano.

Flessione orizzontale di parete monolitica non confinata

La definizione della geometria dei macroelementi che caratterizzano il cinematismo dipende fortemente dalla presenza di aperture.

Se la parete non ha aperture, la muratura soggetta ad espulsione ha un profilo parabolico che può essere schematizzato da cunei triangolari (Fig. 35). Ciò è dovuto al fatto che procedendo verso il basso della parete aumenta il carico

verticale e si registra un aumento di forze di tipo attritivo che provocano una riduzione delle forze T ed H dell'arco e una conseguente riduzione della sua luce.

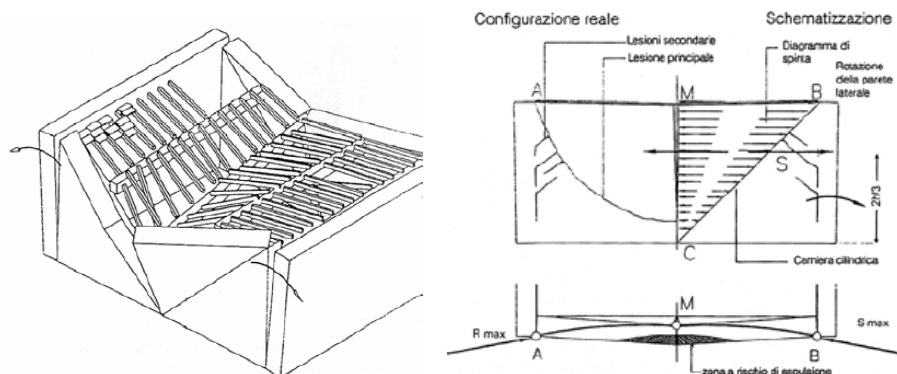


Fig. 35 - Flessione orizzontale in parete non confinata (a) e formazione dei cunei di distacco (b)

Se invece sono presenti aperture nella parete, la definizione dei macroelementi è sensibilmente condizionata dalle aperture stesse. Tipicamente sarà interessata la fascia sopra il vano.

Per l'individuazione del cinematisma più probabile è necessario valutare i coefficienti di collasso per diverse geometrie, a meno che l'edificio abbia già subito un evento sismico che abbia evidenziato l'attivazione di uno specifico meccanismo.

Per la definizione dello schema di calcolo si adotta una semplificazione che agevola il calcolo di λ . I macroelementi possono ruotare sia attorno alle cerniere oblique che alla cerniera verticale. Gli elementi subiscono quindi sia spostamenti orizzontali, che sono contrastati dalla spinta H dell'arco, sia spostamenti verticali verso l'alto, contrastati dai carichi verticali. Dato che questi ultimi risultano inferiori rispetto a quelli orizzontali, si trascurano. Il problema si riconduce da tridimensionale a piano. Si riporta lo schema di calcolo in Fig. 36.

Per la definizione del centro di massa si considera la reale geometria dei macroelementi.

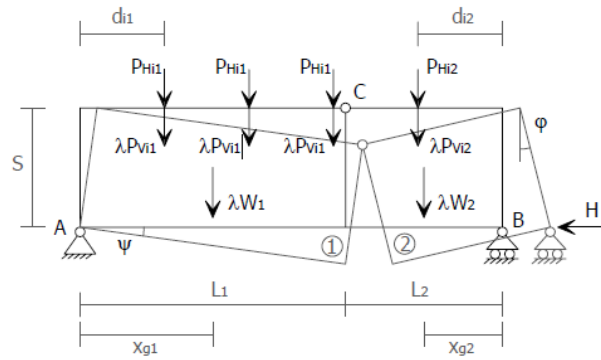


Fig. 36 - Schema di calcolo flessione orizzontale di parete non confinata

Nello schema di calcolo si riportano i vincoli, tutti i carichi agenti statici e sismici e l'azione H esercitata dai muri di controvento.

Si definiscono:

- W_i è il peso proprio del macroelemento i -esimo;
- P_{Vi1} rappresenta l' i -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 1;
- P_{Vi2} rappresenta l' i -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 2;
- P_{Hi1} è l' i -esima spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 1;
- P_{Hi2} è l' i -esima spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 2;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete o dall'eventuale tirante orizzontale;
- s è lo spessore della parete;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i -esimo;
- d_{i1} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo carico applicato in testa al corpo 1 rispetto al proprio polo di riduzione (cerniera in A);
- d_{i2} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo carico applicato in testa al corpo 2 rispetto al proprio polo di riduzione (carrello in B);
- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del macroelemento i -esimo rispetto al proprio polo di riduzione

Per il calcolo del coefficiente di collasso λ si applica il PLV.

Impongo una rotazione virtuale unitaria oraria al corpo 1. Fissati A e B come poli di riferimento, considerando le condizioni di vincolo, risulta:

$$u_A = 0; v_A = 0; \theta_1 = -1; v_B = 0$$

Imponendo la congruenza degli spostamenti nel punto C, ovvero $u_{c1}=u_{c2}$ e $v_{c1}=v_{c2}$ si ricava:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{C1} = -L_1 \end{cases} \text{ e } \begin{cases} u_{C2} = u_B - \varphi s \\ v_{C2} = -\varphi L_2 \end{cases} \\ \Rightarrow \begin{cases} \varphi = L_1/L_2 \\ u_B = s(1 + L_1/L_2) \end{cases}$$

Gli spostamenti generalizzati del sistema di corpi rigidi sono pari a:

$$(u_{01}; v_{01}; \theta_1) = (u_A; v_A; \psi) = (0; 0; -1) \text{ e } (u_{02}; v_{02}; \theta_2) = (u_B; v_B; \varphi) = (s(1 + L_1/L_2); 0; L_1/L_2)$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti sono:

$$\delta_{1y} = -x_{G1} \quad \delta_{2y} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot x_{G2} \quad \delta_{Pi1y} = -d_{i1} \quad \delta_{Pi2y} = -\frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2} \quad \delta_{Hx} = s(1 + \frac{L_1}{L_2})$$

L'equazione dei lavori virtuali risulta:

$$-\lambda \cdot \left[W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + \sum_i P_{Vi1} \delta_{Pi1y} + \sum_i P_{Vi2} \delta_{Pi2y} \right] - \sum_i P_{Hi1} \delta_{Pi1y} - \sum_i P_{Hi2} \delta_{Pi2y} - H \delta_{Hx} = 0$$

Sostituendo le espressioni, si ricava il moltiplicatore si collasso λ :

$$\lambda = \frac{H s(1 + \frac{L_1}{L_2}) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}{W_1 x_{G1} + W_2 \cdot \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}$$

H rappresenta la resistenza offerta dalle pareti di controvento che può essere calcolata considerando l'equilibrio limite al ribaltamento della parete, secondo lo schema di calcolo riportato in Fig. 37.

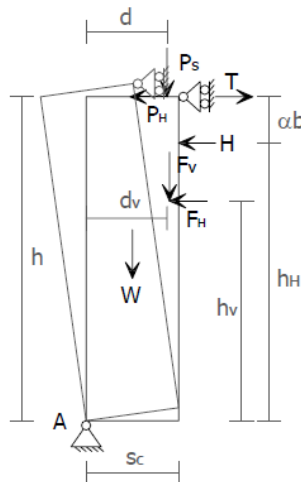


Fig. 37 - Schema di calcolo per la valutazione di H

Il momento stabilizzante e il momento ribaltante rispetto al polo A sono pari a:

$$M_{S(A)} = W \frac{s_c}{2} + F_V d_V + P_S d + T h$$

$$M_{R(A)} = H h_H + F_H h_V + P_H h$$

Dall'uguaglianza si ottiene il valore di H:

$$H = \frac{1}{h_H} (W \frac{s_c}{2} + F_V d_V + P_S d + T h - F_H h_V - P_H h)$$

dove $h_H = h - \alpha b$, con b = altezza fascia muraria coinvolta nel cinematisimo e $\alpha = 0.5$ per fascia rettangolare e $\alpha = 0.33$ per fascia triangolare.

La lunghezza della parete che reagisce con la spinta H è considerata unitaria.

Nell'equazione non compaiono i termini inerziali dei carichi verticali perché l'azione sismica è parallela alla parete di controvento.

Flessione orizzontale di parete monolitica efficacemente confinata

Questo cinematisimo è tipico di pareti di facciata appartenenti ad edifici a schiera trattenute da tiranti, in cui la spinta H dell'effetto arco risulta interamente bilanciata dalle pareti contigue.

Verificata la capacità dei vincoli di sopportare le componenti di scarico T, il cinematisimo si attiva per la formazione di cerniere plastiche dovute al superamento della resistenza a compressione della muratura.

Per valutare le condizioni di carico che attivano il meccanismo prendiamo in esame una fascia di muratura generalmente del sopra finestra, di altezza b e spessore s inserita tra due tiranti posti ad una distanza L (Fig. 38).

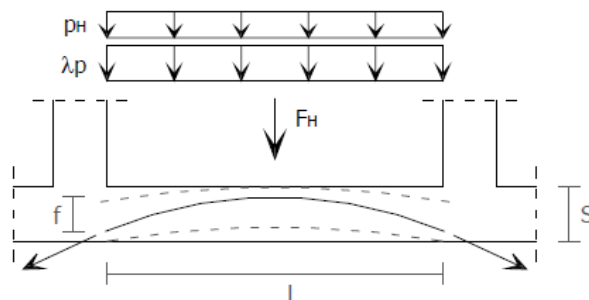


Fig. 38 - Schema di calcolo flessione orizzontale di parete confinata

I carichi sono rappresentati dalle forze sismiche dovute all'inerzia della striscia di muratura, del solaio o della copertura e da eventuali spinte statiche dovute a coperture spingenti. In particolare si definiscono:

- $p = \gamma b_s + p_s l$ è il carico verticale applicato all'elemento murario per unità di lunghezza, con: γ peso specifico della muratura, b altezza della fascia, s spessore della parete, p_s carico trasmesso dal solaio o dalla copertura per metro quadro, l profondità dell'area di influenza del solaio;
- p_H è l'eventuale componente orizzontale, per unità di lunghezza, dell'azione statica trasmessa dalla copertura spingente;
- F_H è l'eventuale componente orizzontale, concentrata, dell'azione statica trasmessa dalla copertura spingente;
- f è la freccia dell'arco.

Assumiamo le seguenti ipotesi:

- muratura a comportamento isotropo non resistente a trazione;
- formazione di cerniere plastiche in mezzeria ed in prossimità dei tiranti;
- cinematismo di collasso con due blocchi rigidi e centro di rotazione in mezzeria;
- curva delle pressioni nella muratura con profilo parabolico e freccia massima in mezzeria;
- diagramma delle tensioni per la muratura di tipo rettangolare;
- tensione a rottura della muratura pari a σ_r

L'andamento della curva delle pressioni si modifica al variare del moltiplicatore λ . Inoltre l'altezza $2u$ della sezione reagente è incognita (Fig. 39).

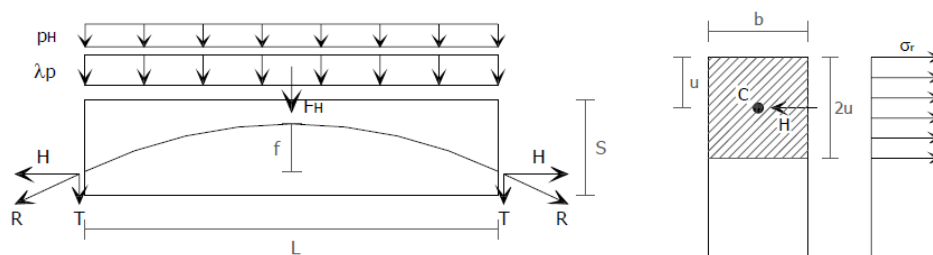


Fig. 39 - Arco di scarico (a) e sezione di mezzzeria (b)

In condizioni limite (formazione delle cerniere in mezzzeria e in prossimità dei tiranti), si ottiene:

$$H = \frac{(\lambda p + p_H)L^2 + 2F_H L}{8f}$$

La sezione è in grado di sopportare una forza normale massima pari a:

$$H_u = 2\sigma_r u b$$

Dall'uguaglianza di H e H_u e ipotizzando $u = (s-f)/2$ si ottiene:

$$\lambda = \frac{16\sigma_r u b (s - 2u)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

Il moltiplicatore non può superare il valore di seguito riportato che corrisponde a $u = s/4$:

$$\lambda_{\max} = \frac{2\sigma_r s^2 b}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL}$$

È necessario valutare diversi valori di u per calcolare il moltiplicatore minimo di collasso.

Flessione orizzontale di parete a doppia cortina non confinata

In una parete a doppia cortina, in assenza di confinamento si può trascurare l'interazione tra i due paramenti. Il cinematismo può interessare solo il paramento esterno o entrambi. Nel caso in cui il meccanismo coinvolga il solo strato esterno, valgono tutte le considerazioni viste per la parete monolitica non confinata. Se il meccanismo coinvolge invece entrambe le cortine si adotta lo schema di calcolo riportato in Fig. 40.

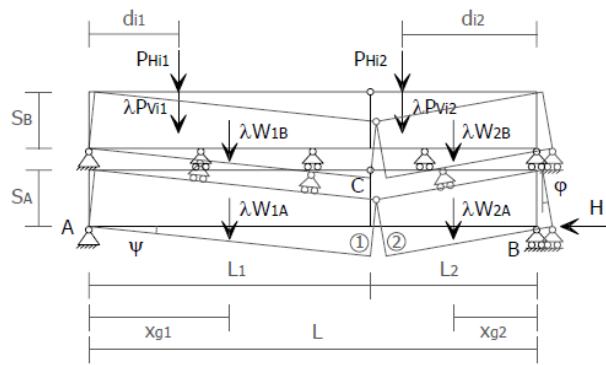


Fig. 40 - Schema di calcolo flessione orizzontale di parete a doppia cortina non confinata

Con la stessa procedura vista in precedenza, si ottiene il seguente moltiplicatore di collasso:

$$\lambda = \frac{H s_A \left(1 + \frac{L_1}{L_2}\right) - \sum_i P_{Hi1} d_{i1} - \sum_i P_{Hi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}{(W_{1A} + W_{1B}) x_{G1} + (W_{2A} + W_{2B}) \frac{L_1}{L_2} x_{G2} + \sum_i P_{Vi1} d_{i1} + \sum_i P_{Vi2} \frac{L_1}{L_2} \cdot d_{i2}}$$

Se si ipotizza che sia solo il solo paramento esterno ad instabilizzarsi, si può utilizzare la medesima formula utilizzando i soli dati della cortina esterna.

Flessione orizzontale di parete a doppia cortina efficacemente confinata

Nel caso di parete confinata, le due cortine interagiscono tra loro ed il paramento interno trasferisce una quota delle azioni agenti sul paramento esterno. La valutazione di questa quantità non è di facile valutazione a causa della difficoltà dell'inquadrimento rigoroso del fenomeno.

Quando la muratura è di bassa qualità, oppure in presenza di nicchie nella parete, si ha una diminuzione della freccia dell'arco, che non interesserà tutto lo spessore del muro, con conseguente aumento degli sforzi alle imposte e probabile espulsione di materiale.

Si definiscono q la quota delle forze di inerzia che il paramento interno trasferisce al paramento esterno e q_H le azioni orizzontali sopportate dalla cortina esterna.

Si ottiene con lo stesso procedimento visto per le pareti monolitiche efficacemente confinate, il seguente coefficiente di collasso:

$$\lambda = \frac{16\sigma_r ub(s_A - 2u)}{(p_A + \rho p_B)L^2} - \frac{\rho_H(p_H L + 2F_H)}{(p_A + \rho p_B)L}$$

Meccanismo di sfondamento della parete del timpano

Lo sfondamento della parete del timpano è un meccanismo di flessione orizzontale che si manifesta con la formazione di macroelementi cuneiformi che ruotano attorno a cerniere cilindriche (Fig. 41).

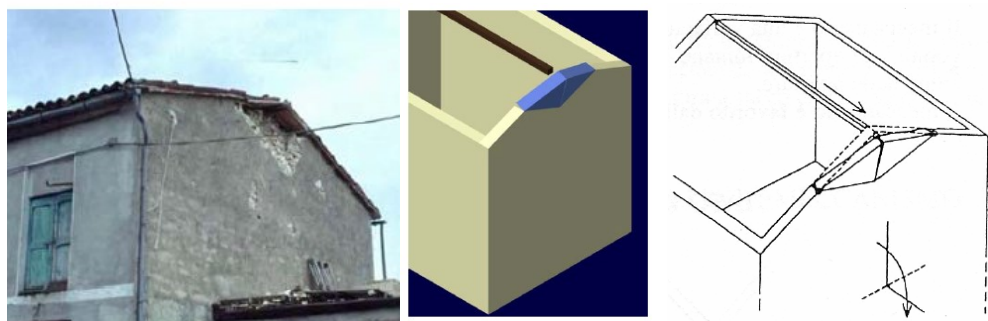


Fig. 41 - Meccanismo di sfondamento della parete del timpano

Il fenomeno è strettamente connesso all'assenza di un efficace collegamento tra la parete del timpano e la copertura soprastante ed è causato da azioni cicliche di martellamento della trave di colmo.

La presenza di una trave di colmo di grandi dimensioni favorisce il fenomeno in quanto in grado di trasmettere una spinta considerevole alla parete.

Il meccanismo può coinvolgere differenti configurazioni geometriche dei macroelementi in funzione della presenza di aperture in prossimità della copertura, della qualità della muratura e della tipologia della parete stessa (cortina doppia o singola).

Nel caso in cui l'edificio abbia già subito un evento sismico, l'osservazione dei dissesti consente di individuare con relativa facilità lo schema di calcolo più

appropriato per la valutazione del meccanismo attivato. Al contrario, quando la struttura appare ancora integra ma presenta condizioni predisponenti, come l'assenza di collegamenti tra timpano e copertura e la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni, è necessario ipotizzare diverse configurazioni possibili dei macroelementi e confrontare i corrispondenti moltiplicatori di collasso, prendendo il valore minimo.

La geometria dei corpi coinvolti nel cinematismo si definisce fissando l'angolo di inclinazione α delle cerniere oblique rispetto all'orizzontale. Tale parametro determina la tipologia di meccanismo. Quanto più l'angolo α è ridotto, tanto più il comportamento della parete potrà essere assimilato ad un meccanismo di ribaltamento semplice attorno a una cerniera cilindrica orizzontale. Quanto più le cerniere assumono andamento verticale, tanto più il cinematismo si avvicinerà alla flessione orizzontale. I casi intermedi sono una combinazione dei due cinematismi e per l'analisi richiedono necessariamente un modello di calcolo tridimensionale, che prevede la rotazione rigida dei cunei attorno alle cerniere oblique (Fig. 42).

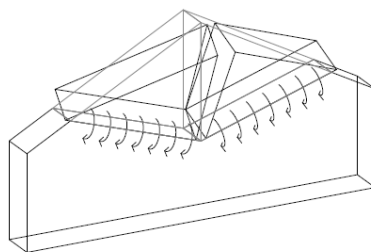
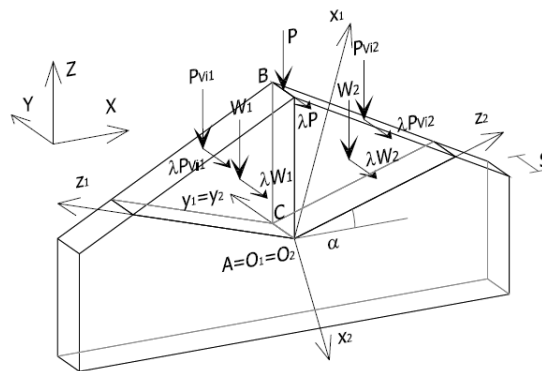


Fig. 42 - Cinematismo spaziale del meccanismo di sfondamento della parete del timpano

Si analizza il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo, ipotizzando la simmetria dei carichi agenti e si trascura l'effetto contenimento che si oppone all'allontanamento dei macroelementi. Si definiscono due sistemi di riferimento locali per i due macroelementi con medesima origine nel punto A, come riportato in Fig. 43. Gli assi z_1 e z_2 coincidono con le cerniere oblique lungo le quali avviene la rotazione degli elementi. Gli assi y_1 e y_2 sono perpendicolari alla parete e coincidenti. Gli assi x_1 e x_2 appartengono al piano

La componente y rappresenterà l'avanzamento rispetto al ribaltamento, la componente x_i (scomponibile in X e Z nel riferimento globale) indicherà il sollevamento e l'allontanamento di ogni punto rispetto all'asse di simmetria.



- x_P è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_i , del colmo della parete rispetto al punto A;
- x_{PVij} è la distanza, misurata lungo l'asse locale x_j , del punto di applicazione della i -esima forza verticale applicata in testa al macroelemento j -esimo rispetto al proprio polo (punto A).

Analizziamo il problema cinematico. Si assegna una rotazione virtuale $\psi = -1$ al corpo 1 attorno al proprio asse di rotazione z_1 .

Definiamo u_i, v_i, w_i gli spostamenti del generico punto P nelle direzioni x_i, y_i, z_i . Dalle condizioni di congruenza in C e dalla simmetria delle traslazioni lungo y si ottiene:

$$\begin{cases} u_{C1} = s \\ v_{B1} = -x_{B1} \\ w_{C1} = w_{A1} \end{cases} \text{ e } \begin{cases} u_{C2} = u_{A2} - \varphi s \\ v_{B2} = -\varphi x_{B1} \\ w_{C2} = w_{A2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_{A2} = 0 \\ \varphi = 1 \\ w_{A1} = w_{A2} = s \operatorname{tg} \alpha \end{cases}$$

Gli scorrimenti lungo le cerniere oblique dei punti A_1 ed A_2 sono definiti considerando l'allontanamento dei punti dall'asse di simmetria. A_1 e A_2 si sposteranno solamente in direzione z_i . Le rotazioni lungo gli assi x_i e y_i sono nulle perché la rotazione avviene solamente lungo le cerniere cilindriche.

I parametri di spostamento generalizzati risultano quindi:

$$\begin{aligned} U_1 &= (u_{01}; v_{01}; w_{01}; \theta_{x1}; \theta_{y1}; \theta_{z1}) = (u_{A1}, v_{A1}, w_{A1}, 0, 0, \psi) = (0; 0; (s \operatorname{tg} \alpha); 0; 0; -1) \\ U_2 &= (u_{02}; v_{02}; w_{02}; \theta_{x2}; \theta_{y2}; \theta_{z2}) = (u_{A2}, v_{A2}, w_{A2}, 0, 0, \varphi) = (0; 0; (s \operatorname{tg} \alpha); 0; 0; 1) \end{aligned}$$

Gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze agenti espressi nel sistema di riferimento globale risultano:

$$\begin{aligned} \delta_{1x1} &= s/2 \Rightarrow \delta_{1z} = (s/2) \cos \alpha; & \delta_{1y1} &= \delta_{1Y} = -x_{G1}; & \delta_{1z1} &= s \operatorname{tg} \alpha \Rightarrow \delta_{1z} = s \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha; \\ \delta_{2x2} &= -s/2 \Rightarrow \delta_{2z} = (s/2) \cos \alpha; & \delta_{2y2} &= \delta_{2Y} = -x_{G2}; & \delta_{2z2} &= s \operatorname{tg} \alpha \Rightarrow \delta_{2z} = s \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha; \\ \delta_{Px1} &= d_P \Rightarrow \delta_{Pz} = d_P \cos \alpha; & \delta_{Py1} &= \delta_{PY} = -x_P; & \delta_{Pz1} &= s \operatorname{tg} \alpha \Rightarrow \delta_{Pz} = s \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha; \\ \delta_{PV1x1} &= d_{i1} \Rightarrow \delta_{PV1z} = d_{i1} \cos \alpha; & \delta_{PV1y1} &= \delta_{PV1Y} = -x_{PV1}; & \delta_{PV1z1} &= s \operatorname{tg} \alpha \Rightarrow \delta_{PV1z} = s \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha; \\ \delta_{PV2x2} &= -d_{i2} \Rightarrow \delta_{PV2z} = d_{i2} \cos \alpha; & \delta_{PV2y2} &= \delta_{PV2Y} = -x_{PV2}; & \delta_{PV2z2} &= s \operatorname{tg} \alpha \Rightarrow \delta_{PV2z} = s \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha. \end{aligned}$$

Scriviamo l'equazione dei lavori virtuali:

$$-\lambda \left[W_1 \delta_{1Y} + W_2 \delta_{2Y} + P \delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{ij} \delta_{PVijY} \right] = W_1 \delta_{1z} + W_2 \delta_{2z} + P \delta_{Pz} + \sum_{i,j} P_{ij} \delta_{PVijz}$$

Sostituendo le espressioni ricavate, si ottiene il seguente moltiplicatore di collasso:

$$\lambda = \frac{(W_1 + W_2) \left(\frac{S}{2} \cos \alpha + w \right) + P(d_P \cos \alpha + w) + \sum_{i,j} P_{vij} (d_{ij} \cos \alpha + w)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{vij} x_{Pvij}}$$

dove $w = s \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha$.

Si osserva che per $\alpha=0$ (cerniere cilindriche orizzontali) l'espressione coincide con il moltiplicatore λ del caso di ribaltamento semplice di parete.

Se la resistenza della muratura è ridotta si può considerare un avanzamento in direzione Y del punto C. Risulterà $w = a \operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen} \alpha$, con a la distanza tra C e la superficie esterna del timpano.

1.2.4 Ribaltamento composto

Il meccanismo di ribaltamento composto si manifesta in presenza di azioni sismiche attraverso la rotazione rigida di una parete attorno a cerniere cilindriche in prevalenza orizzontali, con trascinarsi di porzioni di muratura delle pareti di controvento (Fig. 44).



Fig. 44 - Meccanismi di ribaltamento composto

Perché avvenga questo cinematismo la parete deve essere libera in sommità ed efficacemente ammorsata alle pareti ortogonali. La parete generalmente è costituita da una muratura di buona qualità in quanto manifesta un comportamento monolitico.

Il meccanismo è favorito da coperture spingenti, spinte non contrastate, carenza di collegamenti tra orizzontamenti e parete, fattura e/o qualità scadenti delle pareti ortogonali e dalla presenza di aperture vicine alle intersezioni delle pareti.

Per la definizione della geometria del cuneo di distacco è necessario analizzare diversi fattori, dai quali la stessa è fortemente influenzata:

- la qualità muraria della parete di controvento. Tanto peggiore è la qualità della muratura e tanto minore sarà l'angolo del cuneo di distacco rispetto alla verticale, fino al caso limite di ribaltamento semplice;
- la presenza di aperture nelle pareti di controvento. In presenza di aperture il cuneo di distacco è determinato in forma e dimensioni dalle stesse. Per pareti prive di aperture l'angolo formato dalla diagonale del cuneo con la verticale aumenta con la qualità della muratura.
- l'efficacia dei vincoli degli orizzontamenti. Il cinematismo può coinvolgere più piani dell'edificio a seconda della assenza di collegamenti efficaci con i solai;
- la tipologia di solaio. Se il solaio è deformabile avviene generalmente il distacco di un cuneo diagonale della parete di controvento. Se l'orizzontamento è rigido avviene invece il trascinamento di un cuneo a doppia diagonale.

In caso di incertezza sulla definizione del cuneo di distacco, a meno che la geometria sia già nota dal quadro fessurativo di un terremoto pregresso, è necessario analizzare diverse configurazioni possibili e individuare il coefficiente di collasso minore. Minore è la porzione di parete trascinata nel cinematismo e inferiore sarà il coefficiente di collasso.

Nel caso di pareti vincolate su tre lati è necessario considerare l'eventuale flessione orizzontale che potrebbe far ribaltare l'intera parete.

Analizziamo i seguenti casi:

- Ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano;
- Ribaltamento composto di cuneo diagonale che coinvolge più piani;
- Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale ad un piano;
- Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale che coinvolge più piani;
- Ribaltamento del cantonale.

Meccanismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano

Questo è il caso in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio. La rotazione può coinvolgere l'intera parete o solo porzioni di essa secondo geometrie più o meno irregolari o articolate (Fig. 45).

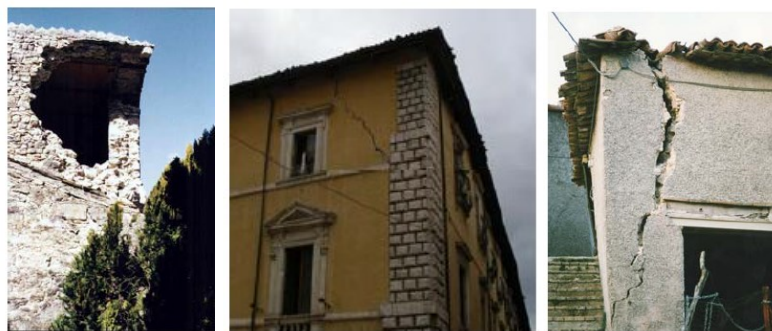


Fig. 45 - Cinematismo composto di cuneo diagonale ad un piano

L'analisi del cinematismo viene svolta mediante semplici equazioni di equilibrio, facendo riferimento allo schema di calcolo illustrato in Fig. 46.

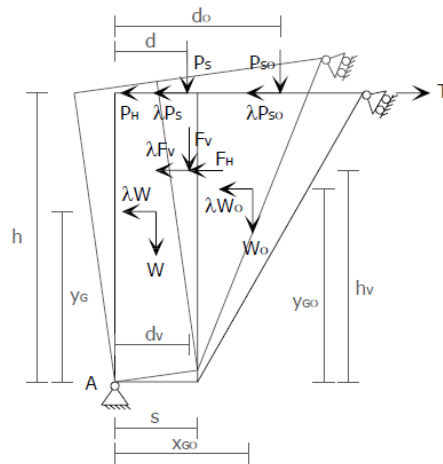


Fig. 46 - Schema di calcolo per ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano

dove:

- W è il peso proprio della parete di facciata;
- W_o è il peso proprio del cuneo di distacco (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_v è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_h è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_s è il peso del solaio o della copertura sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- P_{s_o} è il peso del solaio agente sul cuneo calcolato in base all'area di influenza;
- P_h è la spinta statica trasmessa dalla copertura;
- T è l'azione del tirante eventualmente presente in testa alla parete;
- s è lo spessore della parete di facciata;
- h è l'altezza della parete di facciata rispetto alla cerniera in A o comunque la quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa dai solai o dai tiranti rispetto alla cerniera A;
- h_v è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- d_v è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico di archi o volte sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- d_o è il braccio orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sul cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- x_{G_o} è la distanza orizzontale del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;

- y_G è la quota del baricentro della parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- y_{GO} è la quota del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A.

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante rispetto alla cerniera in A risultano pari a:

$$M_{S(A)} = W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d + P_{SO} d_O + T h$$

$$M_{R(A)} = \lambda [W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h + P_{SO} h] + F_H h_V + P_H h$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ricava il coefficiente di collasso:

$$\lambda = \frac{W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d + P_{SO} d_O + T h - F_H h_V - P_H h}{W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h + P_{SO} h}$$

In caso di ridotta resistenza a compressione della muratura è possibile considerare un arretramento della posizione della cerniera verso l'interno del muro.

Nel caso di edifici isolati o di testata, si deve considerare la possibilità di ribaltamento nelle due direzioni, a meno che una dimensione prevalga nettamente sull'altra. In tal caso la parete più estesa risulta molto più vulnerabile al cinematismo.

Meccanismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale che coinvolge più piani

Questo è il caso in cui il meccanismo può coinvolgere più piano dell'edificio in quanto i solai non sono sufficientemente vincolati alla parete da impedirne il ribaltamento. La rotazione della parete può avvenire attorno a diverse posizioni della cerniera, che andranno tutte prese in considerazione.

Per questo meccanismo valgono le stesse considerazioni illustrate nel caso precedente. L'analisi viene svolta facendo riferimento allo schema di calcolo

riportato in Fig. 47, nel quale si ipotizza la formazione di una cerniera cilindrica posta genericamente in B.

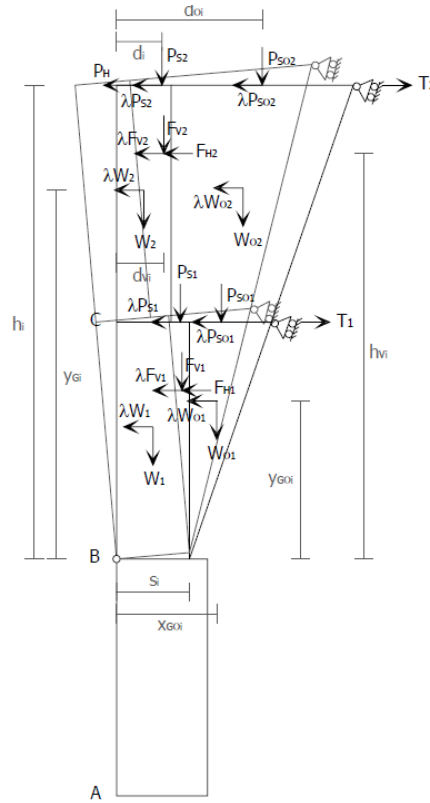


Fig. 47 - Schema di calcolo per ribaltamento composto di cuneo diagonale coinvolgente più piani

dove:

- n è il numero di piani interessati dal cinematisma;
- W_{Oi} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco appartenente al piano i -esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i -esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco rispetto alla cerniera posta in B;
- x_{GOi} è la distanza orizzontale tra baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo e cerniera B;
- y_{GOi} è la quota del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo rispetto alla cerniera B.

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante rispetto alla cerniera in B risultano pari a:

$$M_S = \sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

$$M_R = \lambda \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} + P_H h$$

Dall'uguaglianza delle due espressioni si ricava il coefficiente di collasso:

$$\lambda = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

Meccanismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale

Questo tipo di meccanismo si manifesta con il ribaltamento della parete o di una sua parte, accompagnato dal trascinarsi di una porzione di muratura di controvento a doppia diagonale. Questo caso si verifica in presenza di solai rigidi non efficacemente collegati alla parete sottostante, che, pur non rappresentando un vincolo al ribaltamento, impediscono l'innalzamento della parete superiore della parete di controvento. Questa tipologia di meccanismo avviene solitamente in edifici che sono stati oggetto di consolidamento ed è tipicamente caratterizzata da coefficienti di collasso superiori ai cinematismi di ribaltamento semplice o composto di cuneo diagonale.

Nel caso di solai molto rigidi e con cordolo in c.a. è importante considerare il fenomeno del colpo di frusta sulla parte sommitale della muratura ortogonale alla direzione del sisma. Il solaio può ruotare rigidamente sollevandosi dalla parete. La conseguente privazione dell'azione benefica di compressione esercitata dall'orizzontamento può provocare il collasso della parete.

Il colpo di frusta causa inoltre il successivo martellamento verticale della muratura che può portare alla disgregazione della parte sommitale della stessa. Per considerare nelle analisi il fenomeno si può trascurare il carico trasferito dal solaio sulla parete.

Meccanismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale ad un piano

Questo è il caso in cui il cinematismo riguarda la muratura compresa tra due orizzontamenti. Per l'analisi si fa riferimento allo schema di calcolo illustrato in Fig. 48.

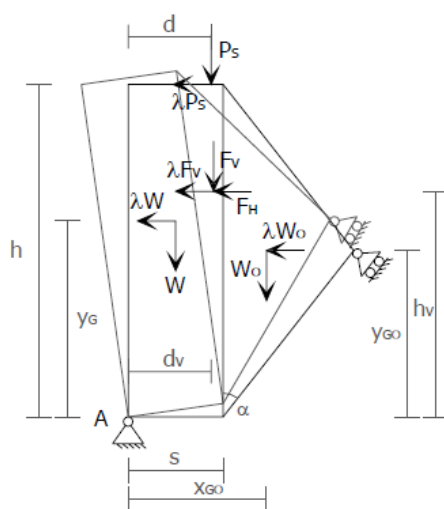


Fig. 48 - Schema di calcolo per meccanismo composto di cuneo a doppia diagonale ad un piano

dove:

- W è il peso proprio della parete di facciata;
- W_o è il peso proprio del cuneo di distacco (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- F_H è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- P_s è il peso del solaio o della copertura sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- s è lo spessore della parete di facciata;
- h è l'altezza della parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- h_v è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- d_v è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico di archi o volte sulla parete di facciata rispetto alla cerniera in A;
- x_{Go} è la distanza orizzontale del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A;
- y_G è la quota del baricentro della parete di facciata rispetto alla cerniera in A;

- y_{GO} è la quota del baricentro del cuneo rispetto alla cerniera in A.

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante rispetto alla cerniera in A risultano pari a:

$$M_{S(A)} = W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d$$

$$M_{R(A)} = \lambda [W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h] + F_H h_V$$

Dall'uguaglianza delle due espressioni si ricava il coefficiente di collasso:

$$\lambda = \frac{W \frac{s}{2} + F_V d_V + W_O x_{GO} + P_S d - F_H h_V}{W y_G + W_O y_{GO} + F_V h_V + P_S h}$$

Meccanismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale che coinvolge più piani

Questo è il caso in cui il cinematisma di ribaltamento composto riguarda più livelli dell'edificio, tipicamente per stabili che presentano cantonali correttamente eseguiti e una copertura mal collegata oppure orizzontamenti efficacemente vincolati alle pareti soltanto ad alcuni livelli dell'edificio. È necessario considerare la possibilità che il cinematisma interessi più livelli dell'edificio se non l'intera facciata, variando la posizione della cerniera attorno alla quale avviene la rotazione.

Per l'analisi si fa riferimento allo schema di calcolo illustrato in Fig. 49, nel quale si ipotizza la formazione di una cerniera cilindrica posta genericamente in B.

Valgono le stesse osservazioni fatte per il caso precedente.

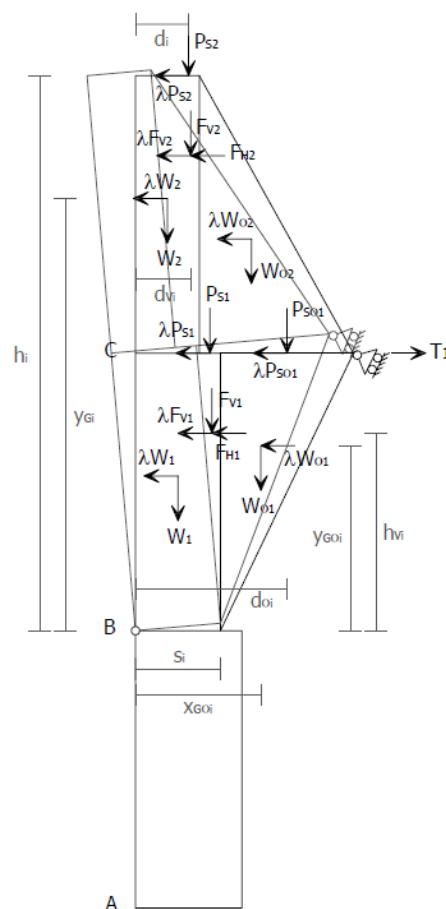


Fig. 49 - Schema di calcolo per meccanismo composto di cuneo a doppia diagonale a più piani

dove:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_{0i} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco appartenente al piano i -esimo;
- P_{s0i} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i -esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- d_{0i} è il braccio orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio sul cuneo di distacco al piano i -esimo rispetto alla cerniera posta in B;
- x_{GOi} è la distanza orizzontale del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo rispetto alla cerniera posta in B;
- y_{GOi} è la quota del baricentro della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo rispetto alla cerniera posta in B.

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante rispetto alla cerniera in A risultano pari a:

$$M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

$$M_R = \lambda \cdot \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi}$$

Dall'uguaglianza delle due espressioni si ricava il coefficiente di collasso:

$$\lambda = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Il ribaltamento della parte alta del cantonale è generalmente causato dalla spinta concentrata del puntone dei tetti a padiglione. Si manifesta attraverso la rotazione di un cuneo di distacco delimitato da fratture nelle pareti concorrenti nell'angolo, attorno ad una cerniera posta alla base del cuneo stesso (Fig. 50).

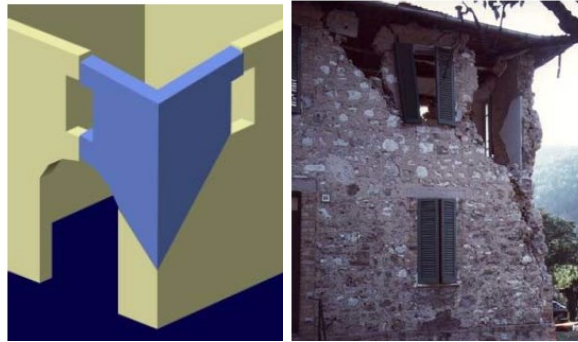


Fig. 50 - Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione della spinta del puntone e che quindi la rotazione abbia luogo attorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo, in buona approssimazione, di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolo (Fig. 51).

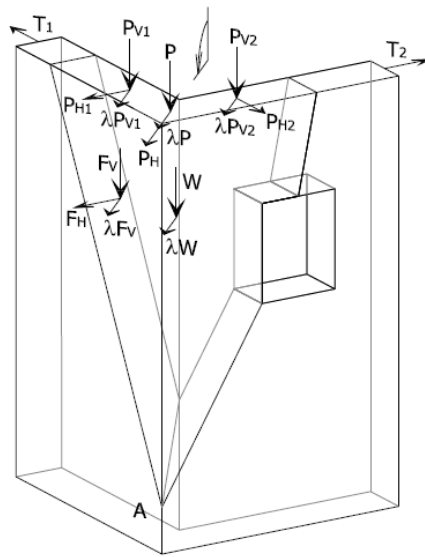


Fig. 51 - Ribaltamento del cantonale

La geometria del macroelemento dipende dalla qualità della muratura e dalla presenza di aperture nell'intorno del nodo e può estendersi anche a più piani in assenza di collegamenti efficaci con i solai.

In Fig. 52 è riportato lo schema di calcolo nel quale il macroelemento è proiettato nel piano di ribaltamento.

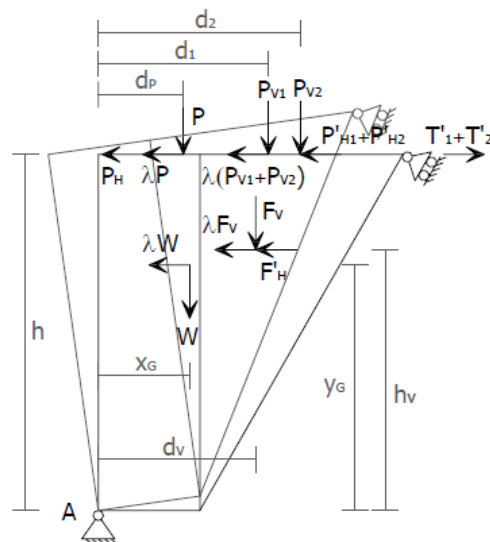


Fig. 52 - Schema di calcolo per ribaltamento del cantonale

dove:

- W è il peso proprio del cuneo di distacco;
- P è il carico verticale trasmesso dal puntone del tetto sul cantonale;

- P_H è la spinta statica trasmessa dal puntone sul cantonale nella direzione del ribaltamento;
- F_V è la componente verticale della spinta di archi o volte esercitata su una delle due pareti ortogonali convergenti nello spigolo;
- F'_H rappresenta la proiezione nella direzione del ribaltamento della componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete, valutata come: $F'_H = (\sqrt{2} s / 2) F_H$;
- P_{Vi} è il carico verticale trasmesso in testa alla parete i -esima convergente nell'angolata;
- P'_{Hi} rappresenta la proiezione nella direzione del ribaltamento della spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla parete i -esima, pari a: $P'_{Hi} = (\sqrt{2} s / 2) P_{Hi}$;
- T'_i è la proiezione nella direzione del ribaltamento dell'azione trasferita dall' i -esimo tirante in testa al macroelemento, valutata come: $T'_i = (\sqrt{2} s / 2) T_i$;
- b è l'altezza del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- b_V è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- y_G è la quota del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- d_p è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal puntone del tetto in testa al cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A;
- d_V rappresenta la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del punto di applicazione dell'azione trasferita da archi o volte su una delle due pareti convergenti nello spigolo rispetto alla cerniera in A;
- d_i è la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del punto di applicazione dell'azione verticale trasmessa in testa all' i -esima parete convergente nello spigolo rispetto alla cerniera in A;
- x_G è la distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera in A.

Il braccio orizzontale x del generico carico verticale rispetto alla cerniera A risulta:

$$x = D + \sqrt{2}/2(d - a)$$

dove:

- D è la misura della diagonale del cantonale, pari a: $D = \sqrt{2} s$;
- s è lo spessore delle pareti ortogonali convergenti nell'angolata (considerato uguale);
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del generico carico dall'intersezione muraria, misurata nella direzione della parete interessata dal carico e valutata, con segno (positivo in verso uscente dal cantonale), a partire dallo spigolo interno del muro;
- a rappresenta l'arretramento del punto di applicazione del generico carico rispetto allo spessore murario, misurato a partire dalla superficie interna della parete.

In Fig. 53 si riporta la rappresentazione grafica delle quantità sopra elencate:

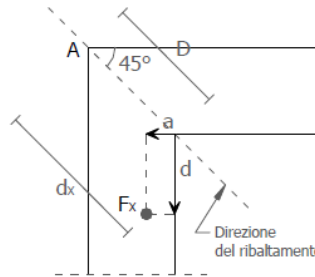


Fig. 53 - Rappresentazione grafica per il calcolo del braccio della generica forza verticale

Il momento stabilizzante ed il momento ribaltante risultano pari a:

$$M_{S(A)} = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h$$

$$M_{R(A)} = \lambda [W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h] + F'_H h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

Dall'uguaglianza delle due espressioni si ricava il coefficiente di collasso:

$$\lambda = \frac{W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h - F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

1.3 Meccanismi di collasso globale

Qualora l'edificio sia costituito da muratura non suscettibile di disgregazione e non si verifichino fenomeni di collasso locale, è possibile procedere all'analisi di meccanismi di collasso globali.

Si delinea quindi una sorta di gerarchia dei meccanismi nella quale la disgregazione muraria rappresenta il primo livello di vulnerabilità, seguita da meccanismi fuori piano (collasso locale) e infine dai meccanismi nel piano.

L'edificio che presenta efficaci collegamenti tra impalcato e pareti e tra le pareti ortogonali manifesterà in caso di sisma l'auspicabile comportamento "scatolare" che permette che sia l'intero edificio a contrastare le forze sismiche, con azioni che agiranno nel piano delle pareti, andando a sgravare le pareti ortogonali al sisma. Si procederà in questo caso a verifiche di collasso globale.

Il comportamento globale di un edificio in muratura in condizione sismica è fortemente condizionato dalla tipologia di impalcato presente. L'impalcato svolge l'importante funzione di ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti nella direzione del sisma.

La ripartizione delle forze sismiche dipende dalla rigidità dei solai.

Analizziamo i due casi limite:

- impalcato infinitamente rigido;
- impalcato infinitamente deformabile.

Quando gli impalcati sono modellabili come infinitamente rigidi nel proprio piano (ad esempio nei solai in laterocemento con soletta collaborante di almeno 4 cm di spessore) e sono ben collegati ai pannelli verticali, sono in grado di ripartire l'azione sismica tra le pareti disposte nella direzione del sisma, in funzione della propria rigidità, resistenza e in base alla posizione in pianta delle pareti. Gli eventuali momenti torcenti di piano saranno fronteggiati anche dalle

pareti nella direzione ortogonale al sisma. Ha senso in questo caso l'utilizzo di un modello globale spaziale.

Se invece l'impalcato è considerato infinitamente deformabile (ad esempio per solai in legno) ogni parete disposta nella direzione del sisma fronteggerà le azioni orizzontali in modo indipendente dalle altre pareti. Tali azioni saranno direttamente correlate alle aree di influenza dei solai.

Per impalcati deformabili non possono esistere momenti torcenti di piano.

In questo caso non ha senso l'utilizzo di un modello spaziale, ma si procederà con l'analisi di ogni parete indipendentemente, con tanti modelli piani quante sono le pareti stesse.

Nei casi intermedi, con solaio con rigidezza finita, andrebbero definite le caratteristiche meccaniche dello stesso, cosa peraltro non banale. In via semplificativa è possibile adottare il modello di solaio infinitamente rigido e fare una verifica per le singole pareti.

BIBLIOGRAFIA 1

- Beolchini G., Milano L., Antonacci E., *Analisi dei Meccanismi Locali di Collasso in Edifici Esistenti in Muratura, Allegato 3G in Repertorio dei Meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*, Regione Molise, 2006.
- Borri A., De Maria A., *Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019*, XVIII Convegno Anidis Ascoli Piceno, 15-19 Settembre 2019.
- Borri A., De Maria A., *IMQ Indice di qualità muraria. Applicazioni nell'ambito delle NTC 2008*, Università degli Studi di Perugia, 2009.
- Borri A., Paci G., *Resistenza a taglio delle murature: prove diagonali e correlazione con l'Indice di Qualità Muraria IQM*, XIV Convegno Anidis Bari, 2011.
- Cagelli M., Colombo M., Devoto E., *Normativa, Modellazione, Realtà. Riflessioni sulle prestazioni degli edifici in muratura, la normativa cogente ed i costi di adeguamento sismico*, Structural 232 paper 29, novembre/dicembre 2020.
- De Felice G., *Out-of-Plane Seismic Capacity of Masonry Depending on Wall Section Morphology*, University Roma Tre, Rome, 2011.
- Lenza P., Gherzi A. e Calderoni B., *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2011.
- Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A., *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, Reluis, 2009.
- Mineo M. C., *Caratterizzazione dinamica e analisi sismica di un edificio storico in muratura: il castello di Bruzolo*, Tesi di laurea magistrale, 2018-2019.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*, C.S.I.L.P.P. Circolare n.7, 21 gennaio 2019.
- Pugi F., Francioso A., *Effetti sismici e disgregazione muraria: una verifica fondamentale richiesta dalla normativa*, Ricerca e Sviluppo di Aedes Software, www.ingenio-web.it [ultimo accesso 21.11.2025].

CAPITOLO 2

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

La vulnerabilità sismica rappresenta la suscettibilità di una costruzione a raggiungere un determinato livello prestazionale o stato limite per un assegnato livello di intensità sismica. Uno stato limite si considera raggiunto quando un parametro ingegneristico di domanda attinge al valore di soglia rappresentativo della capacità del sistema. Prevedere la risposta strutturale di un edificio a seguito di un evento sismico è di fondamentale importanza in quanto permette di valutare la sicurezza della costruzione.

Negli ultimi decenni sono stati sviluppati vari strumenti per la valutazione del comportamento strutturale degli edifici in muratura, prediligendo gli approcci numerici rispetto a quelli analitici. Gli strumenti numerici, attraverso la creazione di un modello, sono in grado di simulare il comportamento delle strutture sottoposte ad azioni sismiche. La modellazione è tuttavia molto difficoltosa a causa della natura intrinseca della muratura, in quanto materiale non omogeneo, anisotropo e fortemente non lineare, e della complessità e delle incertezze geometriche che si riscontrano soprattutto negli edifici storici.

2.1 Tipologie di modellazione

La classificazione che distingue a monte le varie tecniche di modellazione è relativa alla scala utilizzata. Esistono tre scale di analisi del problema:

- micro-modellazione dettagliata, in cui si considerano malta e blocchi distintamente, attraverso elementi continui ed elementi di interfaccia discontinui che descrivono l'interazione tra i due elementi. Questo metodo si adatta bene alla descrizione del comportamento locale del materiale;
- micro-modellazione semplificata, che prevede una modellazione discreta in cui le singole unità non sono separate dalla malta ma si considerano

espanse e separate le une dalle altre da elementi di interfaccia medie discontinui;

- macro-modellazione, in cui la muratura è rappresentata da un unico mezzo continuo omogeneo e anisotropo, senza quindi nessuna distinzione dei singoli componenti. Lo sforzo computazionale in questo caso è nettamente inferiore rispetto alla micro-modellazione, ma si ottiene un minor dettaglio ed una elevata approssimazione.

In letteratura non esiste una classificazione univoca delle strategie di modellazione, tuttavia è possibile raggruppare i metodi in quattro categorie principali:

- modelli basati sui blocchi;
- modelli continui ad elementi finiti;
- modelli a macroelementi;
- modelli basati sulla geometria.

Ogni modello possiede delle caratteristiche specifiche che lo rendono più adatto ad un determinato campo di utilizzo.

2.1.1 I modelli basati sui blocchi

I modelli basati sui blocchi (Fig. 54) considerano la reale tessitura della muratura composta da blocchi assemblati con malta (micro-modellazione dettagliata).

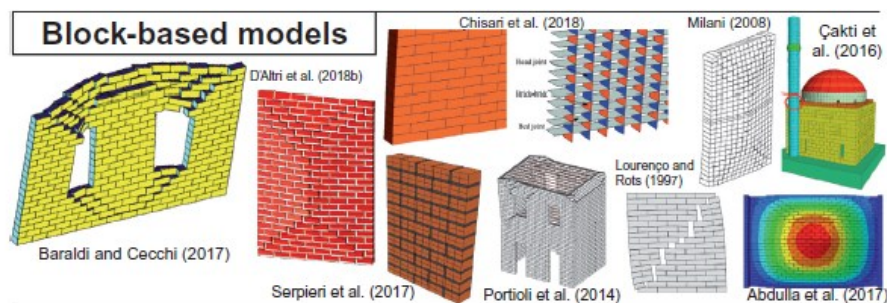


Fig. 54 - Modelli basati sui blocchi

Questi modelli hanno diversi vantaggi, tra i quali:

- la descrizione della tessitura effettiva della muratura e dei dettagli strutturali;
- l'illustrazione esplicita del quadro fessurativo;
- l'impostazione delle proprietà meccaniche da prove sperimentali a piccola scala;
- la considerazione dell'anisotropia del materiale attraverso l'effettiva tessitura;
- la possibilità di considerare sia i fenomeni nel piano che fenomeni fuori piano.

Questi modelli hanno tuttavia lo svantaggio di richiedere la conoscenza della reale tessitura della muratura ed un enorme onere computazionale, limitando il loro utilizzo a pannelli in muratura e generalmente per studi accademici.

2.1.2 I modelli continui ad elementi finiti

La modellazione ad elementi finiti prevede la discretizzazione delle pareti dell'edificio in un certo numero di elementi (mesh) rappresentati da corpi continui deformabili bidimensionali o tridimensionali (Fig. 55).

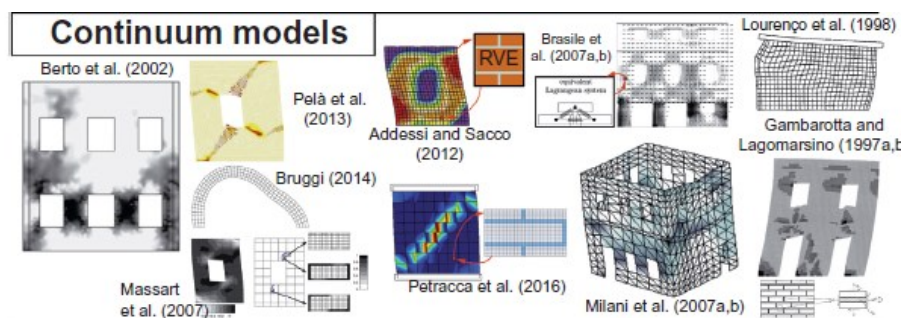


Fig. 55 - Modelli continui ad elementi finiti

Le soluzioni fornite dal modello sono fortemente condizionate dalla discretizzazione. Per ottenere risultati affidabili, soprattutto nel caso di geometrie molto irregolari, la mesh deve essere necessariamente molto fitta. Una

fitta meshatura comporta non solo un elevato onere computazionale, ma anche una maggiore preparazione dei dati di input e un maggior controllo dei risultati. Questo metodo è in grado di individuare le zone della costruzione in cui si concentra il danno in caso di evento sismico, ma è necessaria una grande conoscenza del materiale costituente. La definizione delle leggi costitutive puntuali della muratura, richieste dal modello in ingresso, è un compito piuttosto impegnativo a causa delle caratteristiche intrinseche della muratura (comportamento non lineare).

Il metodo presenta inoltre diverse criticità. Se si utilizzano elementi bidimensionali esiste la difficoltà di modellare le sezioni a L, T o X non potendo riferirsi ad una sezione rettangolare equivalente. In aggiunta, in fase di verifica, è necessaria l'integrazione delle tensioni sull'intero elemento murario, in quanto le Normative prevedono i controlli in termini di sollecitazioni agenti nel pannello (N, M, T), mentre l'analisi fornisce le tensioni puntuali dei singoli elementi finiti. Infine, risulta problematico analizzare il comportamento non lineare dovuto alla parzializzazione fragile per trazione e alla plasticizzazione in compressione. Per la parzializzazione a trazione è stato proposto un metodo iterativo piuttosto laborioso che prevede l'eliminazione progressiva degli elementi della mesh caratterizzati dalla tensione principale di trazione, o dalla tensione agente in direzione ortogonale ai letti di malta, superiore al valore di rottura. I risultati ottenuti con questa modalità sono soddisfacenti in quanto riproducono il comportamento atteso. Per la plasticizzazione in compressione invece questi modelli ad elementi finiti lineari non consentono utili sviluppi. Tuttavia esistono codici di calcolo specialistici che utilizzano elementi finiti caratterizzati da legami costitutivi fortemente non lineari. Tali strumenti si prestano però poco all'attività professionale.

La modellazione ad elementi finiti fornisce risultati più affidabili nel caso di geometrie fortemente irregolari, rispetto a modelli che utilizzano macroelementi. Tuttavia, l'utilizzo di questa tipologia di modellazione richiede

necessariamente una approfondita conoscenza del materiale e delle caratteristiche e dei fondamenti del metodo, altrimenti si rischia di commettere errori significativi nell'interpretazione della risposta strutturale. Per tali motivi risulta più idoneo alla ricerca scientifica.

2.1.3 I modelli a macroelementi

I modelli precedentemente illustrati affrontano il problema della descrizione del comportamento degli edifici in muratura attraverso la micromodellazione. I modelli a macroelementi invece si avvalgono di macroelementi, monodimensionali o bidimensionali, che sono in grado di descrivere il comportamento globale di intere porzioni strutturali, quali maschi e fasce di piano (Fig. 56). Tali metodi consentono di semplificare notevolmente la descrizione degli edifici e di contenere i tempi dell'analisi strutturale in quanto il macroelemento si avvale di pochi parametri costitutivi e di ridotti gradi di libertà. Tuttavia presentano la difficoltà di base di riuscire a ricavare un elemento in grado di cogliere tutti gli aspetti del comportamento non lineare della muratura. Sono diverse le soluzioni che sono state proposte nel corso degli anni da vari autori, le cui principali saranno illustrate in seguito.

Questo approccio semplificato valuta la risposta sismica globale dell'edificio, che prevede che il comportamento della struttura sia legato alla risposta dei pannelli nel proprio piano. La possibilità di rottura locale non viene invece considerata e non è inoltre possibile considerare i dettagli strutturali con precisione.

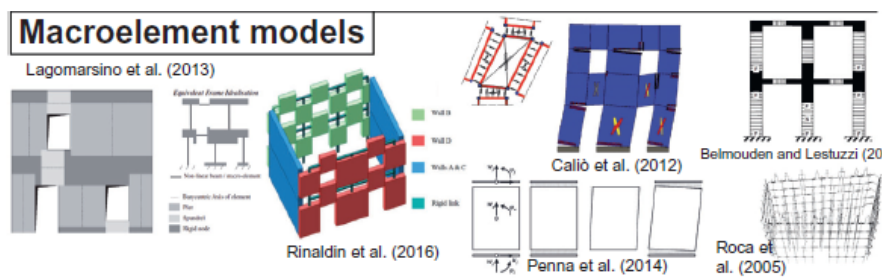


Fig. 56 - Modelli a macroelementi

La modellazione prevede la distinzione preliminare degli elementi che discretizzano l'edificio. Tale procedura diventa complicata quando le strutture sono irregolari ed irrealistica nel caso degli edifici storici con geometrie complesse e fortemente irregolari. In questi casi infatti è più opportuna una modellazione ad elementi finiti, se pur più onerosa e complicata.

Nonostante alcuni svantaggi, i metodi a macromodelli risultano i più utilizzati in ambito professionale grazie alla limitata richiesta computazionale, alla facile discretizzazione del modello per strutture non eccessivamente irregolari e alla semplice definizione delle proprietà meccaniche.

Tra le tecniche di modellazione a macroelementi proposte dai vari autori troviamo principalmente i metodi a telaio equivalente, i modelli a puntone e i più recenti basati su molle non lineari. La maggior parte delle modellazioni appartiene alla categoria che si basa sul telaio equivalente. Ci limitiamo in questa sede alla descrizione di questi modelli, seguendo la loro evoluzione nel tempo, dato che sono tra i più utilizzati dai professionisti e ad essi fanno riferimento le Norme tecniche delle costruzioni.

Modelli a telaio equivalente

In questi modelli l'edificio è schematizzato da un insieme di elementi monodimensionali tipo trave che rappresentano i maschi e le fasce di piano. Questa strategia nasce dal tentativo di utilizzare anche per la muratura la modellazione usata per i telai in cemento armato, nonostante le grosse differenze meccaniche e geometriche.

Uno dei primi modelli è il metodo POR (Tomaževic, 1978) che considera la fascia di piano infinitamente rigida e resistente (telaio alla Grinter), in quanto ipotizza che il danno da azioni sismiche sia causato solamente da forze di taglio nei maschi (Fig. 57).

Per descrivere la non linearità degli elementi viene utilizzato un legame elasto-plastico con resistenza limite corrispondente alla rottura per fessurazione diagonale.

Il metodo trascura l'incremento degli sforzi normali nei maschi murari dovuti all'azione orizzontale. Non è quindi verificato l'equilibrio globale della parete.

L'analisi viene effettuata piano per piano.

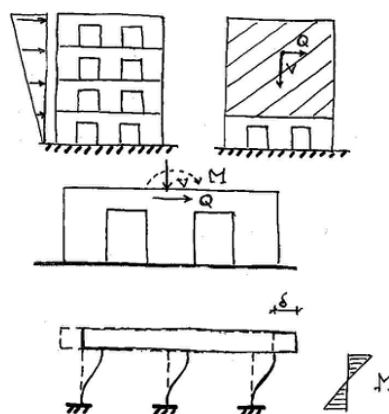


Fig. 57 - Metodo POR

Il modello, date le grosse semplificazioni, è stato migliorato dal metodo PORFLEX (Braga e Dolce, 1982), che considera le fasce di piano di resistenza finita e rigidezza infinita, conducendo sempre le analisi piano per piano. La crisi del maschio può avvenire sia per taglio che per flessione, mentre quella delle fasce solo per taglio.

Il raggiungimento della fessurazione della parete viene tenuto in conto attraverso la modifica del vincolo alla Grinter in una cerniera, trasformando il comportamento del pannello in una serie di mensole sconnesse.

Rispetto al metodo precedente, questo modello considera anche le variazioni di sforzo assiale nei maschi, dovute alle azioni orizzontali. Ciò comporta che la fascia di piano presenti, oltre alla traslazione, anche una rotazione rigida (Fig. 58).

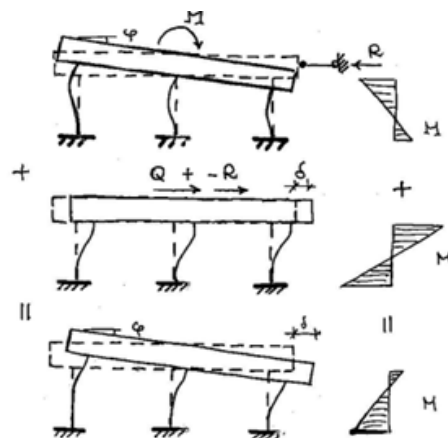


Fig. 58 - Metodo PORFLEX

Successivamente è stato introdotto il metodo POR90 (Dolce, 1990), che considera una differente rigidezza dei maschi in funzione delle dimensioni delle fasce di piano.

Il comportamento dei maschi è sempre descritto da un legame elastico perfettamente plastico e le verifiche vengono effettuate per i maschi considerando una crisi per trazione o pressoflessione in un regime di plasticizzazione completa.

Nasce infine il metodo SAM (Magenes & Calvi, 1996; Magenes & Della Fontana, 1998; Magenes et al., 2000), che si figura ad oggi come il metodo più rappresentativo dei modelli a telaio equivalente.

Metodo SAM

Questo modello introduce importanti novità per quel che riguarda le fasce.

A differenza dei modelli precedenti, viene considerata anche la deformabilità della fascia di piano (Fig. 59).



Fig. 59 - Metodo SAM

La struttura è schematizzata, come tipicamente per i modelli a telaio equivalente, con elementi monodimensionali tipo trave, che rappresentano i maschi e le fasce di piano. Le aste, sia verticali che orizzontali, sono deformabili a flessione e a taglio. L'intersezione tra maschi e fasce è rappresentata da nodi. Le dimensioni effettive delle intersezioni, richiedono che si consideri una rigidezza maggiore del tratto di asta che ricade all'interno del nodo. Si utilizzano a tale scopo dei link rigidi nelle estremità degli elementi asta (Fig. 60). Gli elementi nodo con questa modalità si ipotizzano infinitamente rigidi e resistenti.

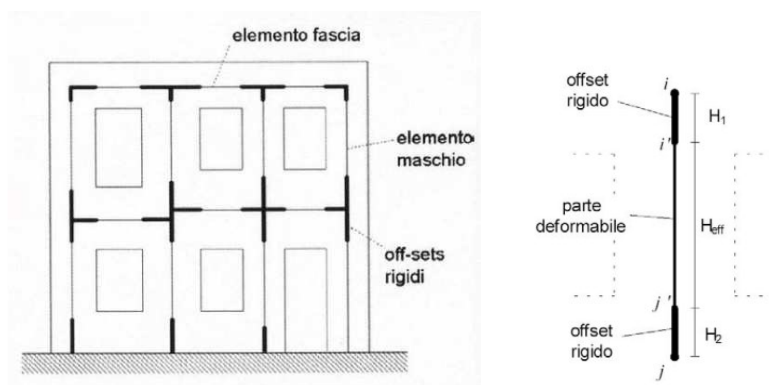


Fig. 60 - Esempio di modellazione a telaio equivalente SAM

L'asta avrà quindi una parte deformabile e una zona rigida alle estremità. Si definisce altezza efficace (H_{eff}), l'altezza della parte deformabile dell'asta. Per il calcolo di tale altezza si utilizza la formula proposta da Dolce (1989), che considera la deformabilità della muratura in prossimità del nodo secondo la formula riportata in Fig. 61.

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} D(\bar{H} - h')/h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

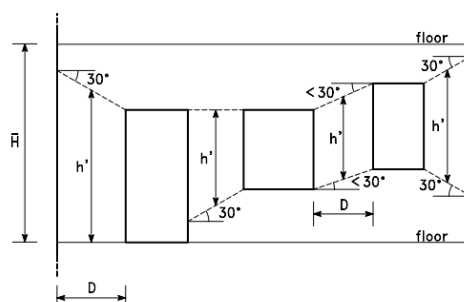


Fig. 61 - Definizione dell'altezza efficace

Il comportamento dell'elemento maschio si suppone elasto-plastico con limite di deformazione. Il comportamento è elastico lineare finché non avviene uno dei meccanismi di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma classica per elementi di telaio con deformazione a taglio e a flessione.

Gli elementi verticali prevedono il passaggio del vincolo da incastro a cerniera all'aumentare del carico, passando da un modello alla Grinter ad un modello a mensola.

Le aste che rappresentano i maschi non devono necessariamente avere sezioni rettangolari, ma possono assumere forme anche a L o a T, laddove si ipotizza vi sia una collaborazione delle pareti ortogonali. In questo caso si trascura l'eccentricità del baricentro rispetto al piano della parete. È possibile ipotizzare anche una forma rettangolare fittizia equivalente.

La caratterizzazione delle fasce non differisce di molto rispetto a quelle dei maschi, in quanto è definita una parte centrale deformabile, di dimensioni pari all'apertura e due estremità rigide e infinitamente resistenti. Le tipologie di rottura previste per le fasce di piano sono lo schiacciamento del puntone ed il taglio.

Il telaio equivalente SAM rappresenta ad oggi lo strumento più utilizzato dai professionisti per l'analisi sismica degli edifici in muratura. Questo metodo ha dimostrato, attraverso il confronto con altre tipologie di modellazione, di essere molto affidabile e di fornire risultati paragonabili ai ben più complessi metodi agli elementi finiti. Tuttavia vi è la limitazione alle strutture non fortemente irregolari. Il telaio equivalente in questo caso non fornisce risultati soddisfacenti, in quanto si adatta bene alle strutture che presentano un danneggiamento diffuso e non localizzato.

Anche per strutture non eccessivamente irregolari si richiede comunque l'interpretazione da parte del professionista nell'individuare gli elementi che schematizzano la struttura, e il risultato potrebbe non essere univoco.

Vi è inoltre la criticità legata alla trascurabile resistenza a trazione della muratura. Nel caso in cui l'elemento maschio per effetto delle forze orizzontali risultasse decompresso, comprometterebbe il risultato dell'analisi. In questo caso sarebbe necessaria la sua eliminazione dallo schema, che comporterebbe tuttavia qualche problema nella gestione delle analisi.

2.1.4 I modelli basati sulla geometria

I modelli basati sulla geometria considerano la struttura come un corpo rigido, ipotizzando una infinita resistenza a compressione e una non resistenza a trazione del materiale. Questi metodi si basano su equazioni di equilibrio limite secondo l'approccio statico o cinematico. Gli unici input richiesti sono la geometria e le condizioni di carico.

Nell'analisi cinematica si individuano a priori i meccanismi di collasso possibili e attraverso equazioni di equilibrio limite si ricava il moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo. L'operazione si ripete per ogni cinematisma possibile al fine di individuarne il più probabile.

Questo metodo fornisce valutazioni accettabili per i meccanismi fuori dal piano, mentre per i meccanismi globali risulta eccessivamente cautelativo. Nell'analisi globale questo modello fornisce risultati soddisfacenti soprattutto in quegli edifici che mostrano un comportamento per parti, tipicamente edifici monumentali o ecclesiastici.

Le soluzioni basate sulla teoria statica sono risultate particolarmente interessanti per l'analisi di equilibrio di archi, volte e cupole.

2.2 Tipologie di analisi

Le analisi strutturali di un edificio si articolano in lineari o non lineari, a seconda che si consideri un comportamento lineare o non lineare del materiale (meccanico e geometrico), e in statiche o dinamiche, a seconda che l'equilibrio della struttura sia trattato staticamente o dinamicamente.

Si possono avere le seguenti combinazioni di analisi:

- Analisi statica lineare
- Analisi dinamica lineare
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

L'elenco è in ordine crescente di complessità. La scelta della tipologia di analisi dipende dalle caratteristiche della struttura, come ad esempio la regolarità, e dall'obiettivo che si intende raggiungere.

2.2.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare consiste nell'applicare all'edificio delle forze statiche orizzontali, distribuite lungo l'altezza, equivalenti alle forze sismiche.

Le sollecitazioni e le deformazioni della struttura sono determinate con un modello elastico-lineare e le verifiche sono effettuate in termini di resistenza.

Il modello è semplificato, perché calcola l'azione sismica solamente per il primo modo di vibrare della struttura, per il quale si assume una forma modale rettilinea. L'analisi fornisce dunque risultati soddisfacenti solo quando la struttura ha un comportamento governato essenzialmente dal modo fondamentale di vibrazione, condizione che si verifica in strutture regolari.

Le normative pongono dei limiti all'utilizzo di questa analisi, a strutture regolari in altezza e che possiedono un periodo principale di vibrazione T_1 non superiori a $2.5 T_C$ o T_D .

Il metodo permette di superare le condizioni ultime per alcuni elementi verticali, ridistribuendo il taglio negli elementi che possiedono ancora risorse di resistenza. La normativa limita però questa operazione al massimo tra il 25% del taglio originario del pannello e il 10% del taglio totale al piano nella direzione del pannello.

Per le verifiche di stato limite ultimo il modello prevede l'utilizzo di uno spettro di risposta in accelerazione ridotto di un fattore di comportamento q . Il fattore q rappresenta in modo semplificato la capacità della struttura di dissipare energia, ovvero la duttilità strutturale. Questo parametro non consente tuttavia

un controllo sulla duttilità della struttura, e nel caso delle costruzioni esistenti in muratura definirlo è piuttosto azzardato, in quanto generalmente si conoscono poco i criteri con i quali l'edificio è stato costruito.

Nell'analisi lineare vi è inoltre il problema delle parzializzazioni delle sezioni che hanno luogo all'aumentare delle forze orizzontali. La normativa suggerisce, in mancanza di valutazioni più accurate, di adottare delle rigidezze dimezzate. Tuttavia sarebbe opportuno differenziare le rigidezze tra maschi e fasce e tra i maschi che presentano una maggiore eccentricità dovuta ad esempio a basse forze assiali o a importanti forze orizzontali. Quando la struttura è irregolare questo aspetto è più evidenziato.

In definitiva, l'analisi lineare delle strutture in muratura poco si adatta a descrivere il reale comportamento degli edifici in muratura, particolarmente nel caso degli edifici esistenti. Il limite maggiore consiste nel non essere in grado di fornire informazioni sul comportamento post-elastico delle strutture, risultando così inadeguata a descriverne il comportamento ultimo.

2.2.2 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare, altrimenti detta modale, prevede la determinazione dei modi propri di vibrazione della struttura. Le normative raccomandano di considerare tutti i modi che hanno una massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Il sistema ad n gradi di libertà dinamici viene così disaccoppiato in n sistemi semplici, ciascuno caratterizzato da un proprio periodo e da una sua forma modale. Per ciascun modo, attraverso lo spettro di risposta di progetto, è possibile definire un sistema di forze orizzontali da applicare ai piani, determinando le sollecitazioni e deformazioni massime relative a quella forma modale. Si combinano infine gli effetti relativi a ciascun modo con una combinazione quadratica, ottenendone i valori massimi.

Anche questo metodo prevede, per le verifiche di stato limite ultimo, l'utilizzo di uno spettro di risposta in accelerazione ridotto di un fattore di comportamento q , ed è possibile attuare una redistribuzione della forza di taglio a seguito della rottura di qualche elemento, con le stesse limitazioni viste in precedenza.

Si noti come l'analisi statica lineare sia di fatto una dinamica semplificata in cui si considera solamente il primo modo di vibrare della struttura.

L'analisi modale, appartenendo ai metodi lineari, è affetta dai difetti tipici di queste tipologie di modelli. Il limite maggiore, come già esposto per le analisi statiche lineari, consiste nel non essere in grado di fornire informazioni sul comportamento post-elastico, se non in modo indiretto e approssimato attraverso il fattore di comportamento q . Non è in grado di cogliere i cambiamenti della risposta della struttura, che si verificano progressivamente per gli elementi che raggiungono il campo inelastico, né di dedurre informazioni sulla distribuzione nella struttura della domanda di duttilità. Le rigidezze hanno un valore fissato, non è quindi possibile cogliere i degradi effettivi di rigidezza dei vari elementi ed i relativi effetti sulla risposta strutturale.

Un altro problema è legato al fatto che la combinazione quadratica degli effetti delle varie forme modali comporta la perdita del segno delle sollecitazioni, che non aiuta ad interpretare bene il comportamento strutturale.

2.2.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare (pushover) consiste nell'applicare alla struttura un opportuno sistema di forze statiche orizzontali, equivalenti all'azione sismica, e di incrementarle monotonamente in modo da far crescere lo spostamento di un punto di controllo fino al raggiungimento del collasso dell'edificio o di un valore limite previsto, seguendo l'evoluzione della risposta strutturale. Si tratta di una analisi che procede oltre il limite elastico, al fine di esplorare la risposta non lineare della struttura all'aumentare dell'intensità sismica.

Dal punto di vista matematico il metodo prevede la soluzione iterativa - incrementale di equazioni di equilibrio statico.

Le NTC 2018 prevedono di considerare almeno due distribuzioni di carichi orizzontali da applicare staticamente alla struttura, una facente parte del gruppo 1 (distribuzione principale) ed una del gruppo 2 (distribuzioni secondarie). Al primo gruppo appartengono le distribuzioni corrispondenti all'analisi statica o alla forma fondamentale di vibrare, utilizzabili solo se il modo principale di vibrare possiede una partecipazione di massa non inferiore al 75%, e le distribuzioni corrispondenti ad un numero di forme modali con partecipazione di massa complessiva non inferiore all'85%, che sono obbligatorie nel caso in cui il periodo fondamentale della struttura sia superiore a $1.3T_C$. Al secondo gruppo appartengono le distribuzioni di forze corrispondenti ad accelerazioni uniformi lungo l'altezza della costruzione, le distribuzioni multimodali e le distribuzioni adattive, che cambiano in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'accuratezza delle analisi dipende dalle distribuzioni di carico adottate.

L'analisi pushover "classica" prevede l'assegnazione di una distribuzione di forze orizzontali ottenuta moltiplicando le masse inerziali per gli spostamenti corrispondenti alla forma modale fondamentale, in aggiunta ad una distribuzione uniforme le cui forze sono proporzionali solamente alle masse. Tale analisi si adatta bene a quelle strutture che presentano un modo di vibrare predominante, per le quali l'effetto dei modi superiori è trascurabile. Nel caso di edifici alti, di costruzioni la cui risposta sia molto sensibile all'evoluzione del danno, o di strutture irregolari, è necessario considerare i modi superiori nella analisi. Per tali edifici risultano molto più appropriate analisi multimodali.

La pushover convenzionale inoltre non considera l'influenza delle modifiche delle rigidezze, che intervengono al progredire del danno, sulle proprietà dinamiche della struttura. L'analisi prevede un profilo di carico invariante

durante l'intera procedura. L'ipotesi che la forma non cambi può essere ragionevole solo se la struttura ha una risposta che non è influenzata dai modi superiori al primo e presenta una propagazione uniforme e diffusa del danno.

In generale, col progredire delle plasticizzazioni cambiano le caratteristiche dinamiche e quindi varia in particolare il modo fondamentale di vibrare della struttura. Sarebbe quindi opportuno utilizzare una analisi pushover adattiva, che ad ogni passo aggiorna il profilo di carico simulando l'evoluzione della risposta dovuta al progressivo danneggiamento degli elementi.

Definite le forze statiche da applicare al modello si procede con l'analisi.

Per ogni passo è possibile rappresentare la risposta strutturale in un piano cartesiano che riporta in ascissa lo spostamento orizzontale di un punto di controllo e in ordinata il tagliante totale di base. Si ottiene la **curva di capacità** della struttura, che rappresenta una proprietà intrinseca della costruzione ed un indicatore del comportamento post-elastico.

Il punto di controllo è generalmente posizionato nel baricentro dell'ultimo piano, ma la scelta deve essere valutata per il caso specifico in esame. Le Normative prevedono il controllo di punti alternativi quando risulta significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni. Nel caso di struttura articolata e con pianta irregolare sarebbe opportuno che tale nodo fosse situato sulle pareti che raggiungono il collasso. Al variare del punto scelto cambia infatti sia la curva di capacità che la deformata del sistema, e i risultati possono differire anche del 20%.

Quando un elemento raggiunge la sua deformazione ultima il tagliante viene ridistribuito sugli altri elementi che possiedono capacità residua. Si avrà un ramo decrescente (softening) nella curva di capacità, che in questo caso però non indica necessariamente instabilità.

La verifica strutturale necessita il confronto tra la curva di capacità di spostamento e lo spostamento massimo richiesto dal sisma. Mentre la capacità

di spostamento è una proprietà del sistema, la domanda di spostamento dipende dal comportamento non lineare esibito mediante l'analisi. Essendo complessa la valutazione della domanda di spostamento su sistemi anelastici a più gradi di libertà le Normative suggeriscono di associare il sistema strutturale reale a più gradi di libertà MDOF ad un sistema equivalente, solitamente ad un grado di libertà SDOF (oscillatore semplice), e di valutare la domanda su tale sistema impiegando gli spettri di risposta.

Il sistema equivalente è legato al sistema reale dalle seguenti relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Γ è il fattore di partecipazione modale, τ il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata, vettore φ il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c=1$, M la matrice di massa del sistema reale.

Si fa notare che il passaggio ad un oscillatore semplice cambia a seconda della scelta del punto di controllo. Tale aspetto può rappresentare una criticità.

La curva di capacità viene sostituita con una bilatera equivalente dal punto di vista energetico, imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese alle due curve, ottenendo un comportamento elastico-perfettamente plastico (Fig. 62).

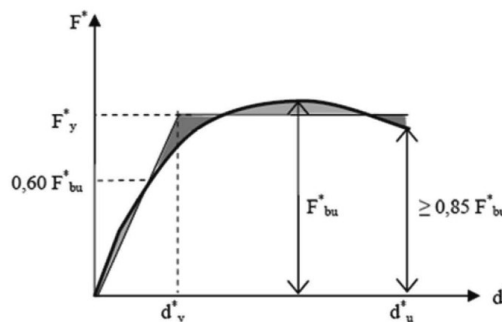


Fig. 62 - Curva di capacità bilineare equivalente

Esistono due metodi alternativi per ricavare il massimo spostamento richiesto dal sisma:

- metodo A: basato sulla individuazione della domanda anelastica mediante il principio di uguali spostamenti o uguale energia;
- metodo B: basato sulla costruzione dello spettro di capacità.

Metodo A

Il periodo elastico del sistema bilineare equivalente è dato da:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove k^* è la pendenza del tratto elastico della bilatera ed $m^* = \varphi M_T$.

Attraverso lo spettro di risposta elastico, si ricava la domanda sismica di spostamento che si avrebbe se il comportamento rimanesse elastico.

Lo spostamento ricavato per lo schema elastico deve essere corretto per considerare il comportamento elasto-plastico della struttura.

Se il periodo del sistema equivalente T^* è superiore o uguale a T_c si può ritenere che la domanda di spostamento per il sistema anelastico sia molto prossima alla domanda elastica (principio di uguaglianza degli spostamenti).

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

Se invece il periodo è inferiore a T_c la richiesta di spostamento elasto-plastica è superiore alla domanda elastica. In base al principio di uguaglianza dell'energia si ricava lo spostamento che in questo caso dipende, oltre dal periodo T^* anche dal parametro q , di seguito definito.

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

dove $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Le NTC 2018 al p.to 7.8.1.6 fissano un limite alla duttilità globale dell'edificio imponendo $q^* < 4$.

La domanda di spostamento ricavata per il sistema equivalente si riconverte nel sistema reale e si confronta con lo spostamento massimo della curva di capacità.

Metodo B

Il metodo dello spettro di capacità si basa sul ricavare lo spettro di domanda anelastico in modo indiretto scalando lo spettro di domanda elastico di progetto di un fattore di riduzione legato allo smorzamento, fattore che dipende delle risorse plastiche della struttura.

In questa procedura la curva di capacità bilineare del sistema SDOF equivalente alla struttura reale e lo spettro di risposta elastico di progetto vengono convertiti nello spazio ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), prendendo rispettivamente i nomi di spettro di capacità e spettro elastico di domanda (Fig. 63).

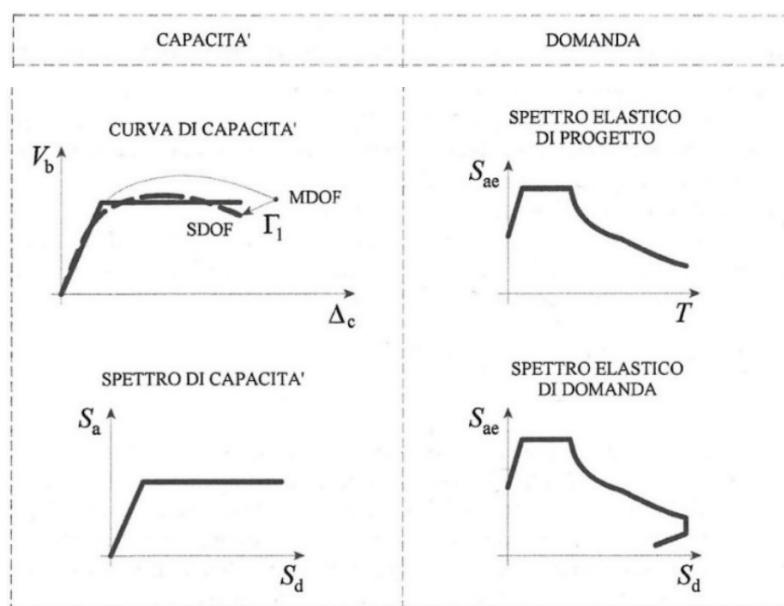


Fig. 63 - Conversione nello spazio ADRS della curva di capacità e dello spettro elastico di progetto

Con questa trasformazione le curve, descritte in termini di accelerazione e spostamenti, possono essere sovrapposte. La loro intersezione fornisce il punto di prestazione della struttura, ovvero il punto in cui la capacità resistente uguaglia la domanda sismica.

Per l'individuazione dell'effettivo punto di prestazione è necessario un processo iterativo, in quanto la capacità di una struttura e la richiesta sismica non sono indipendenti tra di loro. La domanda sismica infatti cambia in funzione del danneggiamento. La variazione di rigidezza comporta la modifica del periodo e quindi delle accelerazioni spettrali. Inoltre quando una struttura plasticizza dissipa energia per smorzamento isteretico. Tale smorzamento provoca una riduzione di spostamento. Lo spettro di domanda deve essere quindi opportunamente ridotto rispetto allo spettro elastico al 5% di smorzamento, in funzione della duttilità e della risposta isteretica della struttura (Fig. 64).

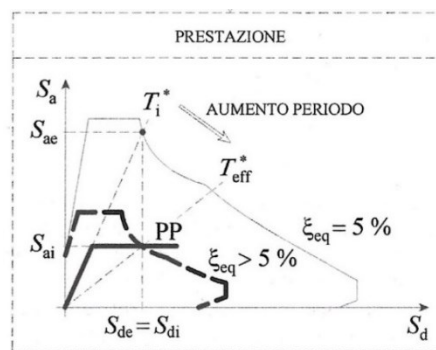


Fig. 64 - Individuazione del punto di prestazione PP

Per ricavare il punto di prestazione si parte da un punto di primo tentativo per cui lo spostamento d_c sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata (Fig. 65).

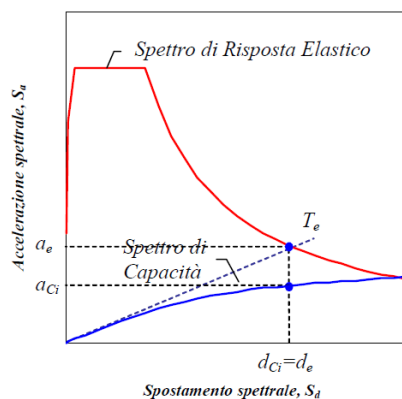


Fig. 65 - Punto di prestazione di primo tentativo

Sulla base di questo primo punto si costruisce l'approssimazione bilineare dello spettro di capacità secondo l'equivalenza in termini energetici, che parte dall'origine sino al valore di primo tentativo. Si assume che la risposta del sistema bilineare sia uguale a quella di un sistema lineare equivalente caratterizzato da un determinato periodo di vibrazione e da un certo smorzamento viscoso equivalente (Fig. 66).

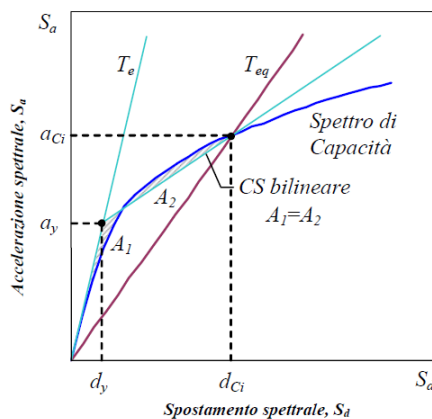


Fig. 66 - Approssimazione bilineare dello spettro di capacità ed equivalenza ad un sistema lineare

Si determina lo smorzamento del sistema lineare equivalente, che dipende dal comportamento isteretico della struttura, e successivamente il fattore di riduzione spettrale, necessario a scalare lo spettro elastico (Fig. 67).

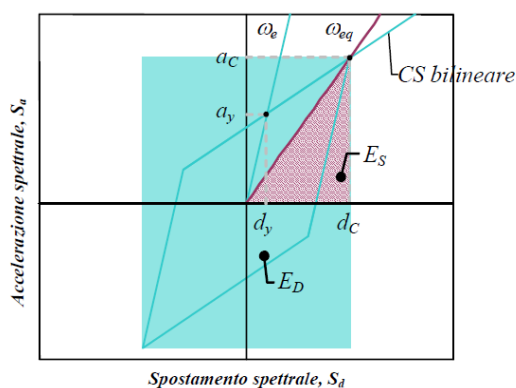


Fig. 67 - Smorzamento viscoso equivalente

Si individua il punto di intersezione dello spettro di domanda ridotto con lo spettro di capacità bilinearizzato. Se il punto ricavato ha uno spostamento

prossimo a quello ipotizzato si ha la soluzione, altrimenti si procede con la successiva iterazione (Fig. 68).

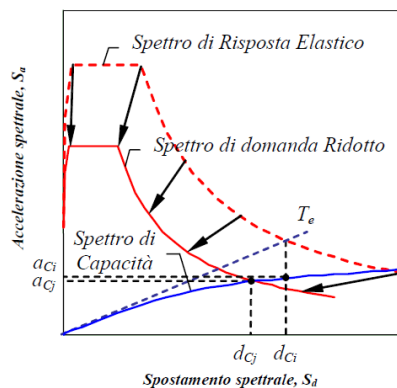


Fig. 68 - Determinazione del nuovo spostamento richiesto

Una volta raggiunta la convergenza ed individuato l'effettivo punto di prestazione, si converte lo spostamento del punto nel sistema MDOF e se ne verifica la compatibilità.

Tipologia di modellazione

La tecnica SAM è la tipologia di modellazione più utilizzata per le analisi pushover, in quanto è in grado di descrivere con sufficiente accuratezza il comportamento dell'edificio, qualora non sia però fortemente irregolare. Per la modellazione delle sezioni, i modelli più usati sono a plasticità concentrata, che prevedono la formazione di cerniere plastiche a flessione, pressoflessione e a taglio laddove l'elemento raggiunge la sua resistenza ultima. Altrimenti si possono usare modelli a plasticità diffusa, dove l'asta è divisa in conci ognuno caratterizzato da un legame momento-curvatura non lineare. Il comportamento non lineare è tuttavia previsto solo per gli elementi in compressione e non per quelli in trazione.

Considerazioni sull'analisi pushover

L'analisi statica non lineare rappresenta uno degli strumenti maggiormente utilizzati per la valutazione della risposta sismica globale degli edifici esistenti in

muratura, in particolare quando le caratteristiche strutturali e la regolarità dell'edificio ne consentono un'applicazione attendibile. La maggior parte delle costruzioni esistenti non è stata progettata con riferimento a normative sismiche, e questo approccio, che modella il comportamento post-elastico della muratura e correla l'evento sismico al danno indotto, permette di individuare i punti deboli di tali strutture. L'analisi non lineare, rispetto alla lineare, consente una valutazione più rigorosa della risposta strutturale di un edificio all'azione sismica. L'approccio è prestazionale, più consapevole e razionale. Pur non descrivendo ogni aspetto di un fenomeno che è dinamico ed essendo affetta da approssimazioni, la pushover se adottata correttamente fornisce molte informazioni sul comportamento non lineare delle strutture. In particolare consente di seguire l'evoluzione del danneggiamento strutturale dei vari elementi, di verificare le conseguenze della crisi di un elemento, di accertare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica, e di valutare gli spostamenti relativi di interpiano in funzione della discontinuità di resistenza e rigidezza tra i vari piani.

Se da un lato le analisi non lineari con la loro maggiore complessità forniscono molte più informazioni rispetto alle analisi lineari, dall'altro è necessario porre molta più attenzione alle scelte di modellazione della struttura. Ad esempio, un errore di posizionamento di una singola cerniera plastica può alterare completamente la sequenza degli elementi che si plasticizzano, oppure una stima inadeguata del modulo elastico comporta una diversa richiesta di spostamento.

Per le strutture irregolari è necessario prestare attenzione all'utilizzo della pushover a causa dei non trascurabili effetti torsionali. La progressione del danneggiamento determina la variazione dei parametri che determinano la risposta torsionale della costruzione. Cambiano i periodi di vibrazione, la posizione dei centri di rigidezza e di conseguenza l'eccentricità tra questi ultimi e i centri delle masse. In questi casi, ovvero in strutture in cui il modo di vibrare

torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei due modi di vibrare principali traslazionali, occorre scegliere, per avere risultati attendibili, una distribuzione di forze adattiva.

2.2.4 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare è una analisi al passo della struttura che prevede l'utilizzo di determinati accelerogrammi opportunamente scalati. Questo metodo è il più completo e accurato per la valutazione del comportamento degli edifici in zona sismica. Pur essendo alla base della determinazione degli spettri di risposta dell'oscillatore semplice, non risulta tuttavia di facile utilizzo per le strutture dotate di molti gradi di libertà, quali gli edifici in muratura.

Il metodo richiede di operare con dati di input complessi e di difficile definizione, come ad esempio i legami costitutivi che descrivono il comportamento ciclico isteretico dei materiali. Anche la valutazione dei risultati non è immediata.

L'analisi presenta inoltre delle incertezze legate alla scelta degli accelerogrammi rappresentativi. I risultati dipendono dall'accelerogramma scelto, e ciò comporta la necessità di utilizzare diversi segnali per ogni direzione, rendendo l'analisi più complicata e computazionalmente più onerosa.

In aggiunta, le normative richiedono espressamente che i risultati dell'analisi siano confrontati, in termine di sollecitazioni globali alla base della costruzione, con una analisi modale con spettro di progetto.

Non si ritiene dunque, per i motivi sopraelencati, il metodo più indicato in ambito professionale.

BIBLIOGRAFIA 2

- Albanesi T., Nuti C., *Analisi statica non lineare (pushover)*, Università degli Studi Roma Tre, 2007.
- Augenti N., Parisi F., *Teoria e tecnica delle strutture in muratura*, Milano, Hoepli Editore, 2019.
- Colombini S., *Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura*, Roma, EPC Editore, 2020.
- D'Altri A. M., Sarhosis V., Milani G., Rots J., Cattari S., Lagomarsino S., Sacco E., Tralli A., Castellazzi G., De Miranda S., *A review of numerical models for masonry structures*, Elsevier, 2019.
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari S., *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*, Elsevier, 2013.
- Lenza P., Ghersi A. e Calderoni B., *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2011.
- Magenes G., Morandi P., *Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura: modelli e normative*, Pavia, Rose School, 2006.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, D.M. 17 gennaio 2018.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*, C.S.LL.PP. Circolare n.7, 21 gennaio 2019.
- Punzo G., *Modellazione e analisi non lineare di murature esistenti*, Tesi di dottorato di ricerca in ingegneria civile, ambientale e dei materiali, 2016.
- S.T.A. DATA, *3Muri. Strutture in muratura: differenti procedure di calcolo*, Torino, 2018.

CAPITOLO 3

ELEMENTI STRUTTURALI E COMPORTAMENTO NEL PIANO DI UNA PARETE IN MURATURA

La parete muraria può essere rappresentata dai seguenti elementi strutturali:

- il maschio murario, che è costituito dal pannello verticale che si eleva normalmente per tutta l'altezza dell'edificio;
- la fascia di piano, che è il pannello orizzontale che collega i maschi murari;
- il nodo rigido che rappresenta la zona di incrocio tra maschio e fascia, e che è considerato rigido perché, in generale, risulta confinato dai maschi e dalle fasce di piano.

Analizziamo i possibili meccanismi di rottura nel piano del maschio murario e della fascia di piano.

3.1 Comportamento nel piano del maschio murario

La rottura nel piano di un maschio murario può avvenire secondo i meccanismi di seguito riportati:

- pressoflessione/ribaltamento (Fig. 69a);
- scorrimento orizzontale (Fig. 69b);
- fessurazione diagonale (Fig. 69c).

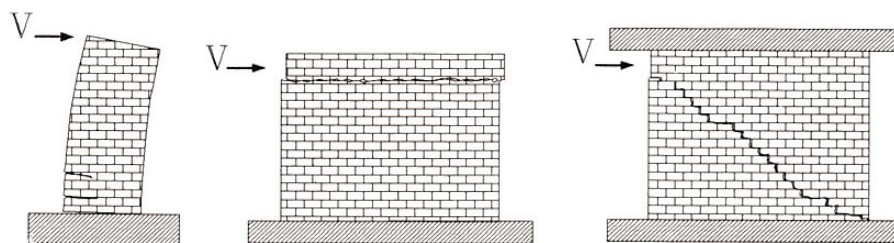


Fig. 69 - Rottura per pressoflessione (a), per scorrimento orizzontale (b), per fessurazione diagonale (c)

Pannelli murari con un ridotto rapporto b/h (pareti snelle) e soggetti a bassi carichi assiali saranno caratterizzati da un comportamento di tipo flessionale e quindi soggetti a meccanismi di rottura per pressoflessione o ribaltamento. Pareti tozze o soggette ad elevati carichi assiali saranno invece caratterizzati da rottura di tipo tagliente.

Rottura per pressoflessione/ribaltamento: calcolo del Momento Resistente Ultimo (M_u)

La rottura per pressoflessione avviene al raggiungimento della tensione massima di compressione della muratura. Per la valutazione del Momento Resistente Ultimo (M_u), consideriamo la teoria della pressoflessione per materiali non resistenti a trazione. Prendiamo un maschio murario di sezione rettangolare con agente in testa una forza eccentrica concentrata P . La sezione si parzializza, non resistendo a trazione, e a rottura si avrà alla base del pannello un diagramma delle compressioni che si può, in via semplificativa, considerare costante e pari a $0.85 f_d$, come riportato in Fig. 70 (a).

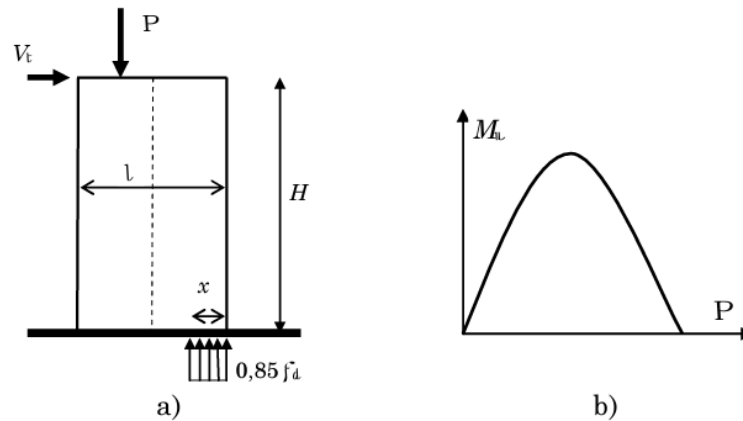


Fig. 70 - Momento ultimo a pressoflessione del maschio (a) e dominio di resistenza (b)

Con una semplice equazione di equilibrio verticale si ricava la larghezza x della zona compressa, corrispondente all'asse neutro, che sarà pari a:

$$x = \frac{P}{0.85 t f_d}$$

dove:

t= spessore della parete;

f_d=resistenza di calcolo a compressione della muratura.

Successivamente si calcola l'eccentricità alla base del maschio con la seguente formula:

$$e_{inf} = \frac{1}{2}(l-x) = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{P}{0.85 l t f_d} \right)$$

Il calcolo del M_u si ottiene moltiplicando la forza P per l'eccentricità e_{inf}.

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_n}{2} \left(1 - \frac{\sigma_n}{0.85 f_d} \right)$$

dove:

l= lunghezza complessiva della parete (inclusa la zona tesa);

$$\sigma_n = \frac{P}{l t}$$

è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione.

Il dominio di resistenza, riportato in Fig. 70 (b), mette in relazione la forza P con M_u. Facendo variare la forza P, si osserva che il Momento flettente massimo si ottiene per un valore pari a P_{max}/2.

Nelle condizioni di carico tipiche degli edifici ordinari ci si trova nel primo quarto del dominio. Si evince dunque che, in questo caso, il M_u è governato soprattutto dall'equilibrio alla rotazione piuttosto che dal superamento della resistenza massima a compressione della muratura.

Rottura per scorrimento orizzontale: calcolo della resistenza a taglio (V_t)

La rottura per scorrimento può avvenire lungo il letto di malta della muratura in corrispondenza delle sezioni estreme o delle zone deformabili.

Per il calcolo della resistenza a taglio della muratura si fa riferimento alla teoria dell'attrito interno di Coulomb, che considera il contributo favorevole della tensione di compressione agente sulla muratura.

Si ipotizza una distribuzione delle tensioni di compressione lineare, come riportato nella figura sottostante.

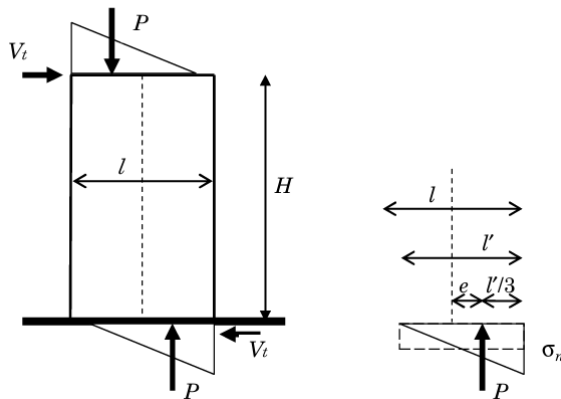


Fig. 71 - Distribuzione delle tensioni normali per verifica a taglio

Da semplici considerazioni geometriche si ottiene la lunghezza della zona compressa l' :

$$l' = l * \left(\frac{3}{2} - \frac{3e}{l} \right)$$

dove:

e = eccentricità = M/P ; (M = momento sollecitante).

La resistenza caratteristica a taglio è fornita dalla seguente formula:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$$

dove:

f_{vk0} = resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzo assiale;

$\sigma_n = P/l't =$ tensione normale media riferita alla sola area compressa della sezione.

La capacità a taglio risulterà pari a:

$$V_t = l't*f_{vd}$$

dove:

l' = lunghezza della zona compressa della parete;

t = spessore della parete;

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m.$$

Rottura per fessurazione diagonale

Per questo meccanismo facciamo riferimento alla teoria elastica delle tensioni principali. La rottura per fessurazione diagonale si raggiunge quando le tensioni principali di trazione al centro del pannello, dal quale parte la frattura, raggiungono la resistenza a trazione di progetto f_{td} .

Per ricavare la tensione principale di trazione utilizziamo il cerchio di Mohr che permette di rappresentare lo stato tensionale al centro del pannello. A tale scopo è necessario conoscere le tensioni normali e tangenziali, rappresentate in Fig. 72.

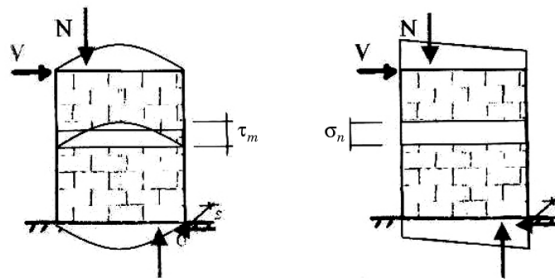


Fig. 72 - Sforzi tangenziali (a) e normali (b) nel centro del pannello

La tensione principale di trazione risulta pari a:

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + (b \tau_m)^2} - \frac{\sigma_n}{2}$$

dove:

σ_n = valore medio delle tensioni normali

τ_m = valore medio delle tensioni tangenziali

$b = H/l$ parametro che considera l'influenza della snellezza della parete sulla distribuzione delle tensioni tangenziali ($1 \leq b \leq 1.5$).

Sostituendo alla tensione principale di trazione la resistenza di calcolo f_{td} , ottengo la massima tensione tangenziale:

$$\tau_{m,ult} = \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_{td}}}$$

Il taglio resistente risulterà pari a:

$$V_t = l t \tau_{m,ult} = l t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_{td}}}$$

Solitamente la rottura diagonale avviene per cedimento dei giunti di malta rispetto alla rottura dei conci.

La crisi per fessurazione diagonale risulta in generale più favorevole rispetto alla rottura per scorrimento.

3.2 Comportamento delle fasce di piano

Le fasce di piano svolgono un ruolo fondamentale per la resistenza e la deformabilità della parete muraria. A seconda della tipologia strutturale si possono avere diversi gradi di accoppiamento tra i maschi murari che condizionano fortemente la risposta della parete alle sollecitazioni.

L'accoppiamento tra i maschi murari permette il trasferimento degli sforzi da un maschio all'altro facendo in modo che sia l'intera parete ad opporsi alle sollecitazioni orizzontali agenti, altrimenti si avrebbe un comportamento a mensola del maschio, molto più sfavorevole.

La fascia di piano per fornire accoppiamento deve avere almeno un elemento resistente a trazione perché, per permettere il trasferimento degli sforzi da un maschio al successivo, è necessario che si instauri un meccanismo a puntone equivalente come riportato in Fig. 73.

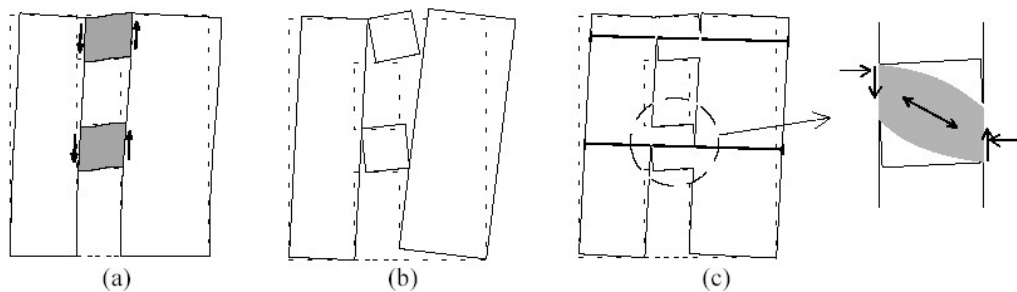


Fig. 73 - Attivazione meccanismo a puntone in presenza di elemento tensoresistente

In assenza di compressione il taglio ed il momento resistente della fascia sono nulli, in quanto si trascura la debole capacità della muratura di trasmettere sforzi di trazione.

Le fasce possono ricondursi alle seguenti tipologie:

- fascia debole, che fornisce un grado di accoppiamento trascurabile tra i maschi, in quanto non sono presenti elementi tensoresistenti. La fascia non fornisce resistenza né a taglio né a flessione.

A questa tipologia appartengono gli edifici più antichi nei quali gli orizzontamenti erano a volta o in legno/acciaio semplicemente appoggiati e con, soprastante le aperture, piattabande ad arco o architravi lignee o in acciaio semplicemente appoggiate.

Di seguito si riporta un esempio di fascia di piano debole con solai e architravi in legno.

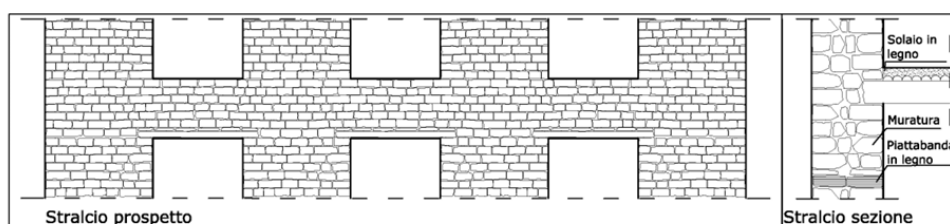


Fig. 74 - Fascia di piano caratterizzata dalla presenza di solai e architravi in legno

- fascia a puntone, dove è presente almeno un elemento tensoresistente efficacemente ancorato, che conferisce accoppiamento dei maschi grazie alla formazione del meccanismo a puntone. A questa categoria appartengono gli edifici che sono stati oggetto di consolidamento, nei quali è stata inserita, ad esempio, una catena metallica sulle testate dell'immobile, tipicamente in corrispondenza del solaio e in adiacenza alle pareti murarie (Fig. 75), oppure è stato costruito un cordolo di piano o altre tipologie di interventi che realizzano una fascia confinata.

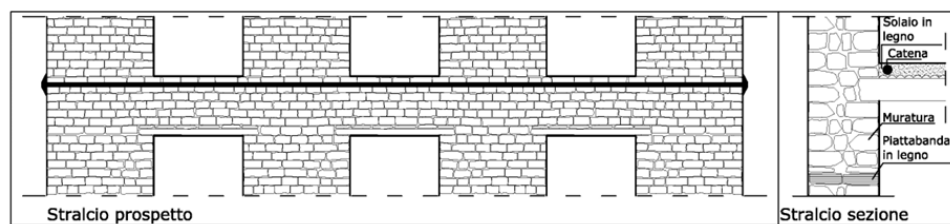


Fig. 75 - Fascia di piano con solai e piattabande in legno consolidata con l'inserimento di una catena metallica

La presenza dell'elemento tensoresistente permette la nascita di uno sforzo orizzontale di compressione. Il pannello può essere assimilato ad un maschio murario ruotato di 90° con la differenza che lo sforzo assiale di compressione è di difficile determinazione. Lo sforzo normale ed il taglio sono in questo caso indirettamente correlati, a differenza di quanto accade per una trave dove i due meccanismi sono indipendenti.

- fascia trave, dove sono presenti sia inferiormente che superiormente armature aderenti, sotto forma di cordoli di piano e, o cordolature continue sopra i vani delle aperture (Fig. 76), oppure architravi tensoresistenti efficacemente ammortate (Fig. 77). Questa tipologia è in grado di fornire le capacità flessionali di una trave.

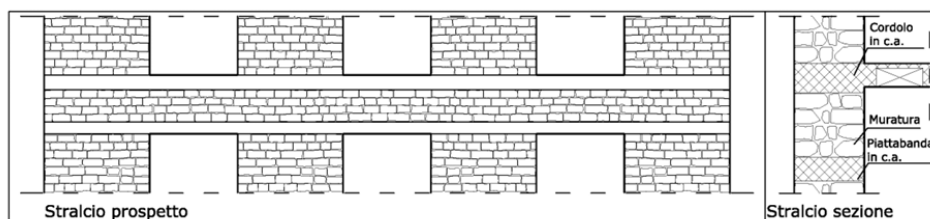


Fig. 76 - Fascia di piano caratterizzata da cordolatura continua al di sopra dei vani di apertura e cordoli di piano in c.a.

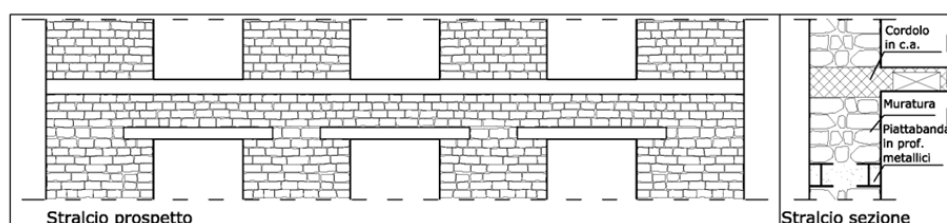


Fig. 77 - Fascia di piano caratterizzata da piattabande ben ammortate e cordoli di piano in c.a.

Verifiche delle fasce di piano

L'attuale normativa NTC 2018 considera, per la verifica delle fasce di piano, la sola tipologia fascia-puntone.

La verifica delle fasce, nel caso in cui lo sforzo di compressione sia noto, si eseguono in analogia a quanto previsto per i maschi murari.

Nel caso in cui lo sforzo normale non sia noto, ma siano presenti degli elementi tensoresistenti, quali catene e cordoli, è possibile utilizzare le formule successivamente riportate.

La capacità flessionale si sviluppa grazie agli elementi resistenti a trazione che, equilibrando la compressione nelle fasce, permettono l'instaurarsi del meccanismo fascia puntone.

La capacità massima a flessione si calcola analogamente a quanto visto per il maschio murario e risulta pari a:

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{(0,85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right]$$

dove:

H_p = minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso orizzontale e $0,4 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t$;

$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_m$ = resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale.

La capacità a taglio V_p associata al meccanismo flessionale è pari a:

$$V_p = 2 M_u / l$$

dove:

l = luce libera della fascia.

Per il calcolo del taglio resistente V_t si considera in via semplificativa la seguente formula:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:

h = altezza della fascia di piano;

t = spessore della fascia di piano;

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_m$ = resistenza di progetto a taglio in assenza di sforzo di compressione.

Questa espressione trascura del tutto il contributo dello sforzo normale agente sulle fasce di piano, mentre considera resistente tutta la sezione trasversale.

Il taglio resistente della fascia sarà il minore tra i valori calcolati V_t e V_p .

BIBLIOGRAFIA 3

- De Pisapia M., *Resistenza a taglio della muratura: meccanismi di rottura per azioni nel piano* [NTC2018 e Circ. 2019], www.marcodepisapia.com [ultimo accesso 10.11.2025].
- Fusier F., Vignoli A., *Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali*, Ingegneria sismica Anno X - N.1, gennaio-aprile 1993.
- Lenza P., Gherzi A. e Calderoni B., *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2011.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, D.M. 17 gennaio 2018.
- Pantò B., *Un nuovo macromodello per la valutazione della resistenza sismica di edifici in muratura*, Tesi di laurea 2003-2004.

CAPITOLO 4 CASO STUDIO: IL MUNICIPIO DI PIZZOLI (AQ)

4.1 Scelta e descrizione del caso studio

Per la fase applicativa della tesi è stato selezionato un caso studio tratto dalla letteratura scientifica. La struttura analizzata fa parte del Progetto DPC-ReLUIIS 2022–2024, sviluppato dal Consorzio ReLUIIS in collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile. Nell’ambito di tale progetto di ricerca sono state analizzate sette strutture benchmark con diversi SW di calcolo, al fine di confrontare e validare gli strumenti impiegati.

Nel presente elaborato è stata presa in esame la struttura benchmark n.6 che si ispira al municipio di Pizzoli in provincia dell'Aquila. La pianta dell’edificio ha una forma assimilabile ad una “C”, formata da un corpo rettangolare e da due corpi di dimensioni inferiori ortogonali al primo e ad esso ammorsati, per una dimensione totale di circa 38x12.5m. La struttura è composta da due piani fuori terra, un seminterrato, che viene trascurato nelle analisi, ed una mansarda non abitabile con un tetto a padiglione, composto da travetti in c.a. e blocchi di argilla forata con soletta di 3cm. L’altezza totale della struttura è di circa 8.6m. L’edificio è regolare in altezza ed è costituito da una muratura portante in blocchi di pietra a spacco con buona tessitura e listature in mattoni. La malta è di buona qualità e la connessione trasversale è efficace. L’ammorsamento tra le pareti ortogonali ed il collegamento tra solaio e pareti risultano altrettanto efficaci. Sono presenti cordoli in c.a. in sommità ad ogni parete, sia perimetrale che interna, a livello di entrambi gli orizzontamenti. I solai sono realizzati da piccole travi in acciaio e blocchi di argilla forata sormontati da solette in c.a. e costituiscono dei diaframmi rigidi.

In Fig. 78 sono riportate una vista dell’edificio, le piante, una sezione longitudinale e la sezione tipo del solaio.

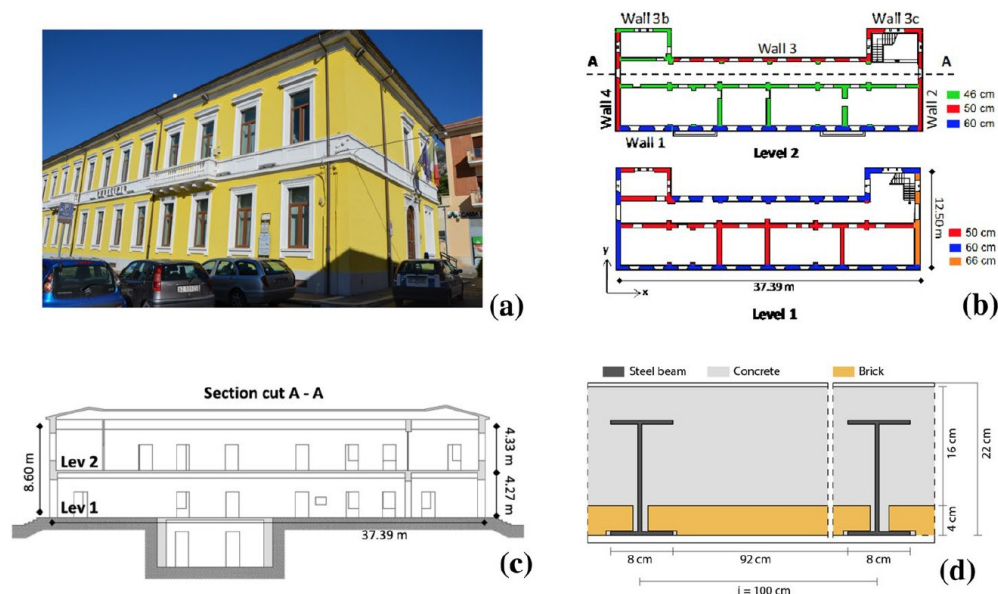


Fig. 78 - Foto municipio di Pizzoli (a), Pianta e spessore muri (b), Sezione A-A (c), Dettaglio solaio (d)

Nello studio scientifico sono stati considerati quattro possibili modelli strutturali che si differenziano per l'interazione tra maschi e fasce di piano. Per le analisi del presente lavoro di tesi ci si limita a considerare il caso C, che corrisponde alla presenza di cordoli perimetrali in c.a. a tutto spessore e che risulta essere il più coerente con la configurazione reale dell'edificio.

Per la modellazione della struttura si assumono le caratteristiche geometriche e meccaniche, i dettagli costruttivi, i carichi e le ipotesi riportate nel Progetto DPC-ReLUIIS, a cui si rimanda. In particolare si evidenzia che:

- i solai sono assunti rigidi con rigidezza equivalente ad una soletta in calcestruzzo di 16 cm di spessore;
- gli elementi strutturali del tetto non sono stati modellati esplicitamente, ma è stato applicato il carico equivalente.

4.2 Tipologia di modellazione e analisi e SW di calcolo

Per la modellazione dell'edificio ci si avvale del metodo a telaio equivalente che si è dimostrato essere molto affidabile per l'analisi sismica degli edifici esistenti in muratura non eccessivamente irregolari, come il caso in oggetto. Per quanto

riguarda la tipologia di analisi si conduce una analisi statica non lineare (Pushover) che, come precedentemente illustrato nel capitolo 2, risulta essere il metodo preferenziale per la verifica sismica di edifici esistenti in muratura.

Per la modellazione e le verifiche si utilizza il SW 3Muri Project Versione 16.0.0.6 della società S.T.A. DATA S.r.l. con sede a Torino in via Saluzzo 71. Gli autori del programma sono il Prof. Ing. Sergio Lagomarsino (Responsabile), la Prof.ssa Ing. Serena Cattari, il Prof. Ing. Andrea Penna e l'Ing. Alessandro Galasco.

Si impiega il modulo FME di 3Muri (Macro Elementi Finiti) che modella la risposta degli elementi strutturali attraverso elementi monodimensionali a telaio non lineari a plasticità concentrata tramite una legge costitutiva bilineare elastica perfettamente plastica con limitazione dello spostamento ultimo. La resistenza è assunta come il valore minimo tra resistenza a taglio e a flessione. I limiti di deformazione ultima sono differenziati a seconda che la modalità di rottura sia a pressoflessione o a taglio. Al raggiungimento delle condizioni limite il SW prevede l'eliminazione dell'elemento, senza interruzione dell'analisi.

I diaframmi, che rappresentano i solai, sono invece modellati come elementi finiti di membrana ortotropa elastica a 3 o 4 nodi.

4.3 Considerazioni e risultati delle analisi

Il primo aspetto da considerare è la possibilità che la muratura sotto azioni orizzontali possa essere interessata da fenomeni di disgregazione. L'edificio è costituito da muratura di buona qualità, ha una buona tessitura e presenta un efficace collegamento trasversale. Pertanto il fenomeno della disgregazione si può escludere a priori.

La seconda verifica riguarda gli eventuali cinematismi locali. L'edificio presenta efficaci collegamenti ad ogni livello realizzati da cordoli in c.a. che impediscono l'attivazione di qualsiasi meccanismo locale. Non si ritiene dunque necessario

effettuare l'analisi cinematica e procedere alle verifiche in quanto si escludono a priori eventuali cinematismi.

Dato che l'edificio manifesta un comportamento scatolare si può quindi procedere con le verifiche globali.

Per la modellazione dell'edificio è necessario l'inserimento di alcune travi fittizie a livello del secondo solaio per poter inserire correttamente i carichi. Tali travi sono modellate come elastiche, in modo da non essere interessate da fenomeni di rottura. In Fig. 79 si riporta il modello tridimensionale:

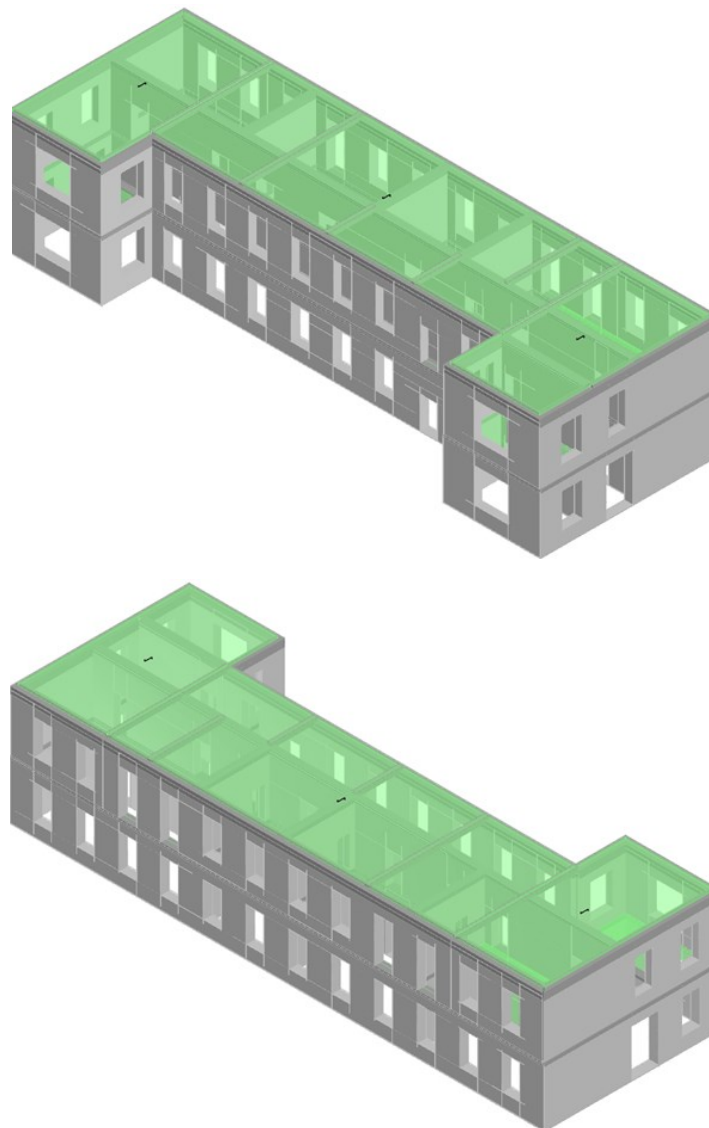


Fig. 79 - Modellazione edificio

Il primo passo consiste nella creazione della mesh dell'edificio. Il SW 3Muri genera in automatico il telaio equivalente, lasciando la possibilità di rettifica nel caso in cui lo stesso non rappresenti correttamente la struttura, come può facilmente accadere per strutture molto irregolari. Per il caso studio la meshatura automatica non ha richiesto di essere modificata.

Un primo confronto delle mesh con i risultati del progetto DPC-ReLUI5 2022-2024 permette di raffinare il modello, individuando altezze di aperture non altrimenti ricavabili e mettendo in luce la non conversione di una nicchia in apertura nella parete P7 al piano terreno. La parete, a differenza di quanto fatto per le altre nicchie, risulta piena (Fig. 80). Con tali modifiche si ottiene così un modello più simile alla modellazione del progetto DPC-ReLUI5.

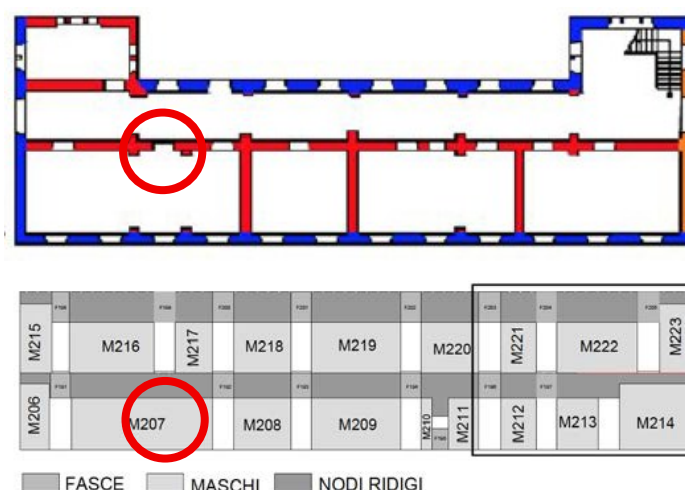


Fig. 80 - Pianta piano terreno con indicazione nicchia e mesh della parete corrispondente nel progetto DPC-ReLUI5

In Fig. 81 si riporta la mesh dell'edificio, nella quale sono rappresentati oltre ai maschi, ai nodi e alle fasce di piano, anche i cordoli e le travi.

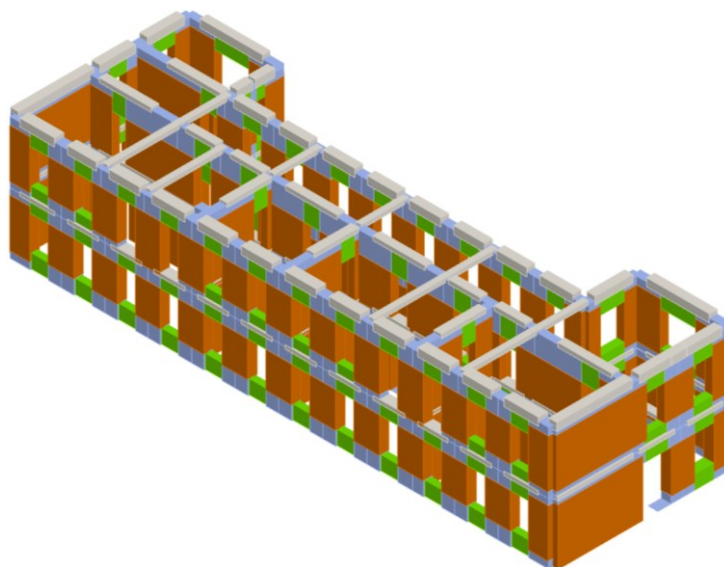


Fig. 81 - Mesh dell'edificio

Si procede con l'analisi modale per valutare il comportamento dinamico della struttura. I primi tre modi di vibrare sono ritenuti i più significativi per il caso studio. L'edificio presenta due modi traslazionali ed uno torsionale, come ci si poteva aspettare data la rigidezza degli orizzontamenti.

In Tab. 5 si riportano i tre modi con corrispondenti periodi e masse partecipanti, e nelle Fig. 82÷Fig. 84 le forme modali associate.

Modo	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]
1	0,325	0,00	86,68	0,02
2	0,257	0,00	0,83	0,00
3	0,203	89,33	0,00	0,01

Tab. 5 - Primi tre modi di vibrare, periodi e masse partecipanti

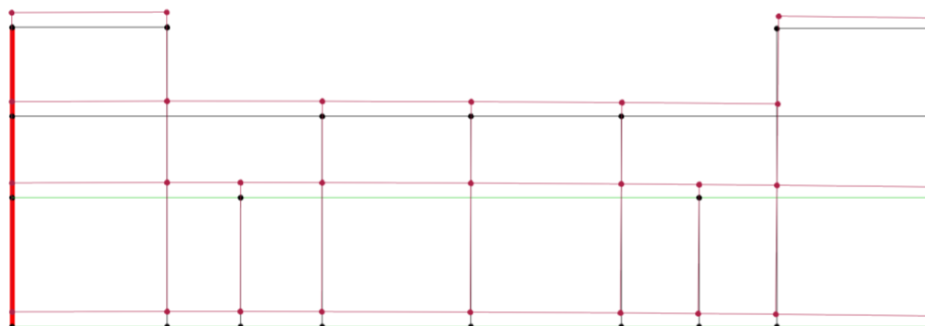


Fig. 82 - Forma modale relativa al primo modo

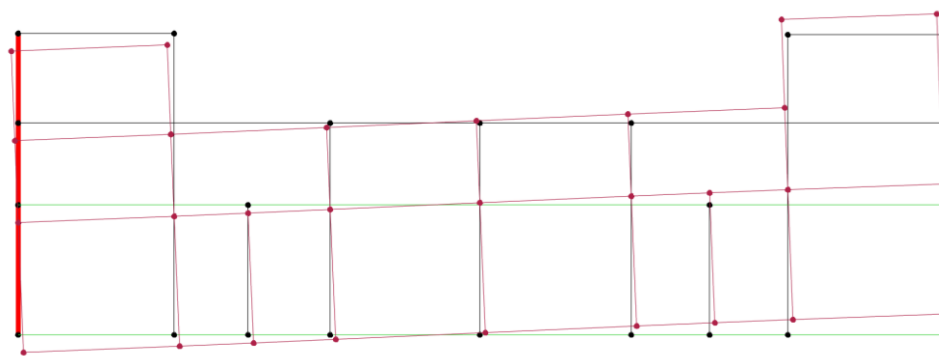


Fig. 83 - Forma modale relativa al secondo modo

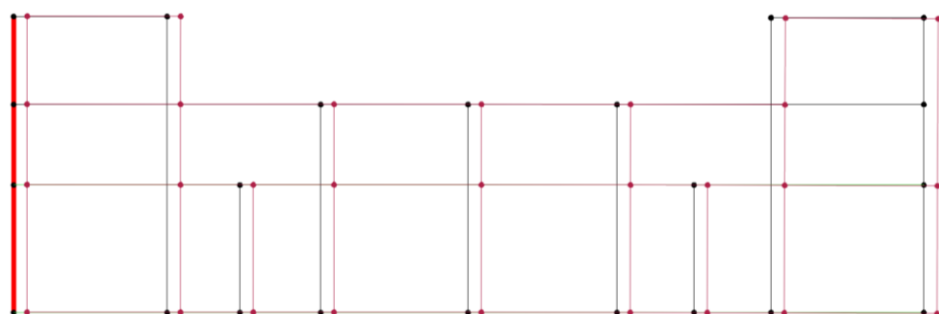


Fig. 84 - Forma modale relativa al terzo modo

L'analisi dinamica lineare mette in luce un modo di vibrare di natura torsionale con periodo superiore ad uno dei modi principali traslazionali. In questi casi la Circolare n.7 del 2019 (C.7.3.4.2) prevede che si adotti per l'analisi statica non lineare una distribuzione di forze adattiva al fine di non sottostimare le deformazioni. Tuttavia, si ritiene ragionevole in questo caso eseguire una pushover "classica" in quanto non emergono particolari criticità riconducibili ad effetti torsionali. La partecipazione al modo torsionale è infatti molto bassa. La Tab. 5 evidenzia infatti come la massa partecipante al secondo modo risulti pari allo 0.00% in direzione X e allo 0.83% in direzione Y, a fronte di una partecipazione al modo traslazionale in Y dell'86.68% e al modo traslazionale in X dell'89.33%.

Si procede quindi alla pushover classica, che prevede due combinazioni di carichi, una proporzionale alle forze statiche, data dal prodotto della matrice delle masse per la prima forma modale, considerata lineare lungo l'altezza (gruppo 1) ed una distribuzione di forze uniforme, proporzionale alle masse

(gruppo 2). Si applicano inoltre, come da normativa, le eccentricità accidentali del centro di massa pari al 5% della dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

Si eseguono le seguenti analisi pushover:

- direzione $\pm X$ con distribuzione di carico uniforme, con e senza eccentricità accidentale;
- direzione $\pm X$ con distribuzione di carico statica, con e senza eccentricità accidentale;
- direzione $\pm Y$ con distribuzione di carico uniforme, con e senza eccentricità accidentale;
- direzione $\pm Y$ con distribuzione di carico statica, con e senza eccentricità accidentale;

per un totale di 24 analisi statiche non lineari.

Per la scelta del punto di controllo il SW 3Muri permette di scegliere tra 3 opzioni:

- uno specifico punto;
- lo spostamento medio di un dato livello;
- gli spostamenti medi pesati.

Dopo alcune analisi preliminari, si sceglie come punto di controllo rappresentativo dello spostamento della struttura uno specifico punto del secondo livello, ovvero il baricentro delle masse, essendo i solai sufficientemente rigidi e non essendo significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni. Il nodo più prossimo al centro di massa è il punto 36 rappresentato in Fig. 85.

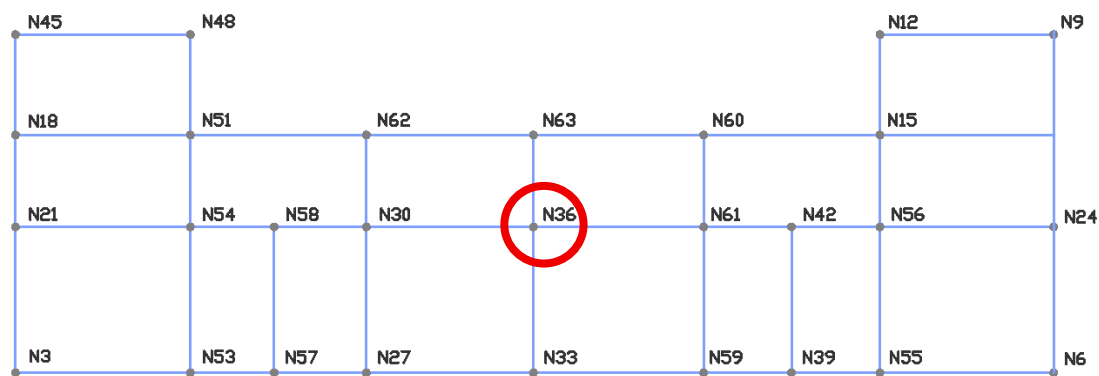


Fig. 85 - Punto di controllo N36

Come previsto per di edifici esistenti si considerano i valori medi delle resistenze, si utilizza un fattore di confidenza $FC=1$ data la conoscenza approfondita dell'edificio, si pone il coefficiente $\gamma_M=1$ per l'analisi non lineare e si considerano parametri elastici del materiale dimezzati per la condizione fessurata.

I risultati ottenuti dalle distribuzioni uniformi prive di eccentricità accidentale saranno utilizzati per il confronto con il Progetto DPC-ReLUIs 2022-2024.

La verifica consiste nel confrontare le curva di capacità con la domanda di spostamento prevista dalla normativa per il sito in questione.

In questa sede ci si limita alla verifica di stato limite di collasso (SLC).

Per il calcolo dello spettro di risposta ci si avvale del reticolo di riferimento riportato nelle Normative Tecniche. Si considera un sottosuolo di categoria A, una categoria topografica T1, una vita nominale dell'edificio ≥ 50 anni ed una classe d'uso III -Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti.

Si ottengono i parametri dello spettro di risposta riportati in Tab. 6.

	a_g [m/s²]	F₀	T_c* [s]	T_r [a]	S_s	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]
SLC	3,74	2,43	0,37	1462	1	0,12	0,37	3,12

Tab. 6 - Parametri spettro di risposta

La verifica di SLC è soddisfatta se:

$$1) \quad D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

- D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico;
- D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra:
 - il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo;
 - il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

2) il fattore di struttura $q^* < 4$ (p.to 7.8.1.6 NTC 2018).

Si definisce l'indice di vulnerabilità α :

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

- PGA_c = accelerazione di capacità, ovvero l'accelerazione massima che la struttura è in grado di sostenere;
- PGA_d = accelerazione di domanda, ovvero il valore di riferimento dell'accelerazione sismica.

La struttura risulta non verificata per $\alpha < 1$. Più basso è α e più l'edificio è vulnerabile alle azioni sismiche.

In Tab. 7 sono riportati i risultati ottenuti.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	α SLC
1	+X	Uniforme	0	1,47	1,68	1,94	Sì	1,105
2	+X	Forze statiche	0	1,67	1,76	2,28	Sì	1,045
3	-X	Uniforme	0	1,48	1,76	2,10	Sì	1,144
4	-X	Forze statiche	0	1,65	1,76	2,34	Sì	1,054
5	+Y	Uniforme	0	3,08	2,95	4,38	No	0,914
6	+Y	Forze statiche	0	3,35	4,03	4,89	No	0,818
7	-Y	Uniforme	0	3,23	4,74	3,74	Sì	1,068
8	-Y	Forze statiche	0	3,56	3,69	4,78	No	0,837
9	+X	Uniforme	59,8	1,47	1,64	1,98	Sì	1,089
10	+X	Uniforme	-59,8	1,48	1,64	2,04	Sì	1,084
11	+X	Forze statiche	59,8	1,67	1,72	2,27	Sì	1,026
12	+X	Forze statiche	-59,8	1,67	1,72	2,28	Sì	1,026
13	-X	Uniforme	59,8	1,48	1,84	2,11	Sì	1,185
14	-X	Uniforme	-59,8	1,48	1,76	2,11	Sì	1,144
15	-X	Forze statiche	59,8	1,64	1,80	2,30	Sì	1,076
16	-X	Forze statiche	-59,8	1,65	1,68	2,34	Sì	1,015
17	+Y	Uniforme	183,8	3,08	3,35	4,37	No	0,914
18	+Y	Uniforme	-183,8	3,12	2,63	4,43	No	0,849
19	+Y	Forze statiche	183,8	3,35	4,98	4,98	No	0,803
20	+Y	Forze statiche	-183,8	3,41	3,79	5,02	No	0,797
21	-Y	Uniforme	183,8	3,22	4,01	3,71	Sì	1,078
22	-Y	Uniforme	-183,8	3,22	4,33	3,83	Sì	1,045
23	-Y	Forze statiche	183,8	3,44	3,53	4,81	No	0,831
24	-Y	Forze statiche	-183,8	3,56	3,45	4,75	No	0,842

Tab. 7 - Risultati analisi pushover

Come si evince dalla tabella su 24 analisi 9 non sono verificate. Le analisi che non superano la verifica sono tutte relative ad una sollecitazione sismica in direzione Y. In alcune pushover la domanda di spostamento D_{max} risulta inferiore all'offerta di spostamento D_u , tuttavia $q^* > 4$.

In giallo è evidenziata l'analisi più critica, ovvero con indice di vulnerabilità minore, che corrisponde alla direzione +Y con distribuzione di forze statiche ed eccentricità accidentale negativa. In Fig. 86 è riportata la curva di capacità relativa a tale analisi. La curva di capacità è rappresentata da una linea nera,

mentre la bilineare equivalente da una linea rossa continua. D_{max} e D_u sono i parametri precedentemente definiti, mentre la linea blu rappresenta il passo della curva che si sta investigando.

Si evidenzia come in questo caso D_u sia diverso dallo spostamento ultimo dell'analisi. La pushover continua oltre la rottura di diversi elementi sfruttando le ridistribuzioni di sforzo e si interrompe per una riduzione del taglio di base pari al 20%. Il SW tronca tuttavia convenzionalmente la capacità ultima, corrispondente allo spostamento D_u , al raggiungimento di una soglia limite di deformazione angolare dei maschi significativi, ovvero prima che si verifichi un crollo parziale o la rottura simultanea di troppi elementi.

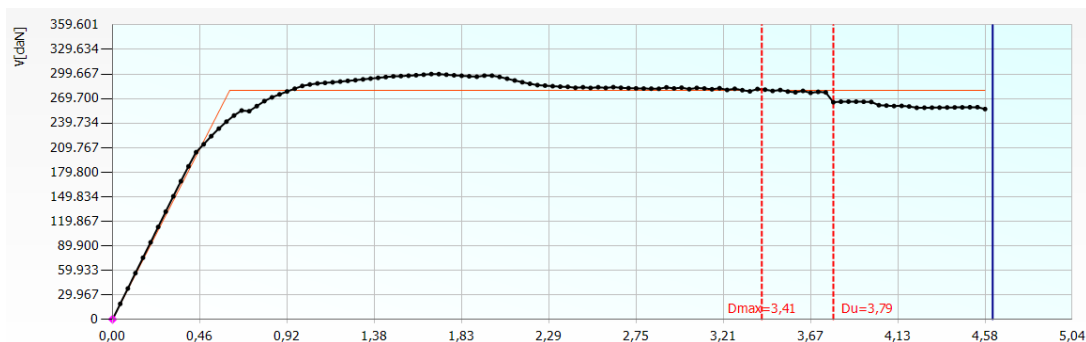


Fig. 86 - Curva di capacità direzione +Y distribuzione di forze statiche con eccentricità accidentale negativa

In Fig. 87 si riporta il danneggiamento della struttura in corrispondenza dello spostamento D_{max} .

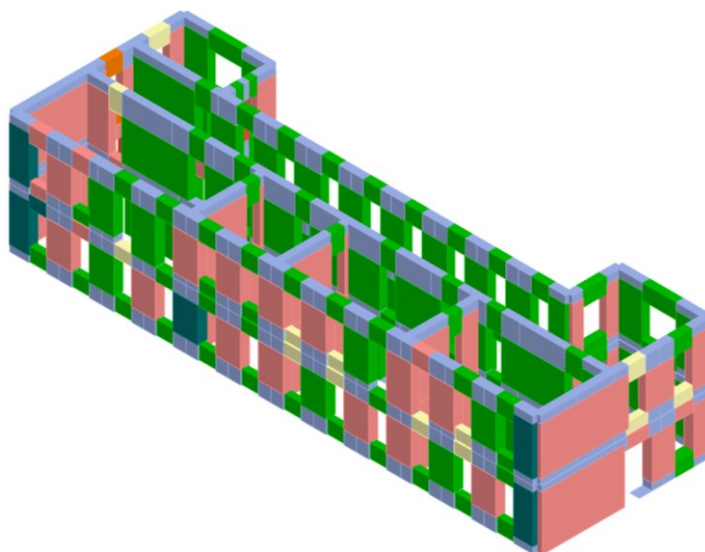


Fig. 87 - Danneggiamenti struttura per analisi in direzione +Y e spostamento D_{max}

Le pareti che in percentuale, per una domanda pari a D_{max} , subiscono i danneggiamenti maggiori sono le pareti P1, P3, P8, P9 e P10, rappresentate in pianta in Fig. 88.

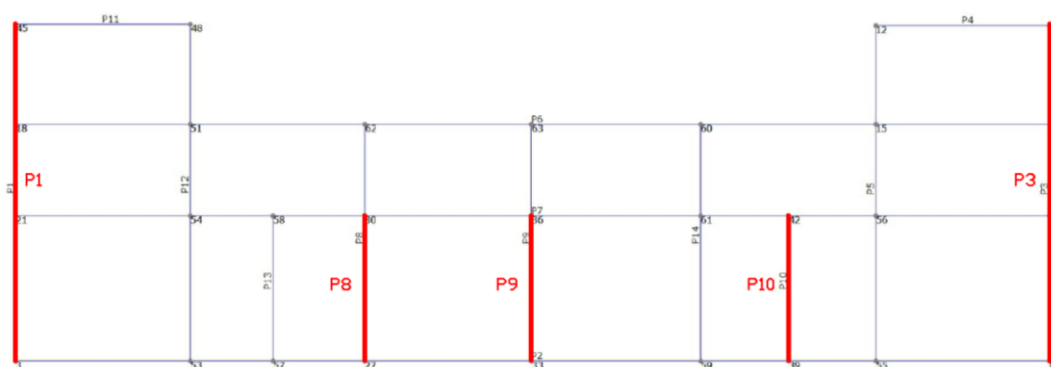


Fig. 88 - Posizione pareti P1, P3, P8, P9, P10

In Fig. 89 si riporta la legenda relativa alle tipologie di danneggiamento e nelle Fig. 90÷ Fig. 94 i danneggiamenti che interessano le pareti.

Integro
Incipiente plasticità
Plastico per taglio
Incipiente rottura per taglio
Rottura per taglio
Plastico presso flessione
Incipiente rottura presso flessione
Rottura presso flessione
Crisi grave
Rottura per compressione
Rottura per trazione
Rottura in fase elastica
Elemento non efficace

Fig. 89 - Legenda dei danneggiamenti

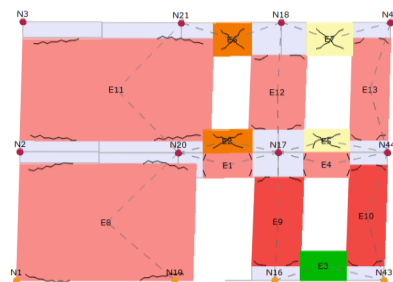


Fig. 90 - Danneggiamento della parete P1

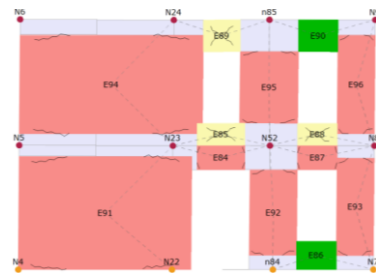


Fig. 91 - Danneggiamento della parete P3



Fig. 92 - Danneggiamento della parete P8



Fig. 93 - Danneggiamento della parete P9

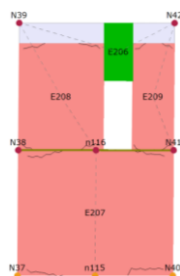


Fig. 94 - Danneggiamento della parete P10

Per completezza si riporta in Fig. 95 se pur verificata l'analisi in direzione X con indice di vulnerabilità minore, che corrisponde alla direzione -X con distribuzione di forze statiche ed eccentricità accidentale negativa.

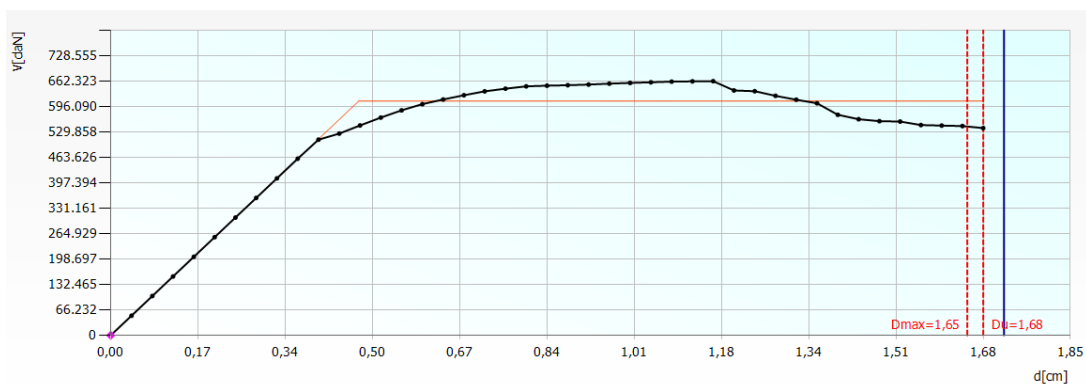


Fig. 95 - Curva di capacità direzione -X distribuzione di forze statiche con eccentricità accidentale negativa

In Fig. 96 è illustrato il danneggiamento della struttura per uno spostamento pari a $D_{\max}$.

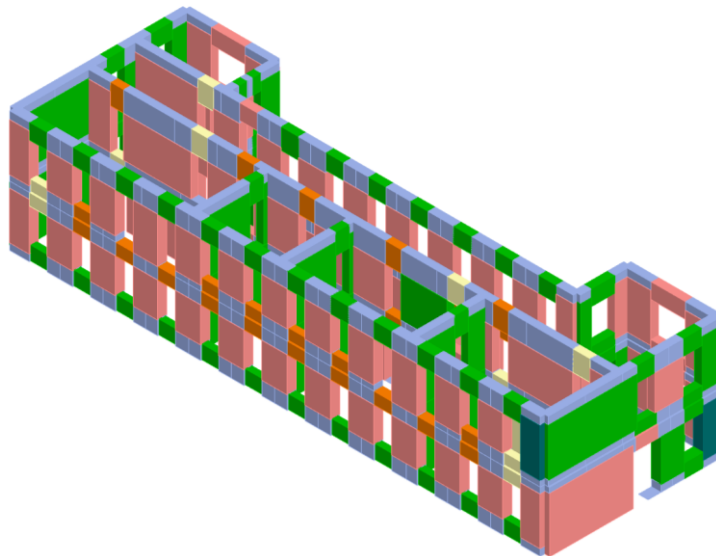


Fig. 96 - Danneggiamenti struttura per analisi in direzione -X per spostamento D_{max}

Le pareti che in percentuale per una domanda pari a D_{max} subiscono i danneggiamenti maggiori sono le pareti P2, P4, P6, P7 e P11 rappresentate in Fig. 97.

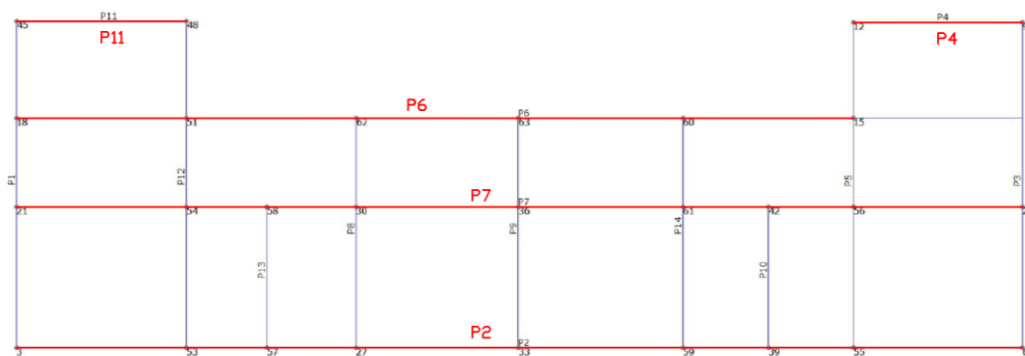


Fig. 97 - Posizione pareti P2, P4, P6, P7, P11

In Fig. 98 si riporta la legenda relativa alle tipologie di danneggiamento e nelle Fig. 99÷Fig. 103 i danneggiamenti che interessano le pareti.

Integro
Incipiente plasticità
Plastico per taglio
Incipiente rottura per taglio
Rottura per taglio
Plastico presso flessione
Incipiente rottura presso flessione
Rottura presso flessione
Crisi grave
Rottura per compressione
Rottura per trazione
Rottura in fase elastica
Elemento non efficace

Fig. 98 - Legenda dei danneggiamenti

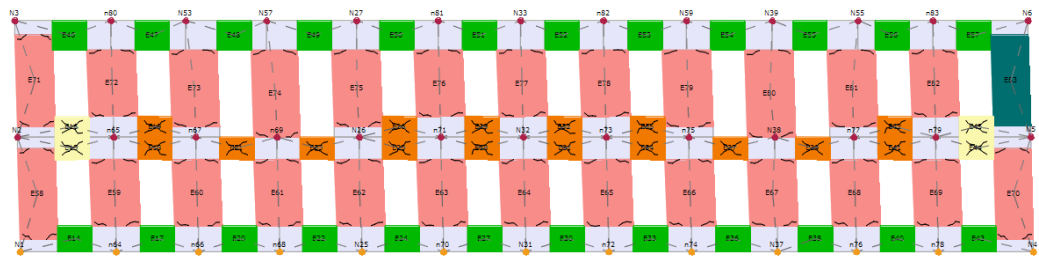


Fig. 99 - Danneggiamento della parete P2

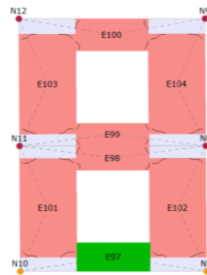


Fig. 100 - Danneggiamento della parete P4

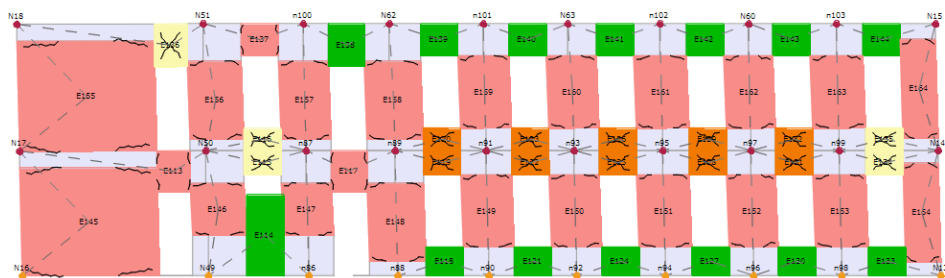
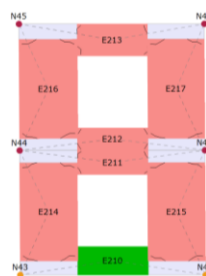
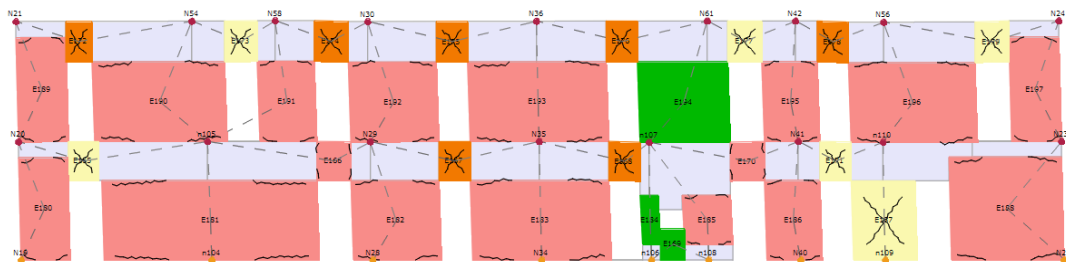


Fig. 101 - Danneggiamento della parete P6



In conclusione l'edificio, non essendo verificato per lo stato limite di collasso, necessita di interventi di consolidamento sismico.

4.4 Comparazione dei risultati con il progetto DPC-ReLUIs 2022-2024

Per valutare la coerenza dei risultati ottenuti e fornire un riscontro sull'attendibilità del modello sviluppato, si procede al confronto con i risultati del Progetto DPC-ReLUIs 2022-2024.

I parametri comparati sono i seguenti:

- massa totale dell'edificio;
- modi di vibrare, periodi e masse partecipanti;
- pushover globali per distribuzioni uniformi senza eccentricità nelle direzioni +X, -X, +Y, -Y e approfondimento in direzione +X;
- pushover delle singole pareti P2 (P5 nel progetto DPC-ReLUIS) e P7 (P9 nel progetto DPC-ReLUIS) per distribuzioni uniformi senza eccentricità in direzione +X;

- modalità di rottura in corrispondenza dello spostamento ultimo delle pareti P6 (P4 nel progetto DPC-ReLUIIS) e P7 (P9 nel progetto DPC-ReLUIIS) per distribuzioni uniformi senza eccentricità in direzione +X, e della parete P1 in direzione +Y.

Massa totale dell'edificio

In Tab. 8 è riportato il confronto della massa totale dell'edificio:

SW	M [Kg]
SW1	2.103.773
SW2	2.073.160
SW6	1.999.902
SW7	2.032.187
TESI	2.044.659

Tab. 8 - Massa totale dell'edificio per i vari SW

Rispetto al valore medio dei SW1÷7 considerati nel progetto si ottiene una differenza minima pari a -0,4%.

Analisi modale

In Tab. 9 è illustrato il raffronto tra i modi di vibrare, i periodi e le masse partecipanti:

SW	Primo modo			Secondo modo			Terzo modo		
	Mx [%]	My [%]	Ty [s]	Mx [%]	My [%]	Tx-y [s]	Mx [%]	My [%]	Tx [s]
SW1	0%	86%	0,334	0%	2%	0,273	89%	0%	0,212
SW2	0%	86%	0,326	0%	0%	0,256	90%	0%	0,220
SW6	0%	87%	0,309	0%	0%	0,243	89%	0%	0,207
SW7	0%	83%	0,283	0%	1%	0,228	87%	0%	0,209
TESI	0%	87%	0,325	0%	1%	0,257	89%	0%	0,203

Tab. 9 - Modi di vibrare, periodi e masse partecipanti

Anche nel progetto DPC-ReLUIIS si ottengono un primo e terzo modo traslazionale con partecipazione delle masse molto alta nella direzione

interessata e un secondo modo torsionale con partecipazione molto bassa o nulla in entrambe le direzioni X e Y.

I periodi differiscono rispetto al valore medio $SW1 \div 7$ dei seguenti valori:

- +3,7% per T_y ;
- +2,9% per T_{x-y} ;
- -4,2% per T_x .

Pushover globali

Nelle Fig. 104 ÷ Fig. 107 si riportano le sovrapposizioni delle pushover globali per distribuzioni uniformi senza eccentricità nelle direzioni +X, -X, +Y, -Y:

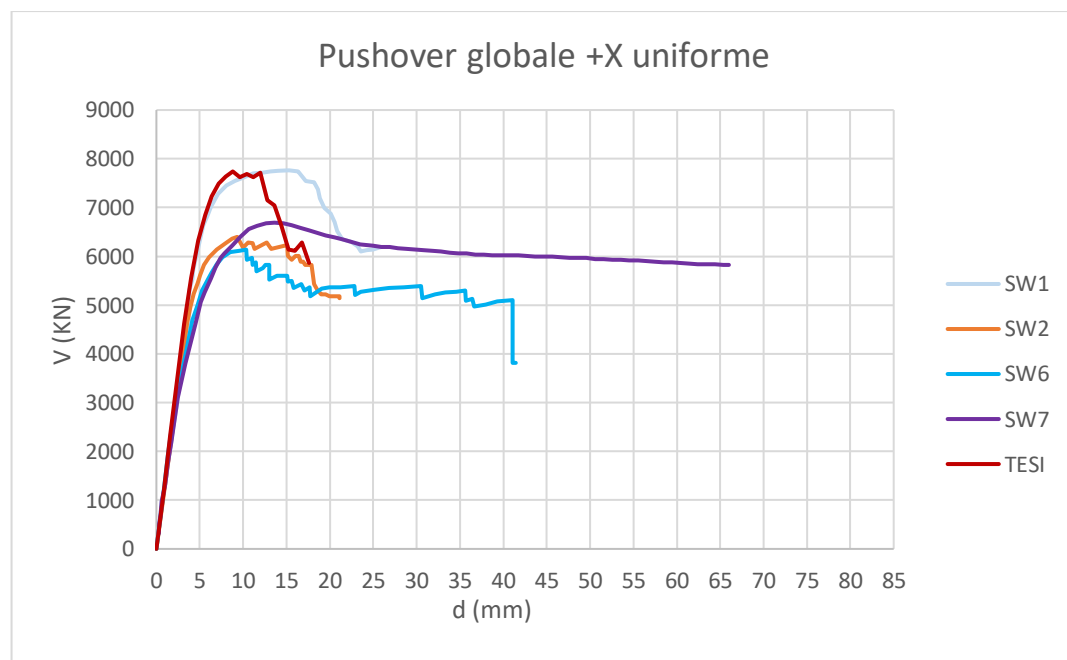


Fig. 104 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione +X

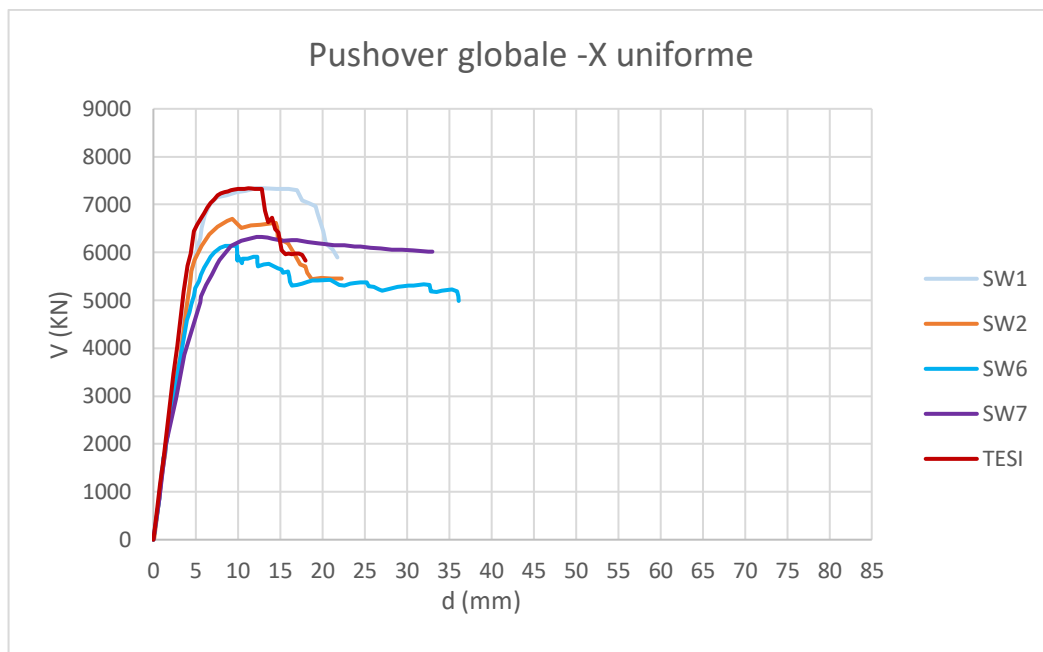


Fig. 105 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione -X

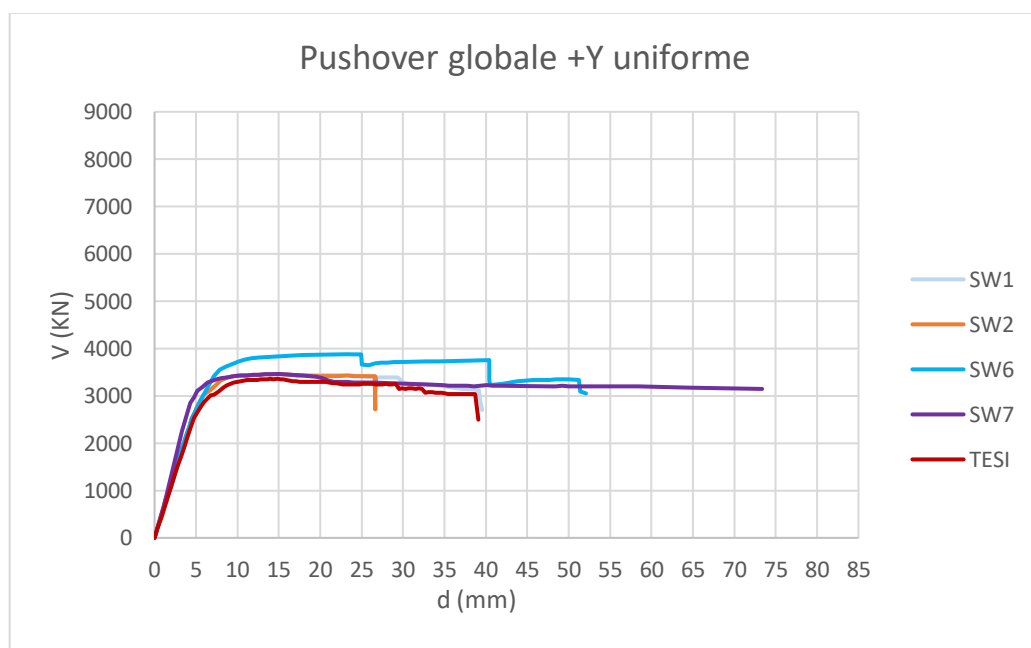


Fig. 106 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione +Y

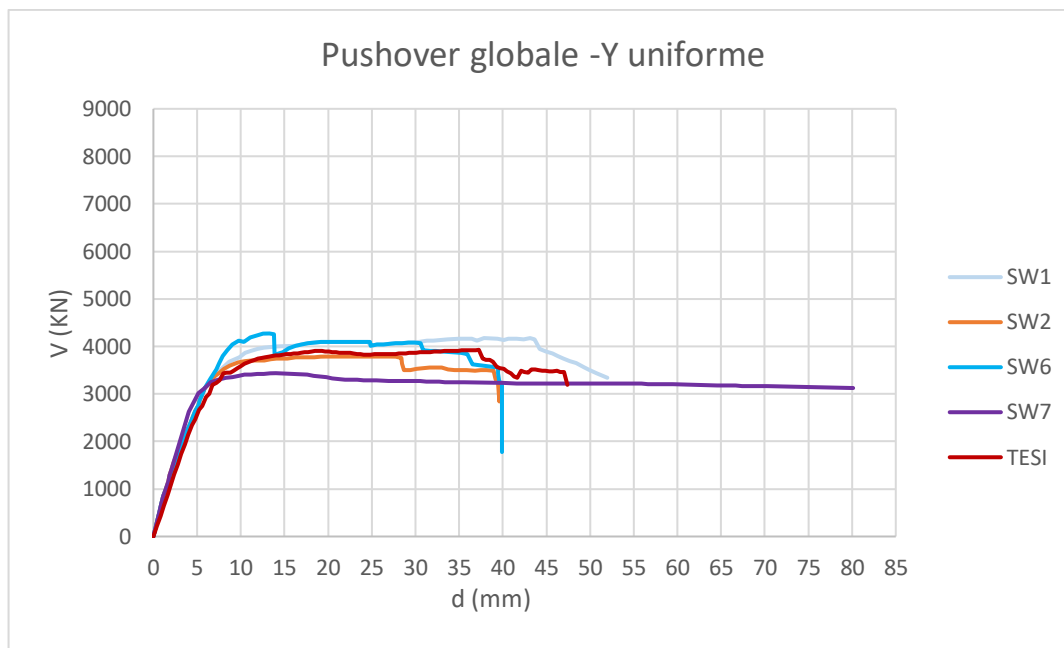


Fig. 107 - Pushover globale per distribuzione uniforme e direzione -Y

I risultati si avvicinano molto in termini di taglio totale resistente e spostamento, in particolare al SW1. Si evidenzia che la curva di capacità cambia al variare del punto di controllo. Tale punto non è stato riportato nel Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024, perciò potrebbe non coincidere con quello scelto nel presente elaborato. La differenza tra le curve di capacità è quindi ritenuta a maggior ragione accettabile.

Approfondimento pushover globale

In Fig. 108 è illustrata la sovrapposizione dell'approfondimento della pushover globale per la direzione +X con distribuzione uniforme fino all'annullamento del taglio:

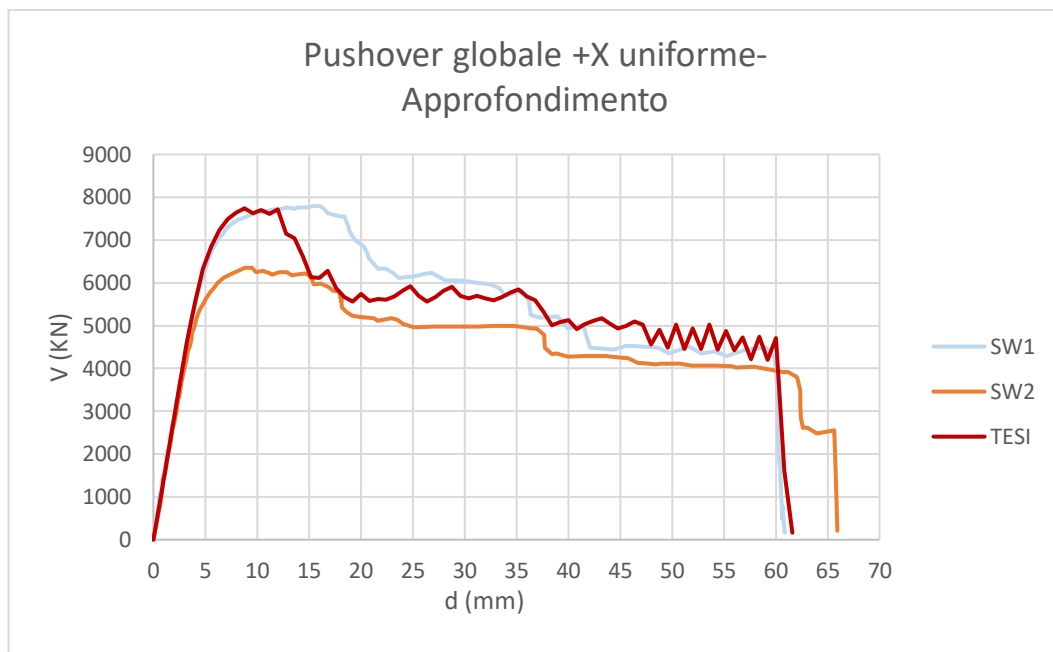


Fig. 108 - Approfondimento pushover distribuzione uniforme direzione +X

Il risultato conferma le analogie.

Pushover singole pareti

Nelle Fig. 109 e Fig. 110 sono riportate le sovrapposizioni delle pushover delle singole pareti P2 (P5 nel progetto DPC-ReLUIS) e P7 (P9 nel progetto DPC-ReLUIS) per distribuzioni uniformi senza eccentricità in direzione +X:

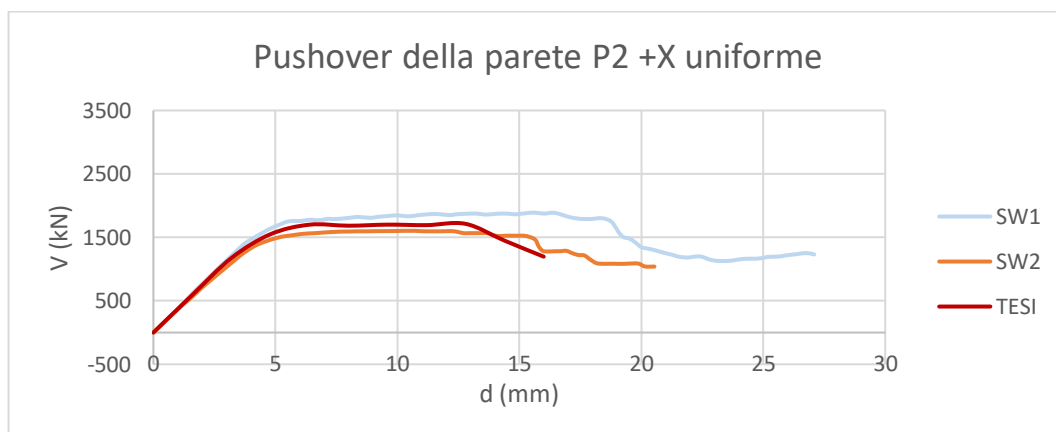


Fig. 109 - Pushover parete P2 distribuzione uniforme direzione +X

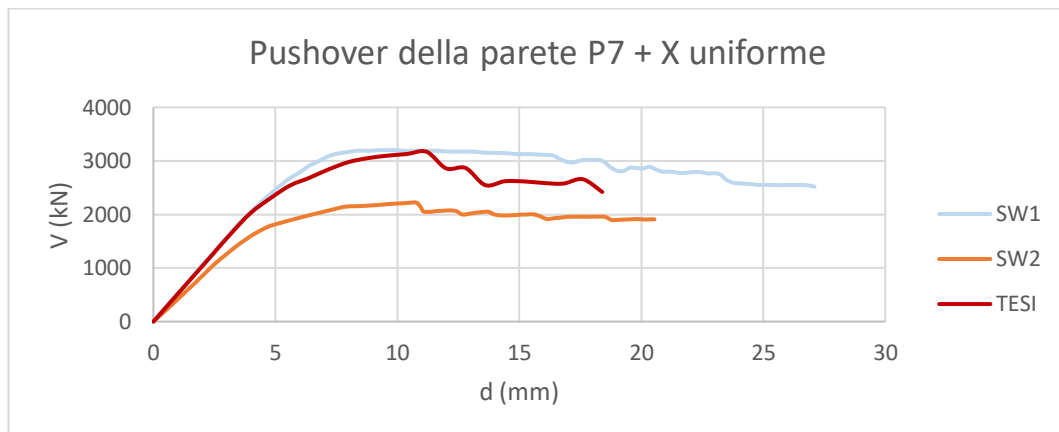


Fig. 110 - Pushover parete P7 distribuzione uniforme direzione +X

Anche per le singole pareti i risultati si avvicinano molto in termini di taglio totale resistente e spostamento.

Modalità di rottura

Nelle Fig. 111 ÷ Fig. 116 si riporta il confronto tra le modalità di rottura in corrispondenza dello spostamento ultimo delle pareti P6 (P4 nel progetto DPC-ReLUIS) e P7 (P9 nel progetto DPC-ReLUIS) per distribuzioni uniformi senza eccentricità in direzione +X, e della parete P1 in direzione +Y:

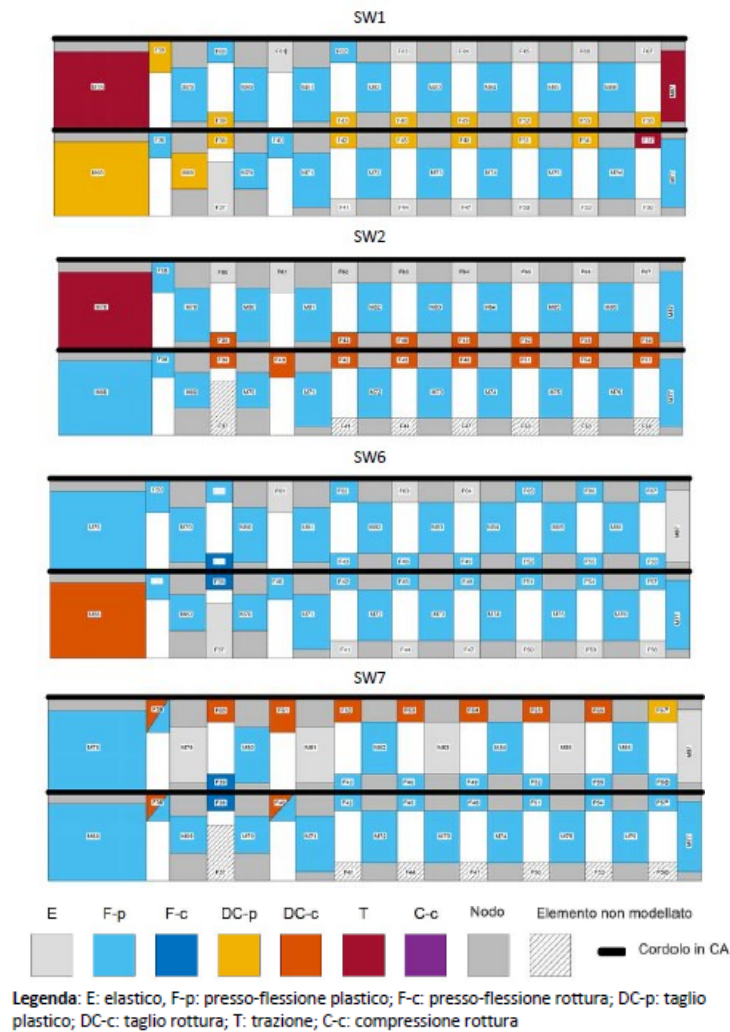


Fig. 111 - Quadro del danno e legenda parete P4 direzione +X progetto DPC-ReLUIS con i vari SW

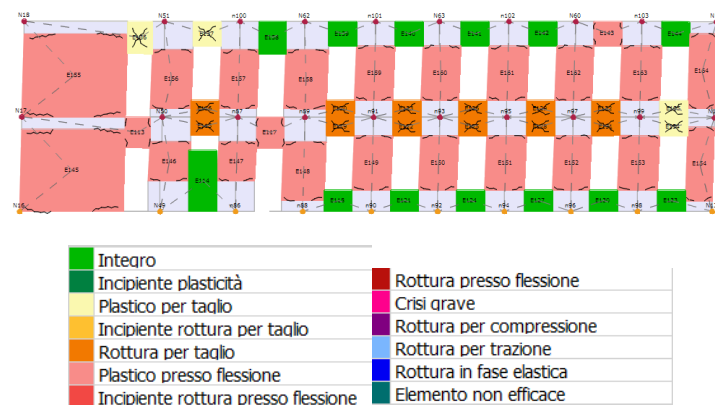


Fig. 112 - Quadro del danno parete P6 (=P4 progetto) e legenda

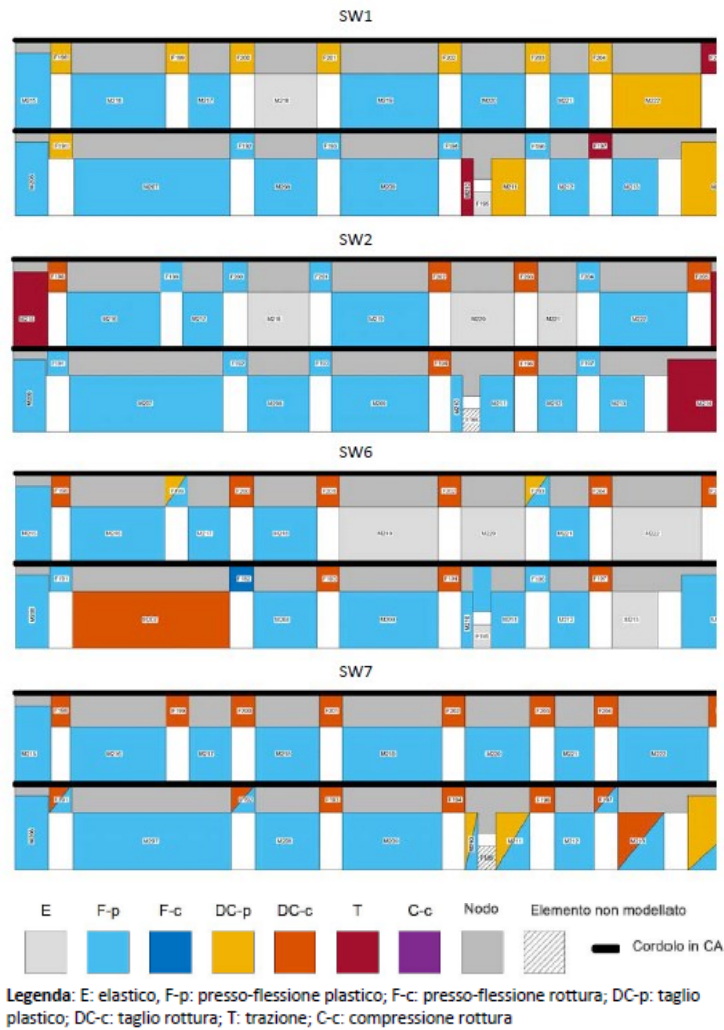


Fig. 113 - Quadro del danno e legenda parete P9 direzione +X progetto DPC-ReLUIS con i vari SW

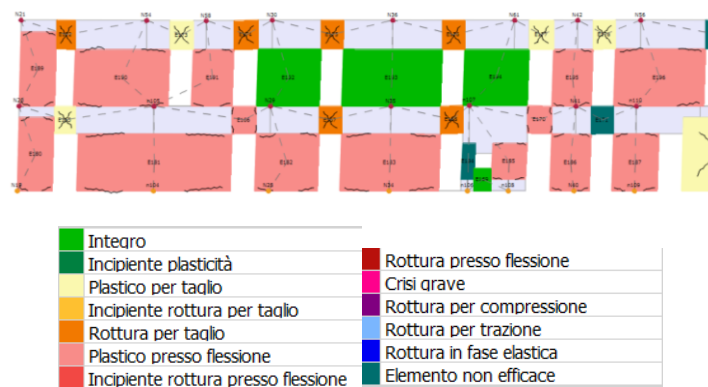


Fig. 114 - Quadro del danno parete P7 (=P9 progetto) e legenda

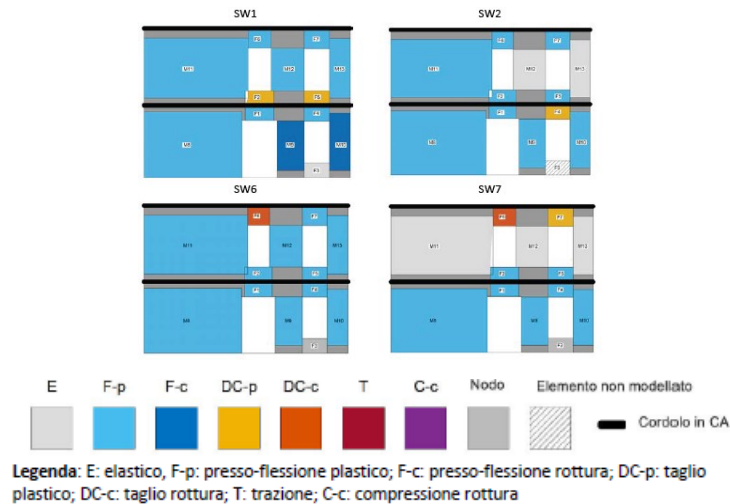


Fig. 115 - Quadro del danno e legenda parete P1 direzione +Y progetto DPC-ReLUIS con i vari SW

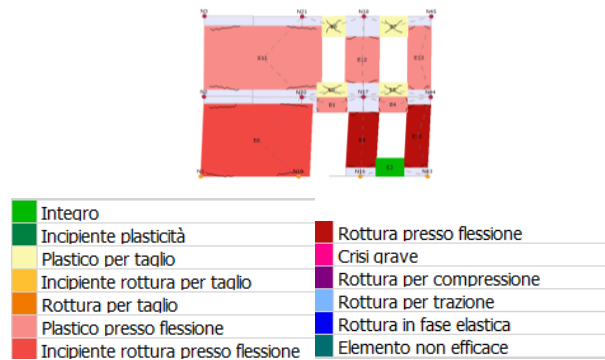


Fig. 116 - Quadro del danno parete P1 e legenda

Utilizzando SW diversi le modalità di rottura che si ricavano possono facilmente differire, come di fatto avviene nelle analisi del progetto DPC-ReLUIS. Ciò è dovuto al fatto che le modalità di rottura dipendono da numerosi fattori, quali ad esempio la schematizzazione geometrica del telaio, i criteri di rottura adottati, gli algoritmi utilizzati, nonché la formulazione matematica del singolo macroelemento. In considerazione di questo aspetto e date le analogie delle analisi pushover con il SW1, si decide di confrontare i risultati con il primo SW. Le modalità di rottura presentano analogie, ma anche discrepanze. Per valutare la bontà dei risultati si analizzano i domini di resistenza di alcuni maschi che presentano differenze di danneggiamento.

In Fig. 117 si riporta il confronto delle modalità di rottura dei maschi E155 ed E145 della parete P6 per i quali si intende analizzare il dominio di resistenza.

Il maschio E155 nel progetto DPC-ReLUIs è soggetto a trazione, mentre nel presente elaborato risulta plastico per pressoflessione.

Il maschio E145 nel progetto DPC-ReLUIs è plastico per taglio, mentre nel presente elaborato risulta plastico per pressoflessione.



Fig. 117 - Confronto modalità di rottura maschi E155 ed E 145 parete P6

In Fig. 118 è illustrato il dominio di resistenza del maschio E155 della parete P6. Il punto rosso rappresenta lo stato di sollecitazione a cui è soggetto il maschio per un determinato step della pushover.

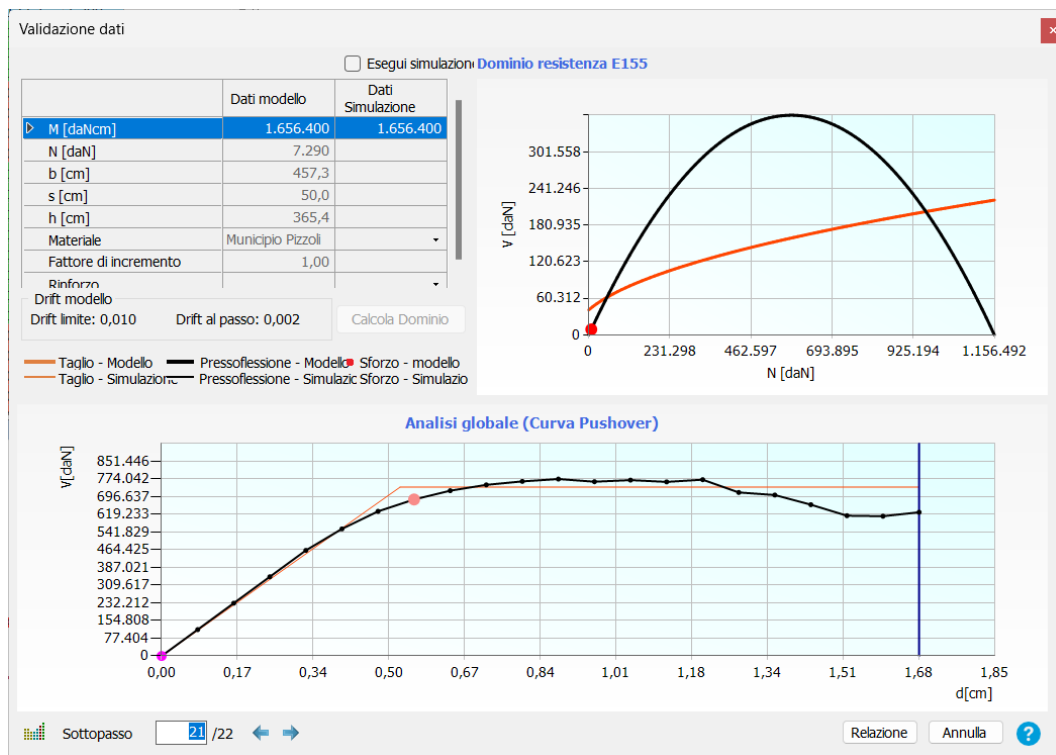


Fig. 118 - Dominio di resistenza maschio E155 parete P6

Come si evince dal dominio la forza assiale N è prossima allo 0. Basta quindi una piccola variazione delle azioni o un passo successivo della pushover perché il maschio sia soggetto a trazione, come avviene con il SW1.

In Fig. 119 è illustrato il dominio di resistenza del maschio E145 della parete P6.

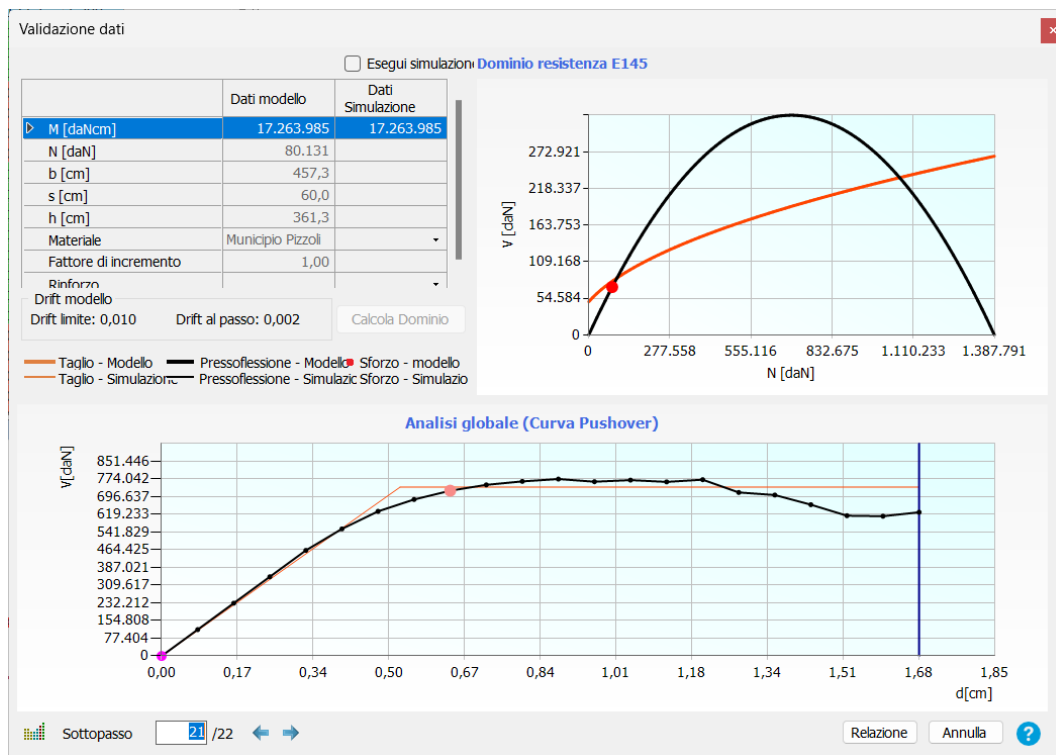


Fig. 119 - Dominio di resistenza maschio E145 parete 6

Lo stato di sollecitazione del maschio è molto prossimo all'intersezione tra la curva di resistenza a taglio e la curva di resistenza a pressoflessione. Basta dunque una piccola variazione dell'azione assiale, cosa sicuramente possibile date le approssimazioni del modello, per passare dal meccanismo di rottura a pressoflessione al meccanismo di rottura per taglio.

In Fig. 120 si riporta il confronto delle modalità di rottura dei maschi E193, E194 ed E196 della parete P7.

I maschi E193 ed E194 nel progetto DPC-ReLUIIS risultano plastici per pressoflessione, mentre nel presente elaborato sono in fase elastica.

Il maschio E196 nel progetto DPC-ReLUIIS risulta plastico per taglio, mentre nel presente elaborato è plastico per pressoflessione.



Fig. 120 - Confronto modalità di rottura maschi E193, E194 ed E196 parete P7

Nelle Fig. 121 e Fig. 122 sono illustrati i domini di resistenza dei maschi E193 ed E194 della parete P7.

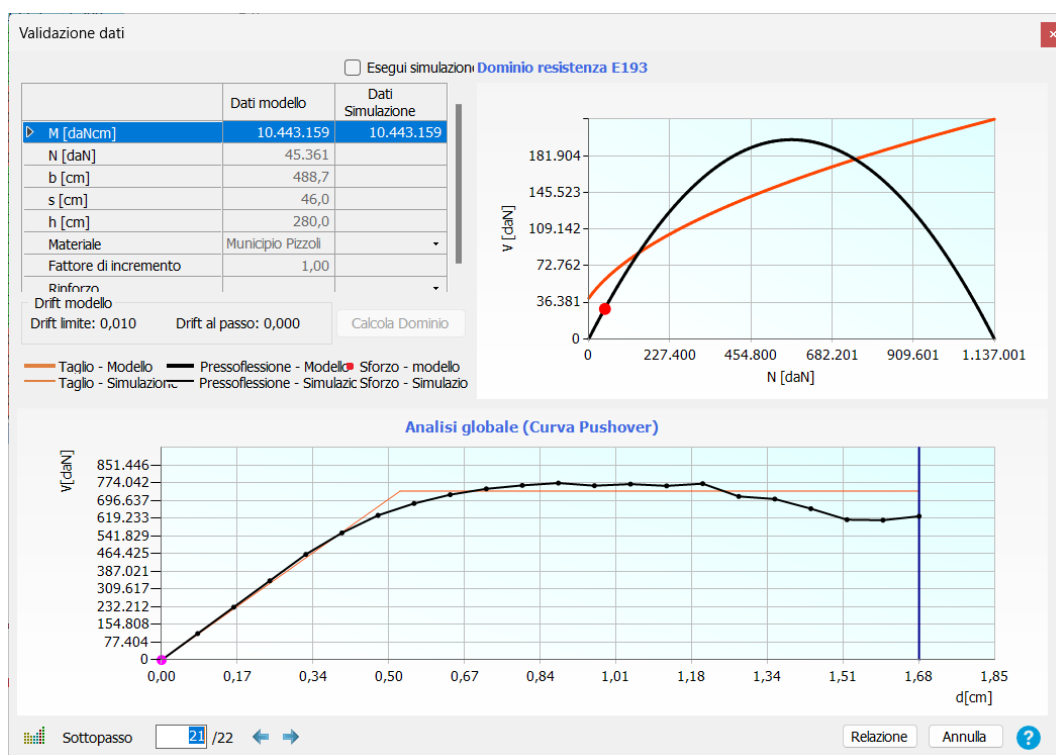


Fig. 121 - Dominio di resistenza maschio E193 parete 7

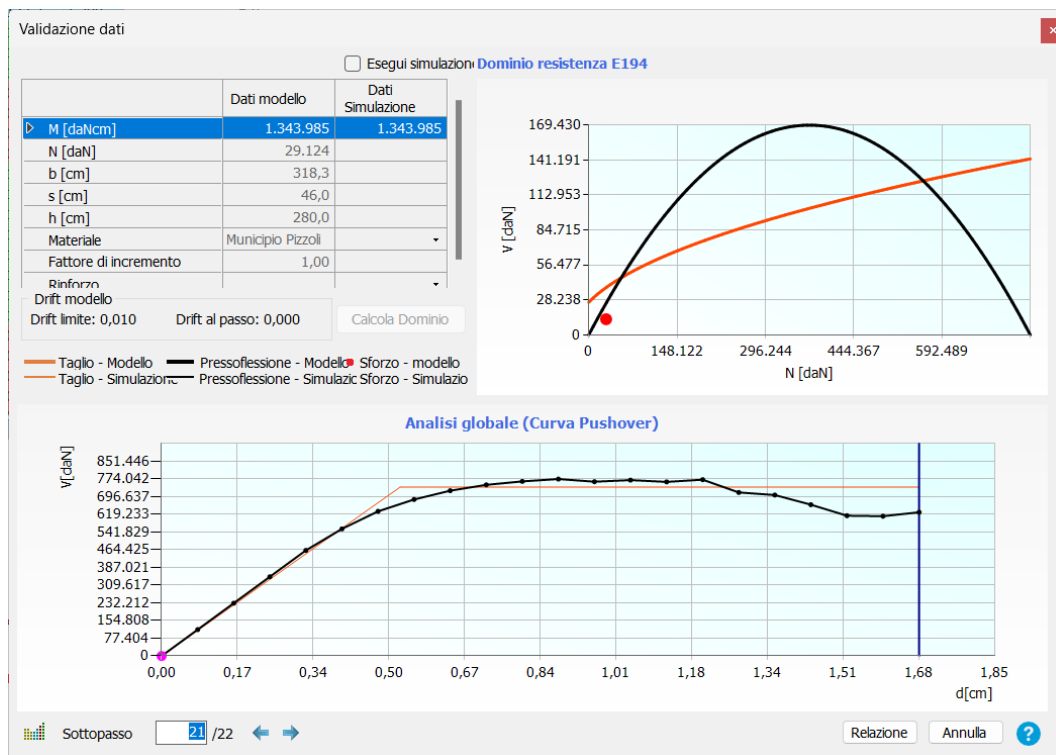


Fig. 122 - Dominio di resistenza maschio E194 parete 7

Per entrambi i maschi lo stato di sollecitazione è molto vicino al limite di resistenza a pressoflessione. Basta una piccola variazione delle azioni o uno step successivo della pushover per portare alla plasticizzazione a pressoflessione, come avviene con il SW1.

In Fig. 123 è illustrato il dominio di resistenza del maschio E196 della parete P7.

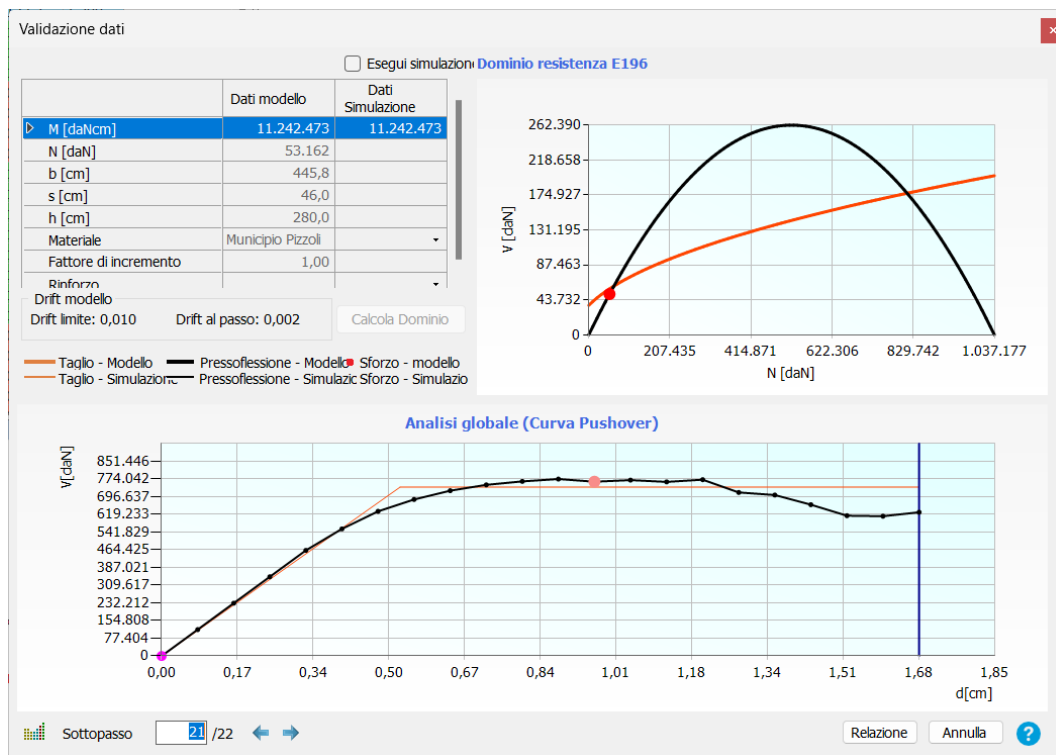


Fig. 123 - Dominio di resistenza maschio E196 parete 7

Anche in questo caso il punto di lavoro del maschio è molto prossimo all'intersezione delle due curve di resistenza. Bastano quindi piccole variazioni delle azioni per passare da un meccanismo di rottura ad un altro.

Le differenze che si riscontrano si ritengono dunque accettabili.

Nel complesso, considerando le necessarie approssimazioni e stime apportate al modello dovute alla mancanza di elaborati grafici dettagliati e alla non conoscenza del punto di controllo scelto, il confronto evidenzia una sostanziale coerenza dei risultati globali ottenuti. Le differenze riscontrate nei meccanismi di crisi di alcuni elementi possono essere ricondotte alla sensibilità della risposta locale alle scelte di discretizzazione e alle specifiche formulazioni adottate dai diversi SW.

4.5 Interventi di consolidamento sismico

Essendo l'edificio non verificato allo SLC necessita di interventi strutturali.

Le analisi pushover mostrano criticità in direzione Y. In particolare risultano nella maggior parte non verificate a causa del fattore di struttura $q^* > 4$, di cui si ricorda di seguito la definizione:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}}$$

Il fattore q^* diminuisce al diminuire della massa e all'aumentare della forza massima del sistema bilineare equivalente F_y^* . Dato che non è possibile ridurre la massa, l'unica strada percorribile è aumentare F_y^* . Per aumentare tale valore è necessario incrementare il taglio resistente, ovvero l'ordinata della curva di capacità. È necessario quindi aumentare la resistenza dei singoli elementi.

Per le verifiche sismiche di strutture esistenti la Normativa definisce il livello di sicurezza della costruzione ζ_E come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla costruzione esistente e l'azione sismica che si utilizzerebbe per il progetto di una nuova costruzione. Il valore ζ_E dipende dalla tipologia di intervento e di edificio.

Gli interventi previsti dalla normativa possono essere di tre tipi:

- interventi di riparazione o locali, che interessano singole parti e/o elementi della struttura e non cambiano significativamente il comportamento globale della costruzione;
- interventi di miglioramento, finalizzati ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione. In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidezza, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali.

- interventi di adeguamento, atti a raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione. In questa categoria ricadono i seguenti interventi: a) sopraelevare la costruzione; b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta; c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica includendo i soli carichi gravitazionali. d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani. e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Il caso studio rientra negli interventi di miglioramento.

Mentre per interventi di adeguamento, si richiede un valore $\zeta_E \geq 1$ o $\zeta_E \geq 0.8$ per i casi c) ed e), per gli interventi di miglioramento ζ_E può essere sempre minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E deve essere non minore di 0.6. Per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0.1.

L'edificio rientra nelle costruzioni di classe III non ad uso scolastico. È quindi sufficiente raggiungere un incremento del livello di sicurezza di almeno 0.1.

Esistono diverse tipologie di interventi finalizzati ad incrementare la resistenza dei pannelli a taglio e a pressoflessione nel proprio piano, quali ad esempio:

- interventi di scuci-cuci;
- consolidamento con iniezione di miscele leganti;
- ristilatura dei giunti con eventuale inserimento di elementi resistenti a trazione;
- placcaggio con intonaco armato tradizionale o innovativo (CRM);
- placcaggio con materiali compositi fibrorinforzati (FRP, FRCM);
- perforazioni armate;
- inserimento di tiranti verticali post tesi.

Gli interventi vengono valutati in base alla tipologia e alla qualità della muratura e definiti in funzione delle specifiche vulnerabilità della struttura. Devono essere progettati con attenzione in quanto possono determinare modifiche anche significative del comportamento globale della struttura, comportando variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa dei singoli elementi o della struttura.

Essendo l'edificio costituito da una muratura con buone proprietà meccaniche e non presentando deterioramento, si decide di intervenire con sistemi di placcaggio. Si mettono brevemente a confronto le seguenti tipologie:

- intonaco armato tradizionale e innovativo (CRM);
- materiali compositi fibrorinforzati (FRP e FRCM).

Consolidamento con intonaco armato tradizionale e innovativo

Il consolidamento con intonaco armato tradizionale consiste nel realizzare in aderenza alla muratura delle lastre a base cementizia, armate con reti metalliche e rese solidali alla muratura tramite connettori trasversali (Fig. 124).



Fig. 124 - Intervento con intonaco armato tradizionale

Le lastre hanno uno spessore di circa 50-70 mm e per una efficacia ottimale devono essere applicate su entrambe le facciate della parete.

Questo intervento consente di migliorare in modo significativo le caratteristiche di resistenza della muratura, è economico e non richiede mano d'opera specializzata. Tuttavia è invasivo e comporta un significativo incremento di peso. L'aumento di massa implica una modifica sostanziale della rigidità delle pareti e di conseguenza della risposta sismica. Risulta inoltre maggiormente indicato per muratura in stato di degrado o incoerente e poco compatibile con le murature storiche. Non da ultimo presenta problemi di durabilità legate alla corrosione delle armature.

Per risolvere le problematiche riscontrate con l'intonaco tradizionale è stato introdotto l'innovativo CRM (*Composite Reinforced Mortar*), ovvero una malta ad uso strutturale a base di cemento o calce, rinforzata con reti preformate in materiale fibrorinforzato a matrice polimerica FRP (*Fiber Reinforced Polymers*). Le reti preformate possono essere realizzate con fibre continue ad alta resistenza meccanica, come carbonio, vetro, basalto o aramide (Fig. 125).



Fig. 125 - Intervento con intonaco armato innovativo

La sostituzione della rete elettrosaldata dell'intonaco armato tradizionale con le reti preformate FRP consente di superare il problema della corrosione, garantendo comunque un elevato aumento di resistenza. Inoltre lo spessore della lastra è ridotto a 30-50 mm. Si ha quindi un impatto minore sull'aumento della rigidità e di conseguenza sulla risposta sismica.

La tecnica di rinforzo CRM trova impiego su ogni tipo di muratura, sia esso in pietra, in laterizio o in blocchi e ha una maggiore compatibilità con le murature storiche. L'applicazione ottimale prevede anche in questo caso l'applicazione su entrambe le facciate e necessita di connessioni trasversali.

Consolidamento con materiali compositi fibrorinforzati (FRP e FRCM)

I materiali fibrorinforzati FRP sono costituiti da fibre ad alte prestazioni in carbonio, vetro, arammide o microtrefoli, impregnate in una matrice polimerica a base di resine termoindurenti (Fig. 126).



Fig. 126 - Intervento con FRP

I nastri FRP sono caratterizzati da elevati rapporti resistenza/peso. Sono quindi in grado di garantire incrementi notevoli di resistenza dei pannelli murari pur essendo molto sottili (1-3 mm). Non sono soggetti a corrosione, sono di rapida installazione e non richiedono necessariamente connettori trasversali. Risultano molto utili nei casi in cui non si voglia avere un impatto sulla rigidità della struttura o sulla massa, o quando la limitatezza dello spazio a disposizione renderebbe difficile il ricorso a tecniche tradizionali. Sono inoltre indicati quando sia necessario limitare l'impatto estetico sulla struttura originaria o si richiede la reversibilità dell'intervento, come ad esempio per edifici di interesse storico o monumentale.

Tuttavia la matrice polimerica risulta poco compatibile con il substrato in muratura, ne riduce la traspirabilità e non risulta rimovibile con facilità.

Per superare tali problematiche è stato introdotto il composito FRCM (*Fiber Reinforced Cementitious Matrix*) realizzato con reti ad alta resistenza in fibra di carbonio, vetro, aramide, basalto, PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo) e acciaio accoppiate ad una matrice inorganica a base di calce o cemento (Fig. 127). Nel caso di singola rete lo spessore varia da 5 a 10 mm, mentre per più reti può arrivare a 30 mm.



Fig. 127 - Intervento con FRCM

I rinforzi FRCM, analogamente agli FRP, forniscono elevate prestazioni meccaniche all'elemento rinforzato senza incrementare la massa o modificare significativamente la rigidità.

A differenza dei compositi FRP, mostrano una maggiore compatibilità con la muratura, sono di più semplice applicazione, facilmente rimovibili e possono essere applicati anche in ambienti umidi. Hanno inoltre una maggiore resistenza al fuoco, una buona compatibilità con superfici irregolari, una maggiore permeabilità e minori costi di installazione.

Si procede con le analisi applicando al caso studio alternativamente gli interventi di consolidamento con CRM e FRCM.

4.5.1 Intervento con CRM

A differenza dei compositi fibrorinforzati FRP o FRCM non esiste una normativa dedicata alla tipologia di interventi con intonaco armato tradizionale o CRM. Tuttavia, in mancanza di opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete, dell'intonaco armato e dei relativi parametri meccanici, la Circolare n.7 del 21/01/2019 al cap. 8.5.3.1 consente di adottare in via semplificativa dei coefficienti moltiplicativi applicabili sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici.

In Tab. 10 sono riportati tali coefficienti diversificati per le varie tipologie di muratura e di intervento. L'intervento con intonaco armato CRM si può considerare assimilabile all'intervento con intonaco armato tradizionale. Per una muratura in pietre a spacco con buona tessitura ed un intervento con intonaco armato è possibile quindi adottare un coefficiente di miglioramento meccanico pari a 1.5.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	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 sbozzati, 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 quadrati	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

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

Tab. 10 - Coefficienti correttivi per tipologia di muratura e di intervento

In Tab. 11 si riportano i parametri meccanici amplificati del coefficiente 1.5.

Parametri meccanici muratura	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Intervento CRM	892,5	18	3393	1131

Tab. 11 - Parametri meccanici amplificati

La Normativa non specifica se nel coefficiente moltiplicativo sia considerato l'incremento di peso dovuto all'intervento. Tuttavia, la sezione Area Geologia, Suoli e Sismica della Regione Emilia-Romagna a seguito di una specifica richiesta di chiarimento si è espressa a tal proposito con il parere tecnico n. 346/2025, dichiarando che il coefficiente migliorativo ingloba l'aumento di massa. Si decide quindi di procedere senza introdurre tale incremento.

Analisi edificio rinforzato con CRM

L'edificio risulta non verificato in direzione Y.

Per cercare di raggiungere un miglioramento della resistenza F^*_y in modo da ottenere la riduzione di q^* e un aumento dell'indice di vulnerabilità di almeno 0.1, si decide di applicare il rinforzo su tutte le pareti in direzione Y. L'intervento con CRM, anche se il metodo semplificato non lo considera, comporta un

incremento della massa. È quindi necessario che l'aumento positivo della resistenza sia superiore a quello negativo della massa nelle condizioni sismiche.

In Fig. 128 sono riportati i pannelli murari in pianta per i quali sono previsti gli interventi con intonaco armato CRM. Si prevede l'applicazione su entrambi i lati della muratura al fine di massimizzare l'efficacia dell'intervento.

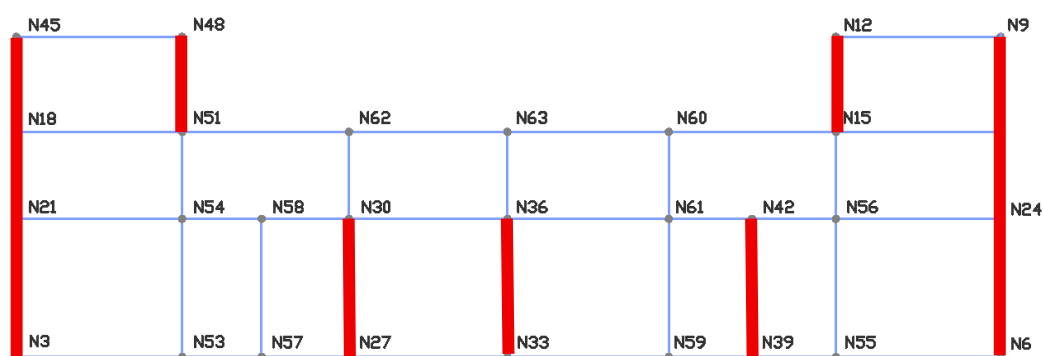


Fig. 128 - Indicazione in pianta degli interventi di consolidamento

In direzione X si manifestano dei meccanismi fragili nelle fasce di piano. Si decide ciononostante di non intervenire, in quanto non si manifestano prematuramente e non comportano la perdita di collegamento tra i maschi murari. La curva pushover continua a svilupparsi senza una perdita improvvisa di resistenza.

In Tab. 12e Tab. 13 sono riportati i periodi di vibrazione e le masse partecipanti dei primi tre modi di vibrare dell'edificio pre e post-intervento CRM.

Modo	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]
1	0,325	0,00	86,68	0,02
2	0,257	0,00	0,83	0,00
3	0,203	89,33	0,00	0,01

Tab. 12 - Periodi di vibrazioni e masse partecipanti dei primi 3 modi di vibrare pre-intervento

Modo	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]
1	0,276	0,00	85,04	0,02
2	0,222	0,11	0,98	0,00
3	0,202	89,53	0,00	0,01

Tab. 13 - Periodi di vibrazioni e masse partecipanti dei primi 3 modi di vibrare post-intervento CRM

Si evidenzia in particolare la riduzione del periodo di vibrazione in direzione Y, in quanto la struttura rinforzata con CRM risulta più rigida. Le masse partecipanti subiscono invece variazioni minime.

In Tab. 14 sono riportate le analisi pushover dell'edificio consolidato con CRM, comprensive dell'indice di vulnerabilità relativo alla situazione pre-intervento.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	α SLC ESISTENTE	α SLC CRM
1	+X	Uniforme	0	1,46	1,60	2,04	Sì	1,105	1,074
2	+X	Forze statiche	0	1,64	1,76	2,32	Sì	1,045	1,056
3	-X	Uniforme	0	1,49	1,96	2,16	Sì	1,144	1,247
4	-X	Forze statiche	0	1,65	1,96	2,39	Sì	1,054	1,153
5	+Y	Uniforme	0	2,52	2,91	3,86	Sì	0,914	1,035
6	+Y	Forze statiche	0	2,77	4,03	4,39	No	0,818	0,911
7	-Y	Uniforme	0	2,56	4,05	3,38	Sì	1,068	1,184
8	-Y	Forze statiche	0	2,86	3,53	4,29	No	0,837	0,932
9	+X	Uniforme	59,8	1,48	1,52	2,04	Sì	1,089	1,020
10	+X	Uniforme	-59,8	1,46	1,68	2,04	Sì	1,084	1,116
11	+X	Forze statiche	59,8	1,66	1,72	2,32	Sì	1,026	1,028
12	+X	Forze statiche	-59,8	1,65	1,76	2,34	Sì	1,026	1,055
13	-X	Uniforme	59,8	1,49	1,84	2,17	Sì	1,185	1,183
14	-X	Uniforme	-59,8	1,49	2,00	2,15	Sì	1,144	1,268
15	-X	Forze statiche	59,8	1,64	1,80	2,34	Sì	1,076	1,078
16	-X	Forze statiche	-59,8	1,65	2,00	2,40	Sì	1,015	1,171
17	+Y	Uniforme	183,8	2,54	3,39	3,87	Sì	0,914	1,034
18	+Y	Uniforme	-183,8	2,60	2,31	4,06	No	0,849	0,897
19	+Y	Forze statiche	183,8	2,82	4,23	4,31	No	0,803	0,928
20	+Y	Forze statiche	-183,8	2,82	3,51	4,60	No	0,797	0,870
21	-Y	Uniforme	183,8	2,55	3,77	3,28	Sì	1,078	1,220
22	-Y	Uniforme	-183,8	2,57	3,73	3,43	Sì	1,045	1,166
23	-Y	Forze statiche	183,8	2,79	3,33	4,24	No	0,831	0,944
24	-Y	Forze statiche	-183,8	2,84	3,33	4,27	No	0,842	0,936

Tab. 14 - Analisi pushover intervento con intonaco armato CRM

Come si evince dalla tabella, l'intervento con intonaco armato CRM non produce un miglioramento dell'analisi più gravosa di almeno 0.1 come richiede la Normativa, ma solamente di 0.073 ed il fattore q^* si riduce da 5,02 a 4.60. Anche se non si raggiunge l'obiettivo analizziamo i risultati.

Nelle Fig. 129 e Fig. 130 sono illustrati i confronti degli indici di vulnerabilità pre e post-intervento rispettivamente per forze uniformi e per forze statiche.

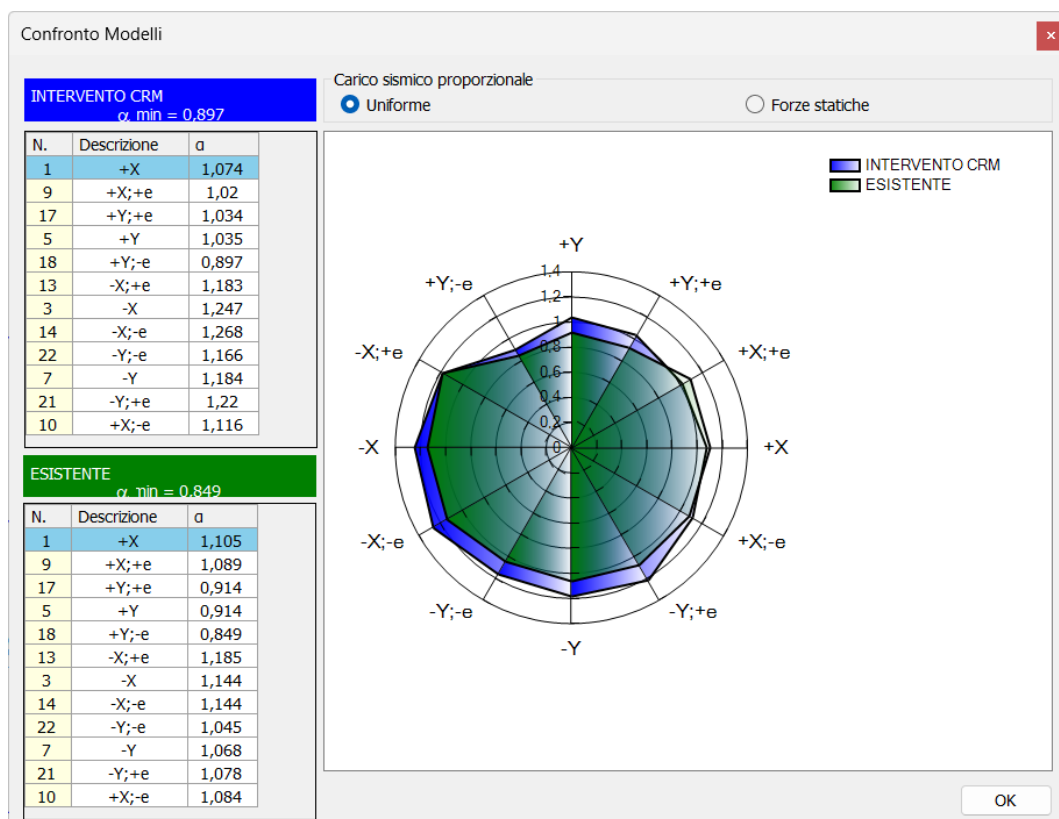


Fig. 129 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo CRM dei coefficienti di vulnerabilità per forze uniformi

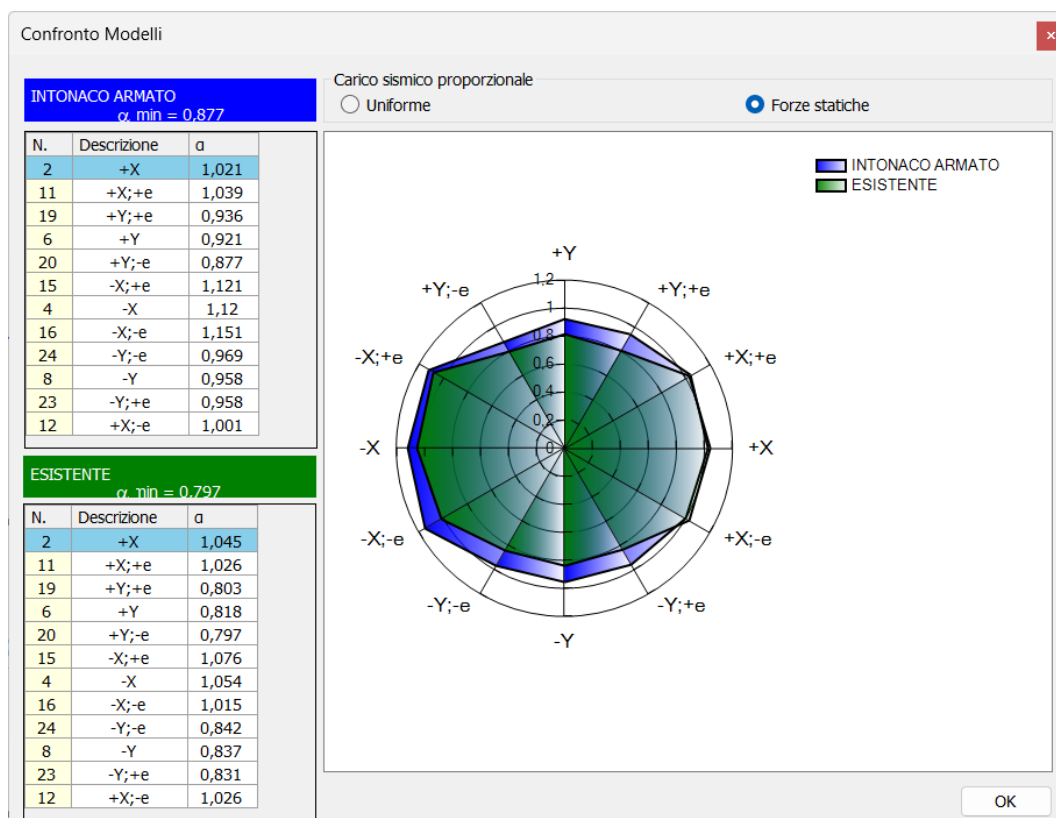


Fig. 130 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo CRM dei coefficienti di vulnerabilità per forze statiche

Il confronto mette in luce il miglioramento di tutte le analisi in direzione Y. Si rilevano differenze anche in direzione X. Intervenire sulla rigidezza dell'edificio in una sola direzione produce un impatto anche nell'altra direzione, in quanto varia il baricentro delle rigidezze. Alcune analisi in direzione X risultano avere un indice di vulnerabilità maggiore, ma alcune manifestano un indice minore. Tali variazioni sono tuttavia minime e gli indici di vulnerabilità rimangono >1 .

Nelle Fig. 131 e Fig. 132 sono riportate le curve di capacità relative alla analisi pushover più gravosa pre e post-intervento. Si ottiene un incremento del taglio totale resistente, ma una diminuzione se pur non marcata di spostamento ultimo della curva di capacità. Ciò può accadere nel caso in cui l'aumento di rigidezza comporti una diminuzione della duttilità globale della struttura. Il drift limite per taglio è inferiore al drift per pressoflessione. Se irrigidendo una struttura si

manifestano meccanismi fragili si può ottenere una riduzione dello spostamento ultimo. Inoltre, le NTC2018 non prevedono un incremento di duttilità a seguito dell'intervento con intonaco armato. I drift limite ed il drift angolare rimangono invariati. La presenza di armatura nel caso di intonaco armato tradizionale o di composito fibrorinforzato nel caso CRM indurrebbe invece a poter considerare un miglioramento della capacità deformativa ovvero di duttilità dei singoli elementi e non solo l'incremento dei parametri meccanici.

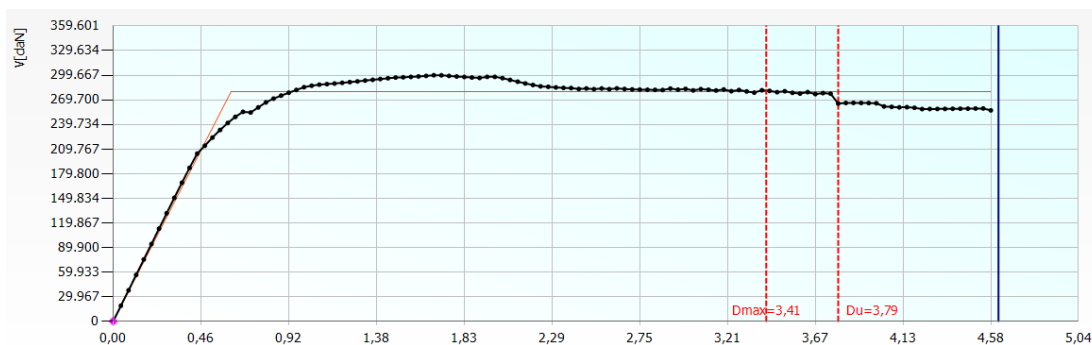


Fig. 131 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio senza interventi

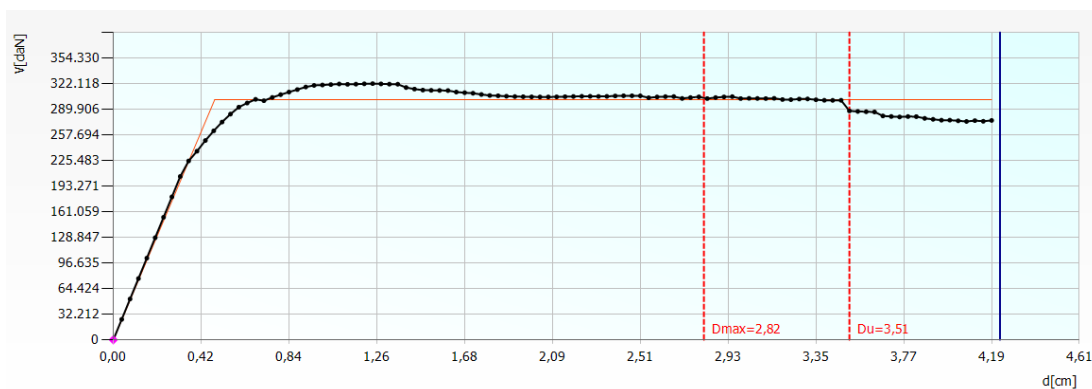


Fig. 132 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio con rinforzo CRM

Anche la domanda di spostamento D_{max} risulta inferiore poiché l'aumento della rigidezza fa diminuire il periodo T^* che a sua volta comporta una riduzione della domanda di spostamento, come illustrato in generale in Fig. 133.

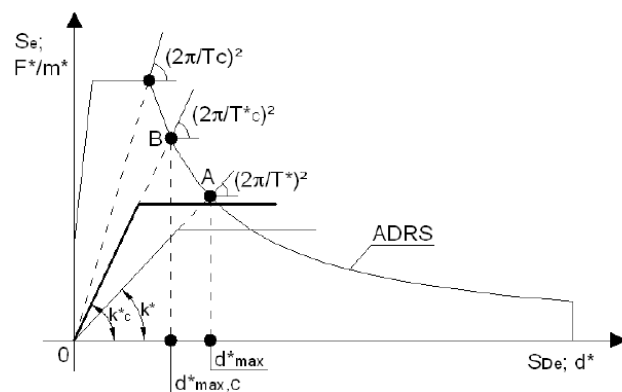


Fig. 133 - Domanda di spostamento di un sistema non consolidato (A) e consolidato (B)

Lo spostamento ultimo D_u subisce variazioni minime essendo governato dal raggiungimento della deformazione angolare limite dei pannelli che non viene modificata con l'intervento.

In Fig. 134 si riporta la parete che subisce il maggior danneggiamento, ovvero la P1, in corrispondenza di uno spostamento pari a D_{max} .

Si rileva un miglioramento dello stato di danno nel maschio E10 che non risulta più in incipiente collasso per pressoflessione e nelle fasce di piano E5 ed E7 che virano da un meccanismo di taglio ad un meccanismo a pressoflessione.

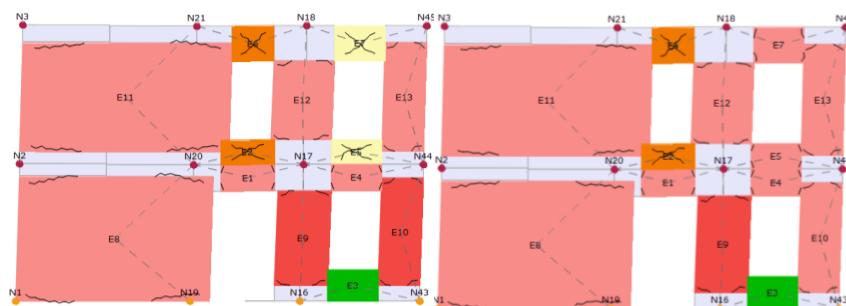


Fig. 134 - Stato di danneggiamento della parete P1 pre e post intervento CRM

Si evidenzia che avvalendosi di un metodo semplificato i risultati potrebbero avere dei limiti nel cogliere il reale comportamento della struttura. L'aumento della massa ha un impatto sia sulla definizione dell'azione sismica che sulla richiesta di spostamento. Inoltre l'incremento di peso sui pannelli modifica il

punto di sollecitazione nel dominio di resistenza degli stessi a pressoflessione e taglio, perché cambia l'azione assiale.

Utilizzando questo metodo di verifica semplificato, il consolidamento con CRM si è dimostrato non soddisfare le richieste della Normativa in quanto non si raggiunge il livello minimo di sicurezza richiesto.

4.5.2 Intervento con FRCM

Per i compositi fibrorinforzati FRCM il Consiglio Nazionale delle Ricerche ha redatto a supporto dei progettisti il documento CNR-DT 215/2018 “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica”, al quale si fa riferimento.

Per descrivere il comportamento meccanico di un rinforzo FRCM non è sufficiente considerare il legame costitutivo tensione-deformazione del sistema FRCM ottenuto da una prova di trazione monoassiale, in quanto è necessario considerare i molteplici meccanismi di crisi che possono verificarsi. Tali meccanismi, riportati in Fig. 135, sono di seguito elencati:

- distacco con rottura coesiva del supporto del rinforzo;
- distacco all'interfaccia matrice-supporto;
- distacco all'interfaccia matrice-tessuto;
- scorrimento del tessuto nella matrice;
- scorrimento del tessuto e fessurazione dello strato di malta più esterno;
- la rottura a trazione del tessuto.

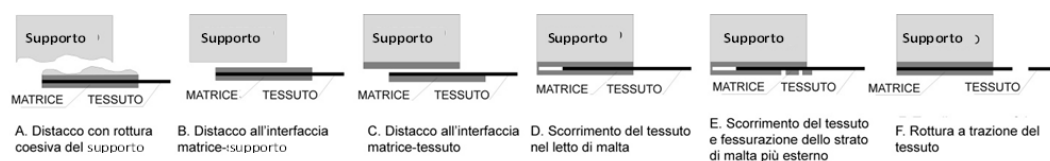


Fig. 135 - Meccanismi di crisi

È necessario quindi considerare oltre alla prova di trazione anche la prova di distacco dal supporto.

I rinforzi FRCM sono caratterizzati dalle seguenti proprietà meccaniche:

- tensione limite convenzionale $\sigma_{lim,conv}$ (valore caratteristico), deformazione limite convenzionale $\epsilon_{lim,conv}$ (entrambe le proprietà dipendono dal supporto);
- modulo di rigidezza a trazione del campione nello stadio di campione non fessurato, se rilevabile (E_1 , valore medio);
- tensione ultima σ_u (valore caratteristico) e deformazione ultima ϵ_u (valore medio) del composito FRCM a rottura per trazione;
- tensione ultima $\sigma_{u,f}$ (valore caratteristico) del tessuto secco a rottura per trazione;
- modulo elastico E_f del tessuto secco (valore medio);
- deformazione ultima a trazione $\epsilon_{u,f}$ del tessuto secco ($\epsilon_{u,f} = \sigma_{u,f}/E_f$);
- resistenza a compressione della matrice/malta $f_{c,mat}$ caratteristica o nominale (quest'ultima assunta come caratteristica).

La tensione limite convenzionale $\sigma_{lim,conv}$ rappresenta la resistenza del sistema di rinforzo ricavata mediante prove di distacco da supporti convenzionali e dipende quindi dal tipo di supporto. La deformazione limite convenzionale è pari a $\epsilon_{lim,conv} = \sigma_{lim,conv}/E_f$ (Fig. 136).

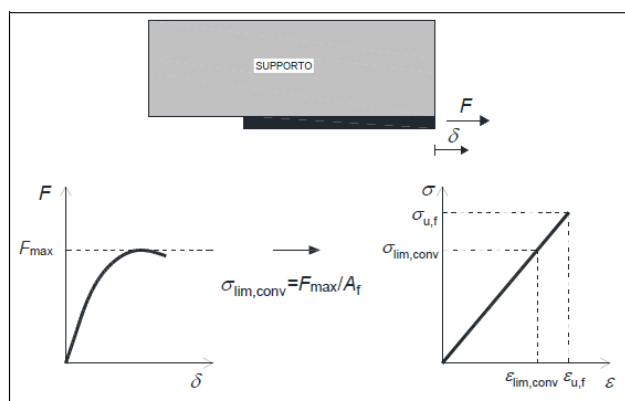


Fig. 136 - Determinazione $\epsilon_{lim,conv}$ e $\sigma_{lim,conv}$

L'utilizzo della deformazione limite convenzionale consente di progettare interventi di rinforzo evitando la verifica esplicita nei confronti dei fenomeni di distacco dal supporto o di scorrimento delle fibre nella matrice nelle zone di estremità. Tali crisi possono avvenire solo per valori significativamente superiori alla deformazione limite convenzionale.

Mentre per le verifiche controllate dai fenomeni di estremità i parametri da utilizzare sono $\epsilon_{\text{lim,conv}}$ e $\sigma_{\text{lim,conv}}$, qualora gli stessi fenomeni siano localizzati nelle zone intermedie, i valori da impiegare sono $\epsilon^{(\alpha)}_{\text{lim,conv}} = \alpha \cdot \epsilon_{\text{lim,conv}}$ e $\sigma^{(\alpha)}_{\text{lim,conv}} = E_f \cdot \epsilon^{(\alpha)}_{\text{lim,conv}}$ con $\alpha=1.5$ per tutti i sistemi ad eccezione di quelli in cui la $\sigma_{\text{lim,conv}}$ ricada nello stadio non fessurato della curva media tensione-deformazione. In tal caso si pone $\alpha=1$.

Quando invece a governare è la resistenza della rete i valori da impiegare sono la deformazione di rottura del tessuto secco $\epsilon_{u,f}$ e la tensione di rottura $\sigma_{u,f}$.

I valori di progetto X_d , sia per le proprietà di deformazione che di resistenza, si calcolano con la seguente formula:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

dove η sono i fattori di conversione ambientali che, per le verifiche di SLC e in mancanza di dati più specifici, possono corrispondere alla classe di esposizione η_a per qualsiasi natura della rete (Tab. 15), $\gamma_m=1.5$ (SLC) e X_k è il valore caratteristico della proprietà in oggetto.

Condizione di esposizione	η_a
Interna	0.90
Esterna	0.80
Ambiente aggressivo	0.70

Tab. 15 - Fattori di conversione ambientale

Capacità a taglio nel piano

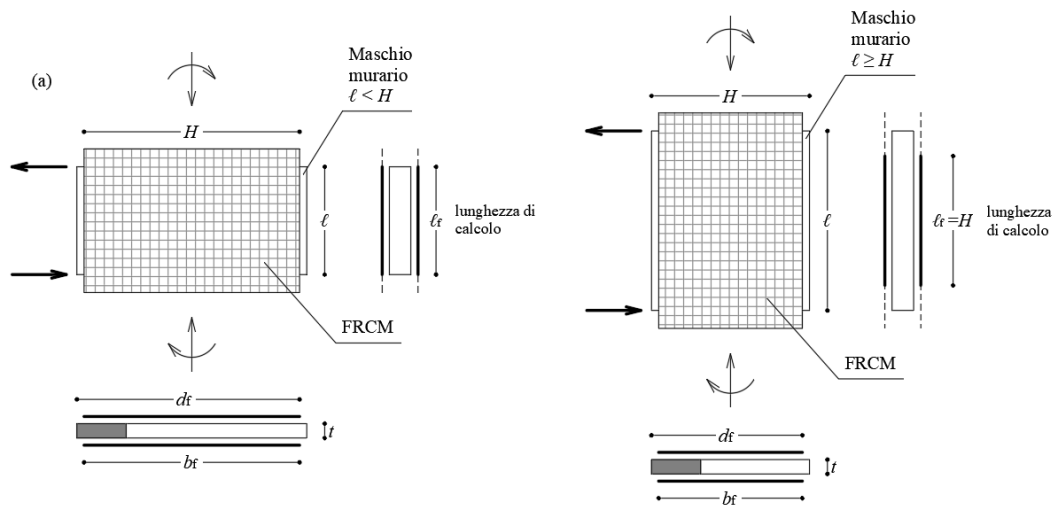
Per incrementare la resistenza a taglio delle pareti nel piano si applicano i rinforzi FRCM preferibilmente su entrambe le facciate della muratura, sull'intera superficie e con le fibre dirette sia in direzione orizzontali che verticale, anche se ai fini del calcolo si considerano solo le fibre disposte parallelamente alla forza di taglio.

La resistenza della parete rinforzata è data dalla somma del contributo della muratura non rinforzata $V_{t,R}$ e quello del rinforzo $V_{t,f}$. Il contributo del rinforzo si calcola con la seguente formula:

$$V_{t,f} = \frac{1}{\gamma_{R,d}} \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot \ell_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot$$

dove:

- $\gamma_{R,d}$ è un fattore parziale di modello cui si attribuisce valore 2;
- n_f è il numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
- t_{vf} è lo spessore equivalente di uno strato di rete con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;
- ℓ_f è la dimensione di calcolo del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, ed in ogni caso non può essere assunta superiore alla dimensione della parete (Fig. 137).



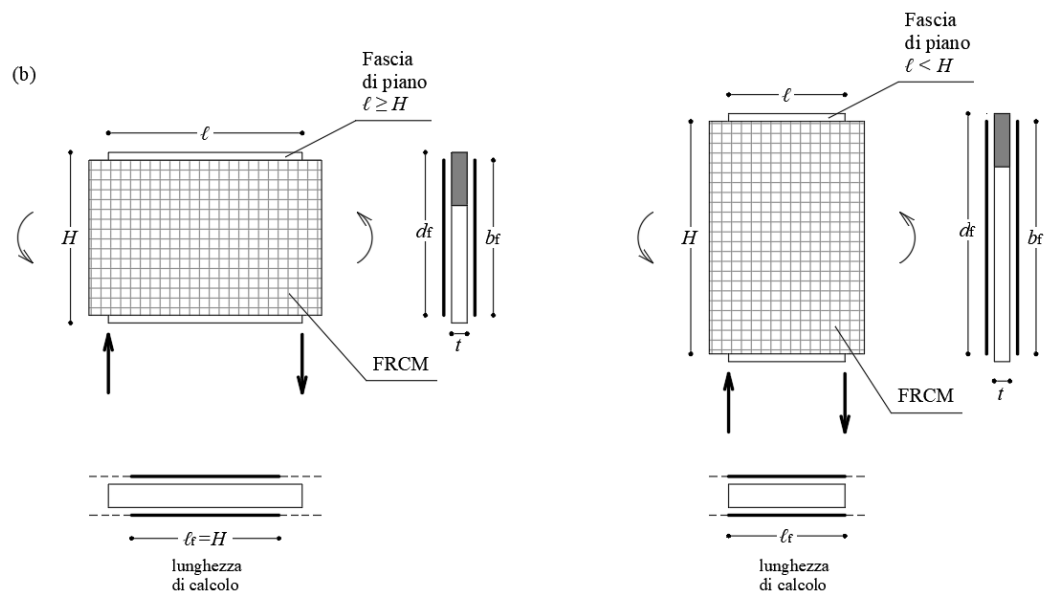


Fig. 137 - Rinforzo con FRCM di un maschio murario (a) e di una fascia di piano (b) sollecitati nel piano

L'area della sezione equivalente del rinforzo efficace a taglio è data dal prodotto $n_f \cdot t_{vf} \cdot l_f$ che interseca una lesione a taglio inclinata di 45° . Per tale ragione $l_f \leq H$.

Il coefficiente α_t considera la ridotta resistenza estensionale delle fibre sollecitate a taglio, che in assenza di risultati sperimentali può essere posto pari a 0.8, mentre il valore ϵ_{fd} è ricavato da $\epsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$.

Nel caso in cui il rinforzo sia applicato su una sola facciata $V_{t,f}$ deve essere ridotto di almeno il 30% e devono essere applicati necessariamente dei connettori al fine di rendere solidale il rinforzo alla parete.

Se il rinforzo è costituito da fibre ortogonali alla direzione del taglio efficacemente ancorate è necessario anche verificare che il taglio non sia maggiore del valore di schiacciamento diagonale della muratura, che è pari a:

$$V_{t,c} = 0.25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f,$$

dove:

- t è lo spessore della parete;
- f_{md} è la resistenza a compressione di progetto della muratura;

- d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM.

È possibile effettuare anche un calcolo semplificato della capacità a taglio della muratura rinforzata con coefficienti moltiplicativi (moltiplicati per η_a), tuttavia utilizzabili solamente quando lo spessore della muratura non superi i 400 mm e i rinforzi siano disposti su entrambe le pareti, per l'intera superficie e che soddisfino la condizione $\sigma_{u,f}t_f \geq \bar{q}_{u,f}$ (Tab. 16).

Tipo di muratura	Coefficiente correttivo	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	44.60
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1.5	44.60
Muratura di pietre a spacco con buona tessitura	2.0	32.20
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	2.0	44.60
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.2	44.60
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	1.7	24.50
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	1.3	44.60

Tab. 16 - Coefficienti correttivi per muratura rinforzata FRCM

Capacità a pressoflessione nel piano

Anche per il rinforzo a pressoflessione i rinforzi devono essere applicati preferibilmente su entrambe le facciate e solitamente su quasi l'intera superficie. Le fibre devono essere disposte nella direzione dell'asse dell'elemento strutturale. I rinforzi devono essere necessariamente ancorati, prolungandoli di almeno 300 mm a partire dalla sezione di verifica oppure connessi alla muratura per mezzo di idonei dispositivi.

Per il calcolo del momento resistente si assumono le seguenti ipotesi:

- conservazione della planarità delle sezioni rette;
- perfetta aderenza tra rinforzo FRCM e supporto.

Il legame σ - ϵ della muratura per tensioni monoassiali è così schematizzato:

- trazione: resistenza nulla;
- compressione: comportamento lineare fino alla resistenza di progetto, f_{md} , cui compete il valore $\bar{\epsilon}_m$ della deformazione; tensione nulla per deformazioni maggiori a quella ultima ϵ_{mu} ; tensione costante, pari a f_{md} , per deformazioni comprese nell'intervallo $\epsilon_m \leq \epsilon \leq \epsilon_{mu}$.

La deformazione ultima di progetto può essere posta pari a 3.5‰.

Il legame σ - ϵ del rinforzo per trazione è elastico lineare fino alla deformazione limite ϵ_{fd} , ottenuta a partire dalla deformazione convenzionale $\epsilon^{(a)}_{lim,conv}$ nel caso in cui la crisi avvenga per distacco o scorrimento intermedio oppure da $\epsilon_{lim,conv}$ nel caso in cui la modalità di rottura sia per distacco o scorrimento di estremità. E_f è il modulo elastico del rinforzo (tessuto secco).

Essendo il rinforzo privo di resistenza e rigidità a compressione, quando l'asse neutro taglia il rinforzo, lo stesso avrà una parte tesa e una non reagente.

La verifica è soddisfatta se:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

dove:

- M_{Sd} è il momento di progetto sollecitante;
- M_{Rd} è il momento di progetto resistente, valutato con lo sforzo normale associato.

Analisi edificio rinforzato con FRCM

Per l'intervento con FRCM si sceglie il prodotto Mapegrid G 220 della Mapei. Questo composito è costituito da una rete maglia quadrata in fibra di vetro A.R. alcali resistente, con contenuto di ossido di zirconio superiore al 16%, pre-apprettata, da impiegare in abbinamento a Planitop HDM Restauro (malta premiscelata bicomponente, a base di calce idraulica ed Eco-Pozzolana, fibrorinforzata a elevata duttilità) per il rinforzo strutturale di manufatti in

muratura di pietra, mattoni, tufo e miste, al fine di migliorare la resistenza e la duttilità globale.

Il composito selezionato ha le caratteristiche tecniche illustrate in Tab. 17:

Tipo di fibra:	fibre di vetro A.R.
Contenuto di ossido di zirconio (ZrO_2) (%):	≥ 16
Grammatura totale (g/m^2):	250
Dimensione delle maglie (mm):	21 x 21
Spessore equivalente per ogni direzione:	0,036 mm
Tensione caratteristica a trazione secondo LG FRCM DPCSLP n. 1/2019 e n.99/2022:	1030 MPa
Tensione media a trazione secondo LG FRCM DPCSLP n. 1/2019 e n.99/2022:	1201 MPa
Modulo elastico medio a trazione secondo LG FRCM DPCSLP n. 1/2019 e n.99/2022:	71 GPa
Deformazione ultima media secondo LG FRCM DPCSLP n. 1/2019 e n.99/2022:	1,45%
Area resistente per unità di larghezza (mm^2/m):	≥ 35

Tab. 17 - Caratteristiche tecniche Mapegrid G 220

Il rinforzo si applica sull'intera superficie e su entrambe le facciate della parete con le fibre disposte nelle direzioni orizzontali e verticali.

Si decide di progettare il rinforzo considerando i valori convenzionali e di applicare dei dispositivi al fine di sfruttare tutta la superficie disponibile.

Si procede in analogia all'intervento con CRM con l'applicazione dei rinforzi su tutte le pareti e su entrambe le facciate in direzione Y, come riportato in Fig. 138.

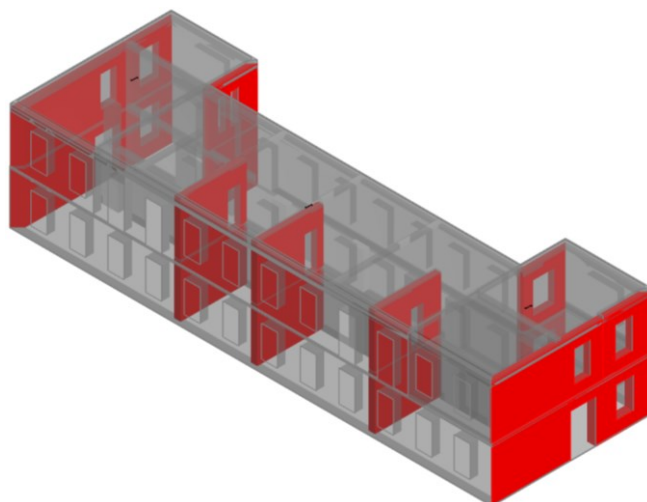


Fig. 138 - Applicazione rinforzi sulla struttura tridimensionale

In Tab. 18 sono riportati i tre modi principali di vibrazione con i relativi periodi. Come ci si aspettava l'intervento con FRCM non produce un impatto sul modo di vibrare dell'edificio, in quanto non comporta un incremento significativo della massa o della rigidezza. I periodi e le masse partecipanti rimangono quindi invariati.

Modo	T [s]	Mx [%]	My [%]	Mz [%]
1	0,325	0,00	86,68	0,02
2	0,257	0,00	0,83	0,00
3	0,203	89,33	0,00	0,01

Tab. 18 - Analisi modale intervento FRCM

In Tab. 19 sono riportate le analisi pushover comprensive degli indici di vulnerabilità pre-intervento. Come si evince dalla tabella si ottiene come richiesto dalla Normativa un miglioramento della analisi più gravosa di $0.123 > 0.1$ ed il fattore q^* si riduce da 5,02 a 4.35.

N.	Dir. Sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	α SLC ESISTENTE	α SLC FRCM
1	+X	Uniforme	0	1,47	1,68	1,93	Sì	1,105	1,105
2	+X	Forze statiche	0	1,67	1,76	2,28	Sì	1,045	1,045
3	-X	Uniforme	0	1,48	1,80	2,11	Sì	1,144	1,164
4	-X	Forze statiche	0	1,65	1,76	2,34	Sì	1,054	1,054
5	+Y	Uniforme	0	3,06	4,15	3,87	Sì	0,914	1,033
6	+Y	Forze statiche	0	3,33	4,39	4,14	No	0,818	0,967
7	-Y	Uniforme	0	3,11	5,14	3,22	Sì	1,068	1,242
8	-Y	Forze statiche	0	3,42	3,89	3,75	Sì	0,837	1,068
9	+X	Uniforme	59,8	1,47	1,64	1,98	Sì	1,089	1,089
10	+X	Uniforme	-59,8	1,47	1,64	2,01	Sì	1,084	1,087
11	+X	Forze statiche	59,8	1,67	1,72	2,27	Sì	1,026	1,026
12	+X	Forze statiche	-59,8	1,67	1,72	2,28	Sì	1,026	1,026
13	-X	Uniforme	59,8	1,48	1,84	2,11	Sì	1,185	1,185
14	-X	Uniforme	-59,8	1,48	1,76	2,11	Sì	1,144	1,143
15	-X	Forze statiche	59,8	1,64	1,76	2,30	Sì	1,076	1,057
16	-X	Forze statiche	-59,8	1,65	1,84	2,35	Sì	1,015	1,093
17	+Y	Uniforme	183,8	3,06	3,79	3,93	Sì	0,914	1,017
18	+Y	Uniforme	-183,8	3,11	3,51	3,89	Sì	0,849	1,029
19	+Y	Forze statiche	183,8	3,32	4,23	4,20	No	0,803	0,952
20	+Y	Forze statiche	-183,8	3,35	3,79	4,35	No	0,797	0,920
21	-Y	Uniforme	183,8	3,09	5,58	3,18	Sì	1,078	1,259
22	-Y	Uniforme	-183,8	3,12	4,66	3,34	Sì	1,045	1,197
23	-Y	Forze statiche	183,8	3,41	3,41	3,76	Sì	0,831	1,001
24	-Y	Forze statiche	-183,8	3,51	3,81	3,80	Sì	0,842	1,053

Tab. 19 - Analisi pushover intervento FRCM

Nelle Fig. 139 e Fig. 140 sono illustrati i confronti pre e post-intervento con rinforzo FRCM dei coefficienti di vulnerabilità per forze uniformi e per forze statiche.

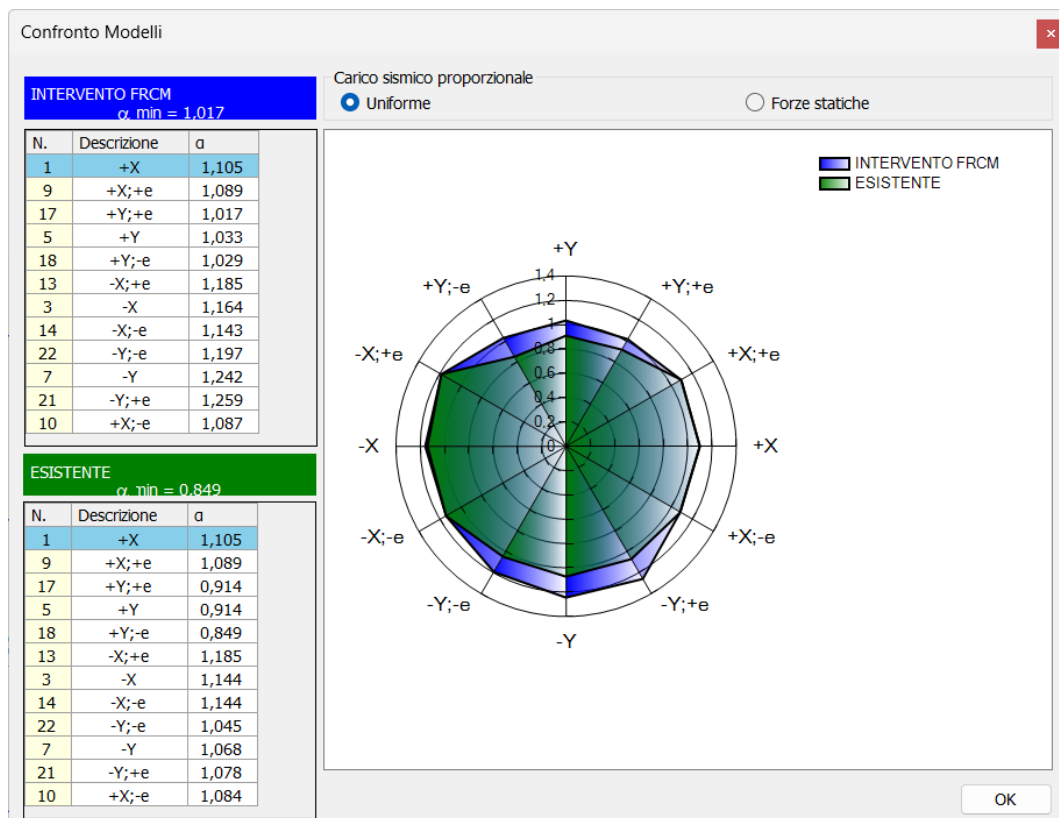


Fig. 139 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo FRCM dei coefficienti di vulnerabilità per forze uniformi

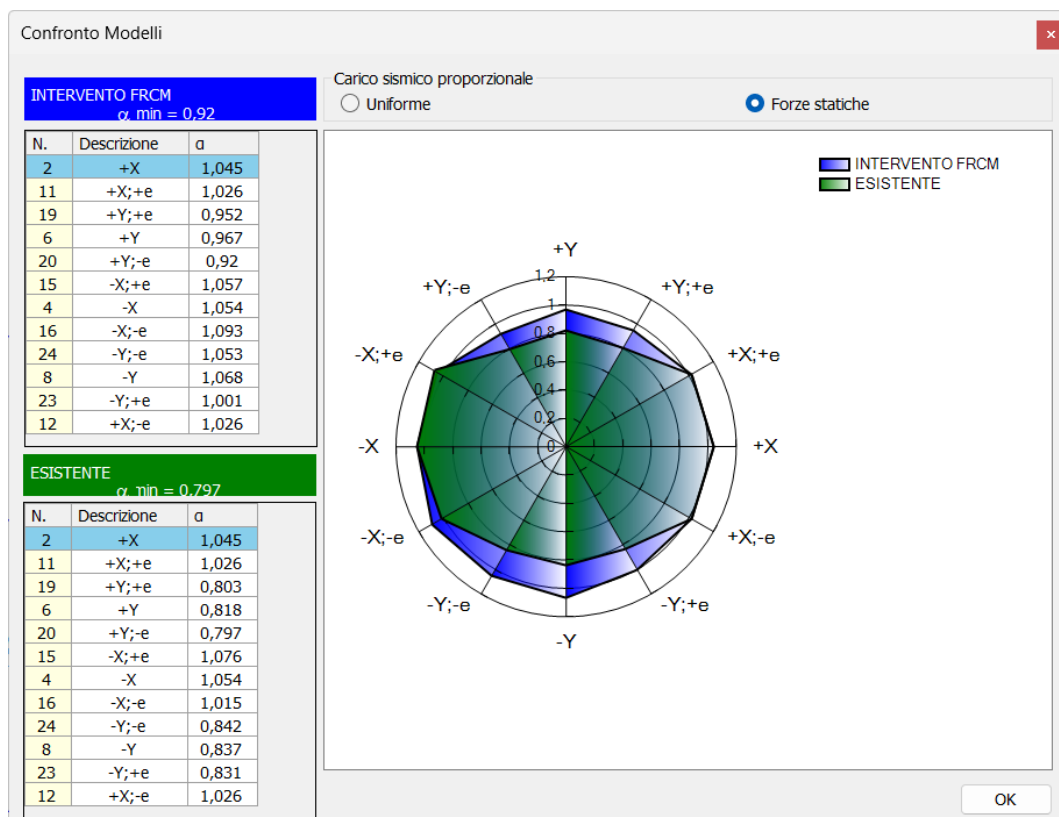


Fig. 140 - Confronto pre e post-intervento con rinforzo FRCM dei coefficienti di vulnerabilità per forze statiche

Si evidenzia un miglioramento di tutte le analisi in direzione Y. Si rileva tuttavia in direzione X un leggero peggioramento della pushover n.15, ma si ritiene trascurabile e non ha un impatto significativo sulla verifica.

Nelle Fig. 141 e Fig. 142 sono illustrate le curve di capacità della analisi pushover più gravosa pre e post intervento. Si può notare l'aumento di resistenza totale a taglio e di spostamento ultimo della pushover con miglioramento della duttilità globale.

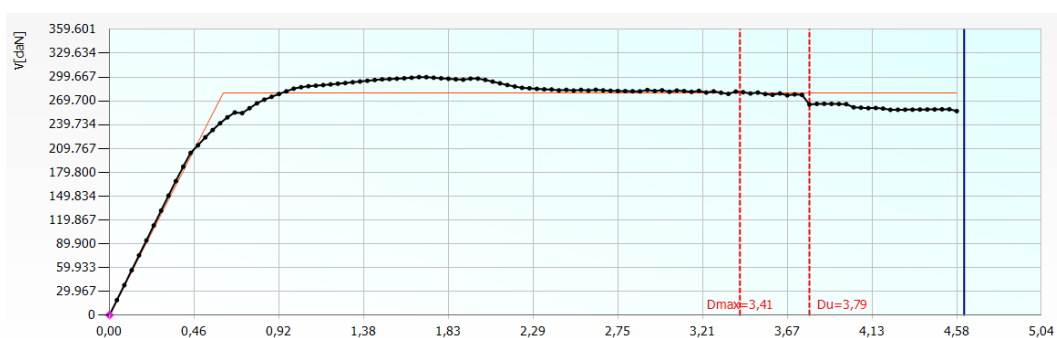


Fig. 141 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio senza interventi

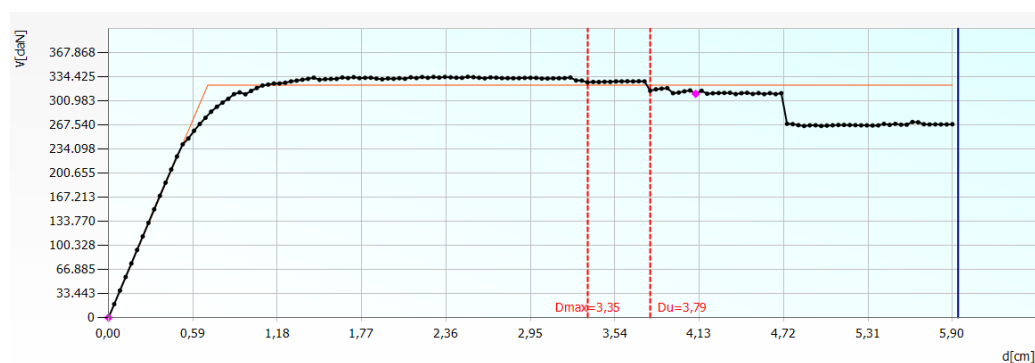


Fig. 142 - Analisi pushover +Y statica con eccentricità negativa per edificio con rinforzo FRCM

La domanda di spostamento è molto simile alla domanda pre-intervento dato che il rinforzo FRCM non comporta un incremento significativo della massa o della rigidezza dell'edificio, infatti il periodo T^* rimane sostanzialmente invariato.

Lo spostamento ultimo D_u è uguale alla situazione pre-intervento in quanto tale spostamento nel caso in oggetto è governato dal raggiungimento della deformazione angolare ultima, che rimane invariata con l'applicazione del rinforzo.

La curva di capacità manifesta un salto in corrispondenza di uno spostamento della struttura di circa 5 cm. Tale salto è dovuto alla rottura per pressoflessione di un maschio della parete P1. Si ritiene tuttavia accettabile in quanto la perdita di resistenza non avviene prematuramente, infatti si manifesta ampiamente dopo lo spostamento ultimo D_u .

In Fig. 143 si riporta la parete che subisce il maggior danneggiamento, ovvero la P1, in corrispondenza della domanda di spostamento D_{max} .

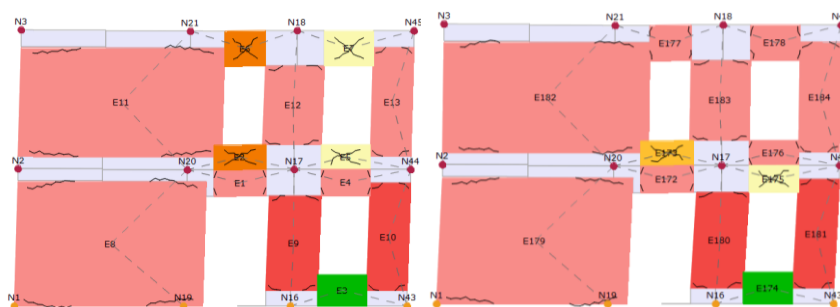


Fig. 143 - Stato di danneggiamento della parete P1 pre e post intervento FRCM

Si rileva un miglioramento dello stato di danno nelle fasce di piano E5, E6 ed E7 che passano da un meccanismo di taglio ad un meccanismo a pressoflessione a scapito tuttavia di un peggioramento della fascia E4 per la quale avviene l'inverso. Nella fascia E2 migliora invece il livello di danneggiamento da collasso per taglio a incipiente rottura. Non si rilevano modifiche dello stato di danneggiamento nei maschi. Ciò non significa che non ci sia stato un miglioramento.

Il meccanismo di rottura per pressoflessione del maschio viene definito a partire dal legame costitutivo in funzione del taglio normalizzato e dello spostamento di interpiano (*drift*). I drift limite determinano lo stato di danno raggiunto

dell'elemento. In Fig. 144 è riportato il legame costitutivo con la relativa legenda che associa ai range di *drift* il comportamento del pannello.

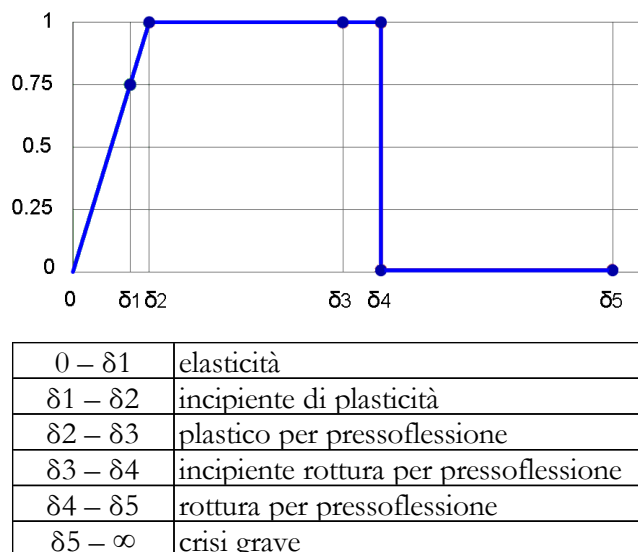


Fig. 144 - Legame costitutivo a pressoflessione del maschio con legenda dei danneggiamenti

Per l'edificio pre-intervento il drift limite di rottura dei maschi a pressoflessione è fissato a 0.01, mentre con l'applicazione del rinforzo FRCM si può raggiungere un drift massimo pari a 0.016. Osservando i valori di drift di interpiano pre e post- intervento in corrispondenza di uno spostamento della pushover pari a $D_{\max}$ risulta che nel pre-intervento il drift di interpiano è di 0.0062 con uno spostamento relativo di 2.54 cm, mentre nel post-intervento raggiunge il valore di 0.0099 per uno spostamento relativo di 4.10 cm (Fig. 145 e Fig. 146).

A parità di domanda $D_{\max}$ l'elemento rinforzato raggiunge uno spostamento maggiore e risulta quindi in incipiente rottura. Si evidenzia che il range di incipiente rottura è molto ampio. Infatti già al 60% del drift limite il pannello risulta in incipiente collasso. La distanza dal collasso è comunque maggiore con il rinforzo ed inoltre uno spostamento maggiore comporta una maggiore dissipazione di energia sismica.

Stato di danneggiamento Spostamento assoluto **Spostamento relativo interpiano**

Elementi rotti passo corrente
☒ dal primo passo ☐ rispetto al passo precedente

Parete principale	Nodo sotto	Nodo sopra	Spostamento relativo [cm]	Drift	Livello	Pareti interessate
1	1	2	2,54	0,0061	1	1-2
1	2	3	2,18	0,0052	2	1-2
8	25	26	1,97	0,0047	1	2-8
8	26	27	1,86	0,0044	2	2-8
9	31	32	1,71	0,0041	1	2-9
9	32	33	1,67	0,0039	2	2-9
10	37	38	1,36	0,0033	1	2-10
10	38	39	1,28	0,0030	2	2-10
3	4	5	1,04	0,0025	1	2-3
3	5	6	0,83	0,0020	2	2-3

Sottopasso 84 /116 ← → OK ?

Fig. 145 - Drift di interpiano 1-2 pre-rinforzo

Stato di danneggiamento Spostamento assoluto **Spostamento relativo interpiano**

Elementi rotti passo corrente
☒ dal primo passo ☐ rispetto al passo precedente

Parete principale	Nodo sotto	Nodo sopra	Spostamento relativo [cm]	Drift	Livello	Pareti interessate
1	1	2	4,10	0,0099	1	1-2
8	25	26	3,00	0,0072	1	2-8
9	31	32	2,48	0,0060	1	2-9
10	37	38	1,71	0,0041	1	2-10
1	2	3	1,05	0,0025	2	1-2
3	4	5	0,96	0,0023	1	2-3
8	26	27	0,96	0,0023	2	2-8
9	32	33	0,89	0,0021	2	2-9
10	38	39	0,75	0,0018	2	2-10
3	5	6	0,52	0,0012	2	2-3

Sottopasso 84 /149 ← → OK ?

Fig. 146 - Drift di interpiano 1-2 post-rinforzo

Sicuramente più immediatamente evidente è il miglioramento nella parete P3 meno sollecitata che evidenzia in due maschi il passaggio dal meccanismo plastico per pressoflessione ad elastico lineare (Fig. 147).

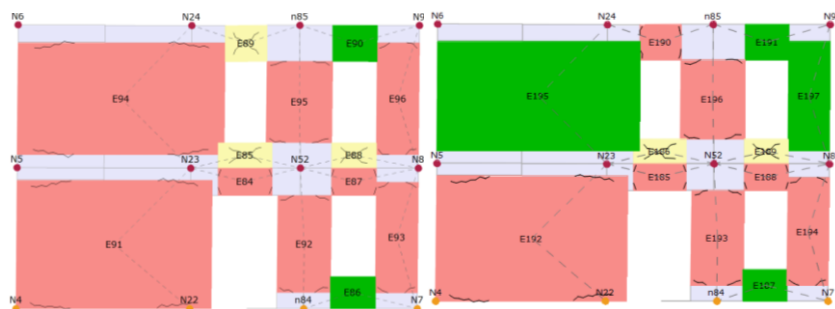


Fig. 147 - Stato di danneggiamento della parete P3 pre e post-intervento FRCM

In conclusione, il consolidamento con FRCM soddisfa le richieste della Normativa in quanto si ottiene una riduzione del fattore q^* sufficiente a raggiungere l'incremento minimo del livello di sicurezza.

4.5.3 Confronto pushover pre/post interventi CRM e FRCM

Si riporta in Fig. 148 la sovrapposizione delle curve di capacità dell'edificio prima dell'intervento e dopo l'intervento con CRM e con FRCM.

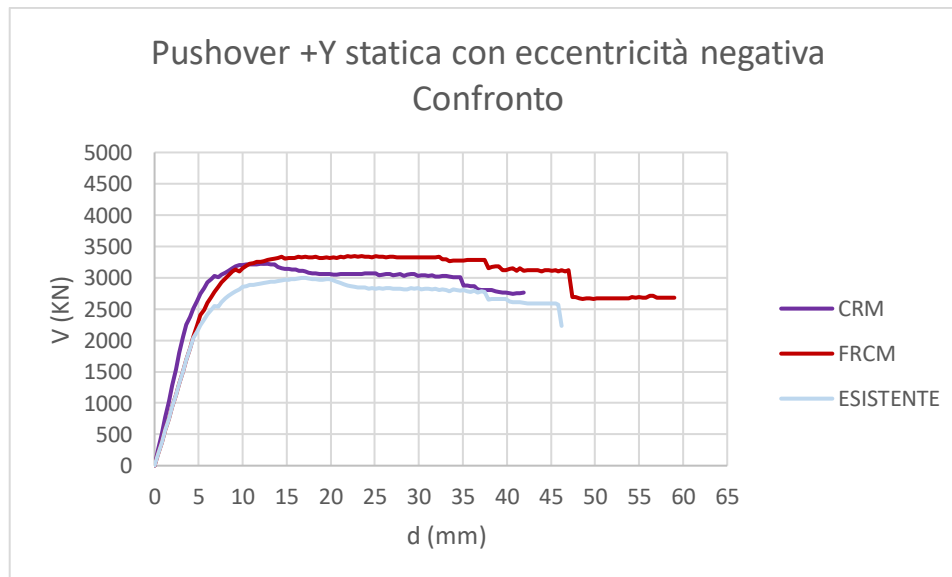


Fig. 148 - Sovrapposizione curve di capacità pre e post interventi

Il grafico evidenzia come a livello di curva di capacità l'intervento con FRCM fornisca risultati migliori rispetto all'intervento con CRM. Si raggiunge una

resistenza maggiore, non si ha impatto sulla rigidezza e si ottiene un aumento della duttilità globale della struttura.

BIBLIOGRAFIA 4

- Aiello M. A., Cascardi A., *Una nuova generazione di materiali compositi per il rinforzo di strutture esistenti: proprietà dei materiali ed aspetti progettuali*, Università del Salento.
- Camonita A., Cantù G., *Analisi della vulnerabilità sismica di un edificio storico in muratura*, Tesi di laurea magistrale, 2018-2019.
- Cattari S., Magenes G., *Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura v3.0*, ReLUIS, Napoli, Doppiavoce, 2024.
- CNR-DT 200 R2/2026, *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*, 2026.
- CNR-DT 215/2018, *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica*, Roma, 2019.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione dei sistemi a rete preformata in materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti con la tecnica dell'intonaco armato CRM (Composite Reinforced Mortar)*, Maggio 2019.
- Degli Abbati S., Morandi P., Cattari S., Spacone E., *On the reliability of the equivalent frame models: the case study of the permanently monitored Pizzoli's town hall*, Bulletin of Earthquake Engineering 20:2187–2217, Springer, 2022.
- Mapei, Mapegrid G220, *Rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, preapprettata, per il rinforzo strutturale "armato" di manufatti in muratura di pietra, mattoni, tufo e miste*, 2023.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, C.S.LL.PP. Circolare n.7, 21 gennaio 2019*.
- Pisani M. A., Cattaneo S., D'Antino T., *Consolidamento delle strutture. Guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche più utilizzati*, Milano, Hoepli, 2019.

- Pugi F., Puccioni A., *Pareti in muratura consolidate con intonaco armato o compositi FRM: Criteri di modellazione*, Ricerca e Sviluppo di AEDES Software, 2026.
- Rampini M. C., Zani G., Colombo M., Di Prisco M., *Optimized Fabric-Reinforced Cementitious Matrix composite for retrofitting of existing structures - FRM ottimizzati per il rinforzo di strutture esistenti*, Politecnico di Milano, 2018.
- Regione Emilia-Romagna-Area Geologia, Suoli e Sismica, *Quesito in merito all'applicazione del metodo semplificato relativo al consolidamento delle pareti in muratura mediante intonaco armato (Cap. C.8.5.3 e Tabella C8.5.II della Circolare 7/2019 applicativa del DM 2018) (rif. int. 346)*, 2025.
- RureGold, *Rinforzo strutturale della muratura-Intonaco Armato Sistema CRM*, 2024.
- S.T.A. DATA, *3Muri Project Manuale d'uso*, versione 16.0.0.6, Torino.
- Sisti R., Castori G., Dudine A., Borri A., *Comportamento a taglio di lastre di CRM, FRM o intonaco armato tradizionale*, XVIII Convegno ANIDIS, Ascoli Piceno, 2019.
- Vinci M., *Analisi pushover per edifici in muratura (parametri che ne influenzano il risultato)*, Collana: Calcolo di edifici in muratura, Articolo 3 - Marzo 2014.

CONCLUSIONI GENERALI

L'obiettivo del presente elaborato è stato quello di analizzare il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura nel piano e fuori dal piano al fine di valutarne la vulnerabilità alle azioni sismiche. Sono stati illustrati i possibili meccanismi di collasso, come modellare una struttura, che analisi eseguire, distinguendo le tecniche più idonee a seconda del caso specifico, e come effettuare le verifiche. La teoria è stata applicata ad un caso studio.

Si è affrontata l'analisi di vulnerabilità sismica di un edificio esistente in muratura, la struttura benchmark n. 6 del Progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024, attraverso una modellazione a telaio equivalente ed eseguendo analisi non lineari. L'edificio è risultato non verificato allo SLC. I risultati hanno evidenziato criticità in direzione Y, in particolare a causa del fattore di struttura $q^* > 4$.

È stato effettuato un confronto con il progetto DPC-ReLUIIS 2022-2024 che ha fornito una sostanziale coerenza dei risultati ottenuti.

Si è concluso con l'analisi di due tipologie di interventi di adeguamento per rinforzare le pareti nel piano in direzione Y, con intonaco armato CRM e con composito fibrorinforzato FRCM. Dal confronto tra i due metodi è emerso come con l'intervento FRM si ottenga un consolidamento maggiormente efficace rispetto all'intonaco armato innovativo.

L'analisi ha messo in luce i limiti del metodo semplificato CRM. Un ipotetico sviluppo futuro di questa ricerca potrebbe riguardare proprio questo aspetto. Sarebbe interessante effettuare un confronto con un metodo rigoroso che consideri il reale incremento di massa e duttilità.