

6. ANALISI SU UN EDIFICIO IN MURATURA IN VIA MARTOGLIO UNIVERSITÀ DI GENOVA

A. Brencich¹, L. Gambarotta¹, S. Lagomarsino¹

6.1 Premesse

L'edificio oggetto di studio è stato considerato rappresentativo degli edifici in muratura portante di recente realizzazione. Situato in via Nino Martoglio 31, l'edificio è stato realizzato nell'ultimo dopo-guerra con una struttura in muratura portante di pietra lavica per le pareti perimetrali e di mattoni per le pareti interne, con orizzontamenti costituiti da solai in cemento armato a doppia orditura. Su di esso è stata eseguita una campagna di prove sperimentali volta a determinare le caratteristiche meccaniche della muratura: prove mediante martinetti piatti eseguite dall'Unità di Milano, prove di resistenza a compressione su un campione di muratura in pietra lavica eseguite presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Catania.

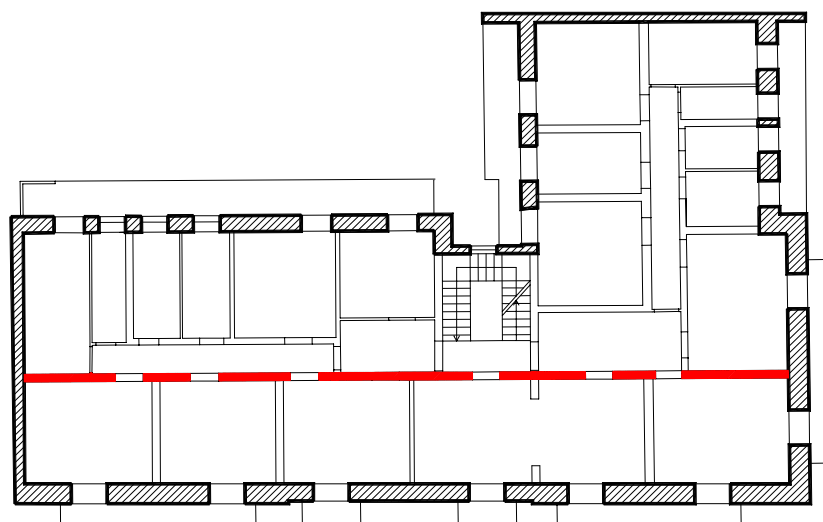


Fig. 6.1 - Posizione della parete analizzata.

In generale, la connessione tra le diverse pareti di un edificio in muratura definisce un organismo resistente scatolare che risponde alle azioni simiche con un comportamento tridimensionale; tuttavia, l'elevato numero di variabili cinematiche di un modello spaziale impone una limitazione nel livello di dettaglio che può essere rappresentato. Di qui nasce la necessità della calibrazione dei parametri meccanici

¹ *Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Genova*

del modello tridimensionale sulla base di analisi dettagliate delle singole pareti resistenti.

L'analisi della risposta di una parete nel suo piano può essere effettuata attraverso una modellazione ad elementi finiti disponendo di un adeguato modello costitutivo per la muratura. La scarsa resistenza a trazione deve essere rappresentata per poter cogliere le condizioni di equilibrio ed i campi di tensione e deformazione nella struttura muraria; la valutazione della risposta ad azioni sismiche non monotone richiede, invece, che vengano rappresentate altre caratteristiche del materiale, quali la diminuzione di resistenza ed i fenomeni attritivi. Il modello meccanico di una parete in muratura che ne consegue è caratterizzato da un elevato numero di gradi di libertà e di variabili interne e da marcate non linearità. La complessità dei risultati richiede, in genere, che questi vengano controllati con modelli approssimati, mediante opportune delimitazioni del moltiplicatore di collasso.

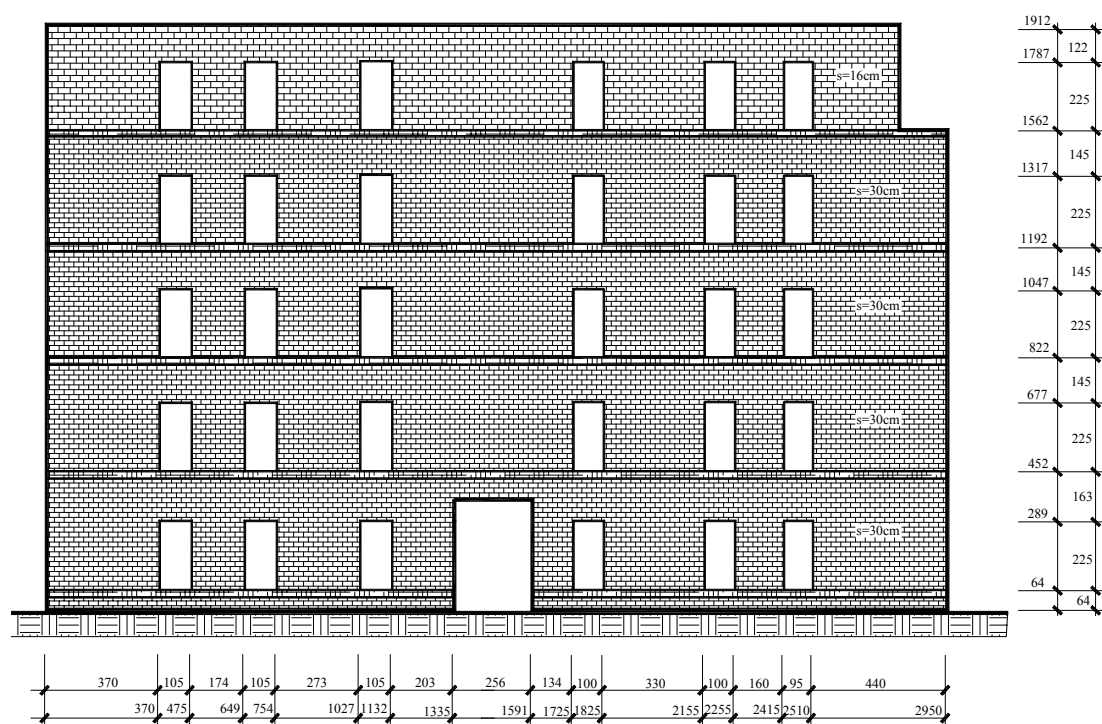


Fig. 6.2 - Geometria della parete.

L'osservazione dei danni subiti da pareti in muratura per azioni sismiche consente di rilevare come solo una parte della parete, fasce di piano e maschi murari, sia soggetta a danneggiamento e rottura, mentre esistono altre parti di muratura, le zone di connessione tra fasce e maschi, in cui l'assenza di sistematici fenomeni di danno consente di supporre che lo stato di deformazione si mantenga sempre entro i limiti elastici e, quindi, possa essere trascurato nella valutazione della risposta

complessiva della parete. Su questa base è possibile definire procedure semplificate di analisi in cui il singolo pannello murario, maschio e fascia, viene rappresentato da un unico elemento finito, detto macroelemento, caratterizzato da un limitato numero di gradi di libertà. L'intera parete viene modellata mediante un opportuno assemblaggio di macroelementi connessi mutuamente da blocchi rigidi, realizzando dei modelli che, per il limitato numero di gradi di libertà, consentono di rappresentare, con modesto onere computazionale, la risposta di una parete ad azioni statiche monotone e cicliche e ad azioni dinamiche. L'affidabilità della risposta di questi modelli è legata alla loro capacità di rappresentare i fenomeni di danno che si realizzano nei pannelli murari (Anthoine et al., 1995).

In questo capitolo viene discussa la risposta della parete interna dell'edificio di via Martoglio, Figg. 6.1 e 6.2, con particolare attenzione ai meccanismi di collasso che si possono attivare nonché ai parametri meccanici e alle modellazioni che li determinano. Per la parete discretizzata mediante elementi finiti, è stato assunto un modello costitutivo della muratura in grado di rappresentare i meccanismi di degrado e di scorrimento con attrito, Appendice A. Le informazioni ottenute sono confrontate con modelli meccanici semplificati, discussi nel paragrafo 6.2, caratterizzati da meccanismi elementari di collasso.

Nella seconda parte del capitolo viene discussa la risposta del modello a macroelementi sia ad azioni statiche monotone che cicliche, nonché la risposta dinamica ad un accelerogramma di riferimento. Il confronto tra i risultati ottenuti consente di definire, per la parete oggetto di studio, una correlazione tra la risposta a forze orizzontali statiche equivalenti alle forze sismiche e la risposta dinamica ad un sisma di riferimento.

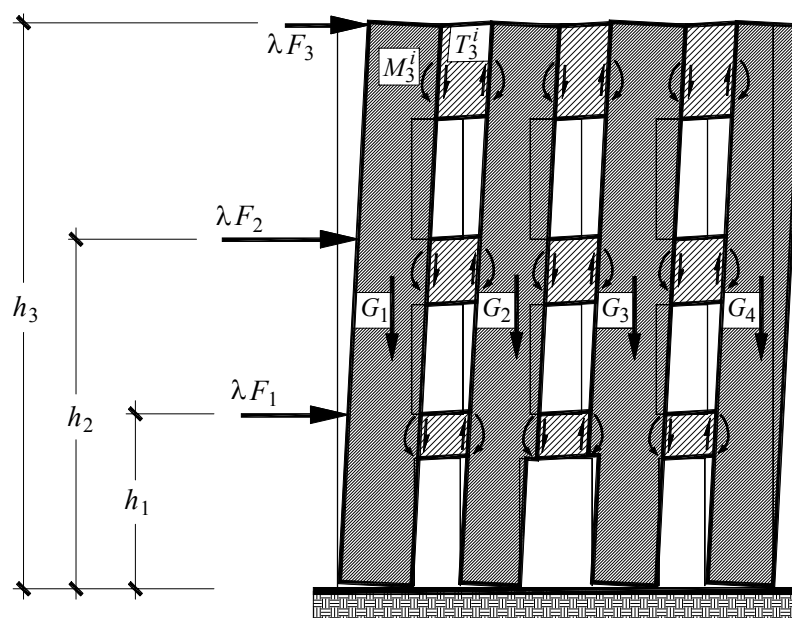


Fig. 6.3 - Meccanismo di collasso di una parete regolare in muratura per rottura delle fasce.

6.2 Modelli semplificati per la valutazione della resistenza di una parete alle azioni sismiche

Nel seguito vengono esaminati alcuni meccanismi di collasso di pareti murarie caricate nel proprio piano sulla base d'ipotesi costitutive semplificate.

Un meccanismo semplificato di collasso, che in taluni casi è prossimo ai meccanismi reali di collasso, viene individuato in pareti con aperture di ampie dimensioni, sviluppate principalmente in altezza, e con esili fasce di piano. Nelle primissime fasi di una storia di carico monotona la risposta della parete è assimilabile a quella di un telaio in muratura. Tuttavia, per azioni orizzontali ancora modeste, le deformazioni angolari delle fasce di piano superano il limite ammissibile e giungono a rottura perdendo la capacità di trasmettere ulteriori azioni flettenti. Il meccanismo resistente della parete è, quindi, ridotto ad una serie di mensole murarie, estese dal piano di fondazione fino all'estremità superiore, accoppiate da fasce di piano ormai in grado di trasmettere alle mensole azioni taglianti (il peso proprio e dei solai che sorreggono), forze assiali e, in talune circostanze, anche dei momenti flettenti residui. Per incrementi modesti delle azioni orizzontali, e per la scarsa resistenza a trazione della muratura, le sezioni di base delle mensole si parzializzano consentendo alle mensole murarie di ruotare in modo pressoché rigido attorno ad uno spigolo di base. Nel meccanismo semplificato di Fig. 6.3 la muratura viene considerata non resistente a trazione e infinitamente resistente e rigida in compressione (Como e Grimaldi, 1985).

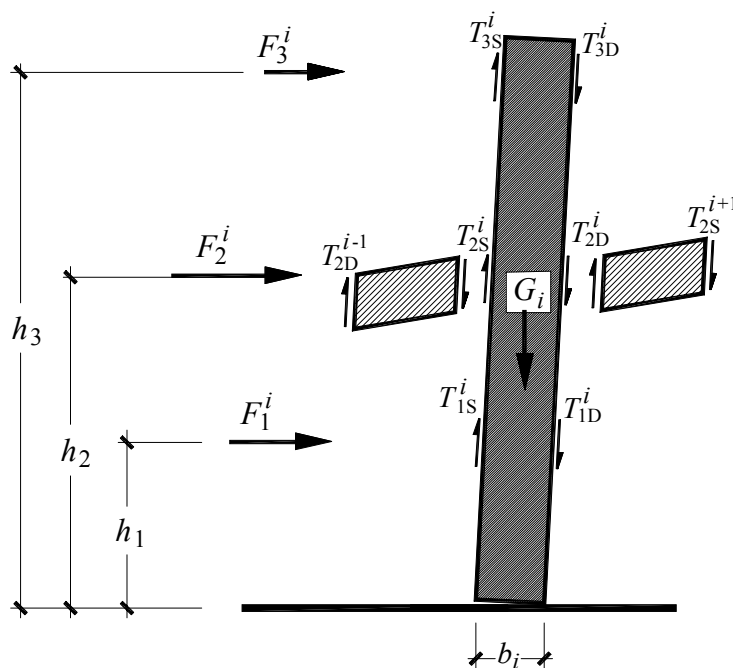


Fig. 6.4 - Forze agenti su una delle mensole di Fig. 6.3.

Si consideri nella parete di Fig. 6.3 la i -esima mensola, Fig. 6.4, su cui agisce il peso proprio ed i carichi trasmessi dagli orizzontamenti agli n_p piani, riuniti nell'unica forza G_i , i momenti M_{pj}^i ed i tagli T_{pj}^i trasmessi dalle fasce, nonché una quota-parte F_p^i delle forze sismiche di piano F_p , dove il pedice p individua il livello (piano) di applicazione, $j = S, D$ individua le fasce a sinistra e a destra rispetto alla mensola. In particolare si consideri un sistema di forze orizzontali identificato da un moltiplicatore λ rispetto ad un carico di riferimento, che si assume essere la distribuzione di forze statiche equivalenti indicata dalla normativa vigente per le costruzioni in zona sismica.

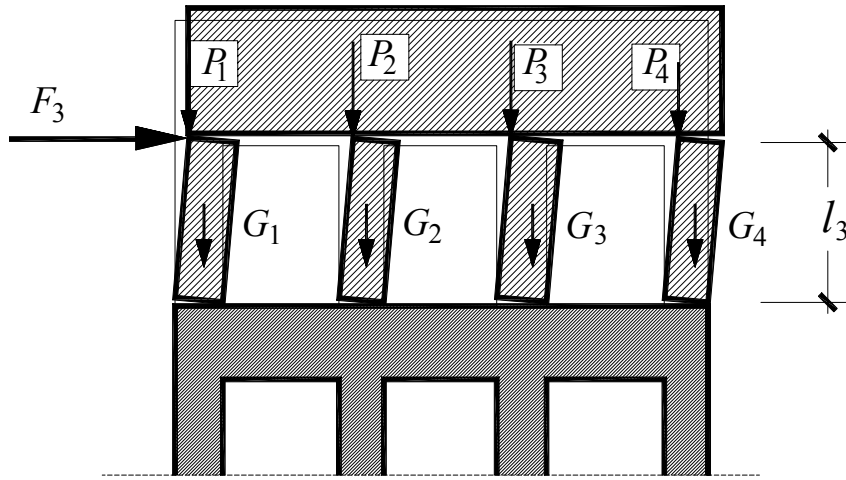


Fig. 6.5 - Meccanismo di collasso per rotazione rigida dei maschi di un unico livello.

La condizione di equilibrio limite della parete viene valutata considerando una singola mensola muraria, quindi formulando l'ipotesi che nella parete vi sia uniformità nella risposta di tutte le mensole. Considerando l'equilibrio limite, il momento delle forze ribaltanti M_{rib}^i risulta prodotto dalle forze sismiche mentre le azioni stabilizzanti M_{stab}^i sono dovute ai pesi trasmessi dalle fasce e al peso proprio:

$$M_{rib}^i = \sum_{p=1}^{n_p} F_p^i h_p \quad (6.1)$$

$$M_{stab}^i = G_i \frac{b_i}{2} - b_i \sum_{p=1}^{n_p} T_{pS}^i \quad (6.2)$$

dove le somme sono estese a tutti gli n piani. Si assume che la condizione limite di equilibrio dell'intera parete coincida con la condizione limite di equilibrio di

ciascuna delle m mensole che la compongono in corrispondenza di un carico amplificato di un fattore λ rispetto al carico di riferimento:

$$M_{stab}^{Glob} = \sum_{i=1}^m M_{stab}^i = \lambda \sum_{i=1}^m M_{rib}^i = \lambda M_{rib}^{Glob}. \quad (6.3)$$

Il moltiplicatore limite di collasso viene determinato come rapporto tra il momento stabilizzante ed il momento ribaltante complessivi:

$$\lambda = \frac{M_{stab}^{Glob}}{M_{rib}^{Glob}}. \quad (6.4)$$

Il meccanismo a mensole indipendenti rappresenta un meccanismo di collasso globale; altri meccanismi elementari coinvolgono singoli piani. In presenza di maschi murari snelli, assimilabili sostanzialmente a pilastri in muratura, Fig. 6.5, si può attivare un meccanismo di collasso per rotazione rigida dei maschi del piano attorno allo spigolo di base sottovento. Anche questo meccanismo può essere analizzato in condizioni di equilibrio limite per l'intero piano considerando, quali contributi stabilizzanti su ciascuno degli n_m maschi, il peso G_i del maschio e il carico trasmesso dalla sovrastruttura P_i , e quelli ribaltanti dovuti alle azioni sismiche orizzontali (Fig. 6.6a):

$$M_{rib}^p = F_p l_p, \quad M_{stab}^p = \sum_{i=1}^{n_m} \left(G_i \frac{b_i}{2} + P_i b_i \right) \quad (6.5)$$

$$M_{stab}^p = \lambda M_{rib}^p \Rightarrow \lambda = \frac{M_{stab}^{Glob}}{M_{rib}^{Glob}}. \quad (6.6)$$

L'ipotesi di un meccanismo di rotazione rigida consente di collocare il centro di rotazione nello spigolo di base posto sottovento ma conduce a valutazioni a sfavore di sicurezza. Come evidenziato in Fig. 6.6b, la deformabilità della muratura, accentuata dalla eventuale rottura per compressione, sposta il centro d'istantanea rotazione riducendo il braccio delle forze stabilizzanti e, quindi, abbassando il valore del moltiplicatore di collasso.

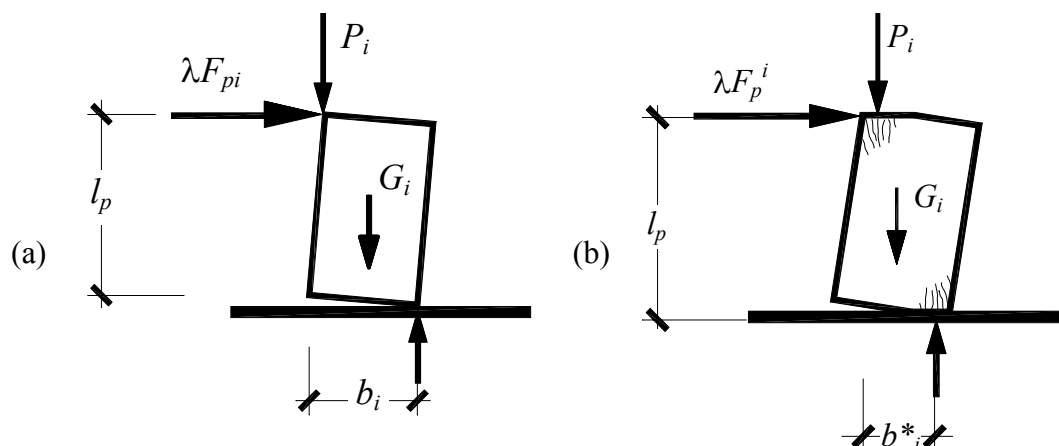


Fig. 6.6 - Equilibrio limite di un singolo maschio murario: a) muratura rigida ed infinitamente resistente; b) muratura deformabile a rottura per compressione nello spigolo di base.

Se i maschi di uno stesso piano presentano larghezze differenti il meccanismo di Fig. 6.5 non è cinematicamente ammissibile: la congruenza degli spostamenti orizzontali impone che tutti i maschi abbiano il medesimo angolo di rotazione e la diversa larghezza alla base determina componenti di spostamento verticali differenziate. In questi casi, come si discuterà nel capitolo 9, si determina la rottura a taglio della fascia di muratura sovrastante ai maschi in rotazione.

Altri meccanismi di piano, come quello rappresentato in Fig. 6.7, (Giuffrè, 1993) presuppongono la rottura a taglio di tutti i maschi di un piano in modo da separare ogni maschio in due parti. La resistenza residua può essere valutata in base a considerazioni di equilibrio limite del tutto simili a quelle discusse poco sopra, in cui la presenza (idealmente) di spigoli vivi rende ancora più attuali e rilevanti gli effetti della deformabilità della muratura e della sua rottura per compressione.

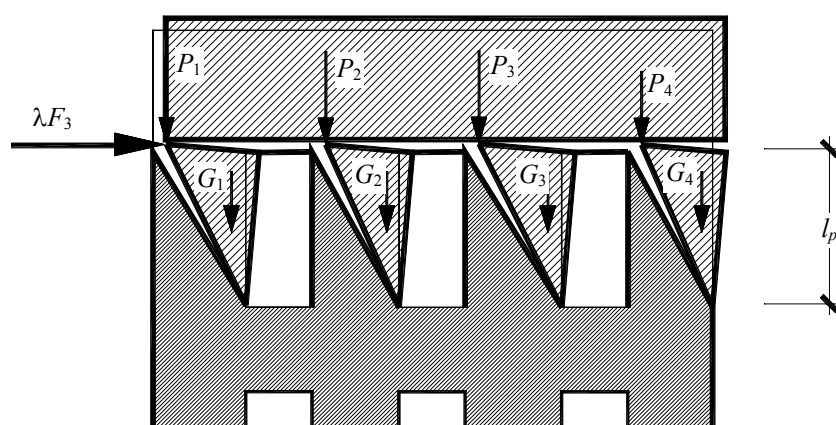


Fig. 6.7 - Meccanismo di collasso per rottura diagonale e rotazione dei maschi di un livello.

Un approccio differente prevede un meccanismo di piano corrispondente alla rottura a taglio dei maschi murari secondo lo schema POR (Fig. 6.8). In questo caso, l'ipotesi di rottura per taglio di un piano debole richiede che le fasce di piano siano rigide e sufficientemente resistenti da rimanere integre fino alla rottura dei maschi sottostanti. Nell'ambito di tale schematizzazione, in genere non viene distinto tra la modalità di collasso a taglio che si può verificare in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura, delle interfacce blocco-malta di allettamento e dello stato tensionale, ma definisce una tensione tangenziale limite con una procedura convenzionale riferita alla sezione mediana del maschio murario e a grandezze medie:

$$\tau_{lim} = c + \mu \sigma_n, \quad (6.7)$$

in cui c rappresenta la coesione, μ il coefficiente d'attrito e σ_n la tensione normale.

Un esempio di tale valutazione è fornito dall'espressione di Turnsek e Cacovic (1970) comunemente impiegata nei codici di calcolo di tipo POR:

$$\tau_{lim} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 \tau_k}}, \quad (6.8)$$

dove τ_k rappresenta la resistenza a taglio in assenza di compressione (coesione) e σ_n la tensione media di compressione nella muratura.

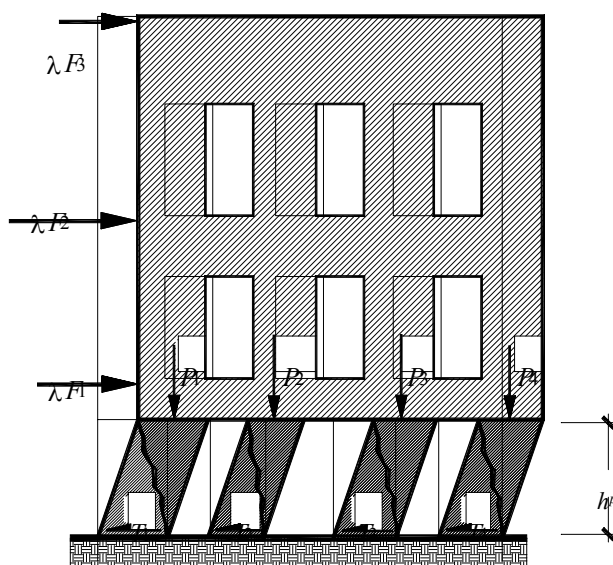


Fig. 6.8 - Meccanismo di collasso per rottura a taglio dei maschi del piano terreno.

In prima approssimazione, la resistenza complessiva della parete è fornita allora dalla somma delle resistenze dei singoli maschi murari:

$$\lambda \sum_{i=1}^{n_p} F_i = \lambda F_{tot} = \sum_{i=1}^{n_m} \tau_{lim} A_i, \quad (6.9)$$

in cui A_i rappresenta l'area di ciascuno degli n_m maschi ed n_p il numero dei piani.

Le più recenti formulazioni di questo approccio definiscono la resistenza a taglio come la minima tra le resistenze per rottura diagonale, eq. (6.8) integrata sull'area del maschio murario, per scorrimento su un piano di discontinuità, eq. (6.10.a) e per rotazione, eq. (6.10.b):

$$V_{lim}^{scorr} = \sum_{i=1}^{n_m} A_i \frac{1.5c + \mu \sigma_n^i}{1 + \frac{3c}{\sigma_n^i} \frac{b_i}{l_p}}, \quad V_{lim}^{rot} = \sum_{i=1}^{n_m} \frac{N_i b_i}{l_p} \left(1 - \frac{\sigma_n^i}{0.85 f_u} \right), \quad (6.10.a,b)$$

in cui il termine f_u rappresenta la resistenza ultima a compressione della muratura (Magenes e Calvi, 1996, Magenes e Della Fontana, 1998). Analisi più sofisticate consentono di determinare la resistenza ultima della parete mediante analisi incrementali elasto-plastiche tenendo conto dell'effetto della variazione dello sforzo normale sulla resistenza del maschio in muratura. Per i dettagli di questo approccio si rimanda allo specifico Capitolo di questo rapporto.

Nella Tab. 6.1 sono riportati i moltiplicatori di collasso della parete di Fig. 6.2 dei meccanismi semplificati discussi in questo paragrafo.

Tab. 6.1: Moltiplicatori di collasso per la parete, riferiti al taglio alla base per una zona sismica di I categoria, dei meccanismi elementari discussi.

	Meccanismo globale	Meccanismo di piano		
	Rotazione delle mensole	Rotazione dei maschi		Rottura per taglio
		Mat. Rig. ²	Mat. Def. ³	
Moltiplicatore di collasso	0.38	3.01	2.41	1.02

² Mat. Rig.: materiale rigido ed infinitamente resistente in compressione.

³ Mat. Def.: materiale deformabile con rottura in compressione (Giuffrè, 1993).

6.3 Modello ad elementi finiti della parete

La parete interna dell'edificio di via Martoglio è costituita da una muratura di mattoni pieni a due teste (24 cm) per i primi quattro piani, ad una testa (12 cm) limitatamente all'ultimo piano; in corrispondenza di ogni piano è presente un cordolo in cemento armato di spessore pari a quello del solaio (24 cm). Lo schema strutturale della copertura, che fa uso anche di pilastri di mattoni come appoggi intermedi delle travi lignee, è tale da limitare il carico trasmesso in sommità alla parete. Al di sotto del pavimento del piano rialzato è presente un vespaio aerato, di cui si è tenuto conto nella modellazione numerica non tanto per l'aumento di altezza complessiva della parete che esso comporta, ma per tenere in considerazione anche eventuali meccanismi di scorrimento al di sotto del solaio di livello 0. Le variazioni che si ottengono nella determinazione delle forze sismiche di piano equivalenti, per questa differenza, risultano scarsamente significative. La parete è dotata di architravi in muratura al di sopra delle porte; inoltre si presume che l'ampio accesso del piano terreno sia sovrastato da una trave in cemento armato non visibile perché contenuta entro lo spessore della muratura sovrastante.

Il modello agli elementi finiti della parete è riportato in Fig. 6.9. Gli elementi finiti impiegati nella discretizzazione della parete, di dimensione media pari in media a 30x30cm, sono isoparametrici a 4 nodi, con integrazione a 2x2 punti di Gauss. Questo modello è in grado di rappresentare la risposta della parete con un elevato livello di dettaglio impiegando circa 17000 gradi di libertà che costituiscono le incognite cinematiche del problema discretizzato. Poiché la determinazione delle incognite cinematiche richiede la risoluzione di un sistema lineare di equazioni di dimensione pari al numero d'incognite, la formulazione ad elementi finiti richiede potenze e tempi di calcolo significative, dell'ordine di grandezza di diverse ore.

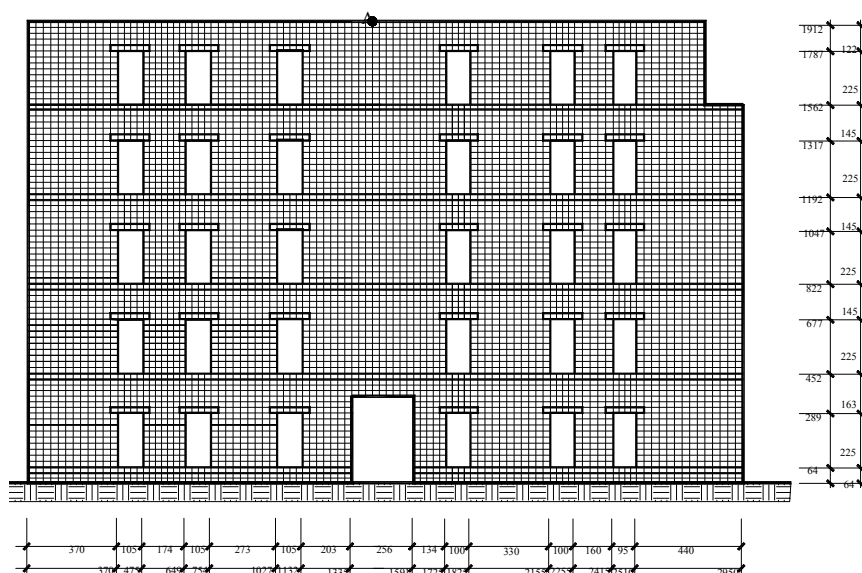


Fig. 6.9 - Modellazione ad elementi finiti della parete interna.

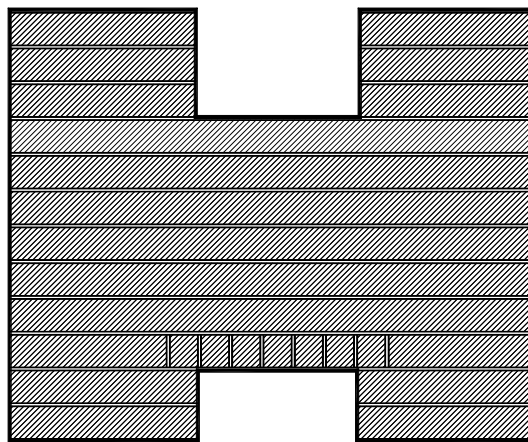


Fig. 6.10 - Giunti di malta rappresentabili con il modello costitutivo per la muratura di Appendice A.

La muratura è rappresentata da un modello costitutivo anisotropo (Gambarotta e Lagomarsino, 1997), descritto nell'Appendice A, in cui è definito un piano di danneggiamento su cui può verificarsi scorrimento per azioni tangenziali in presenza di attrito ovvero l'apertura del giunto di malta apertura quando la tensione di trazione supera la resistenza dell'interfaccia. Poiché il materiale è dotato di un unico piano di danneggiamento, non è possibile rappresentare contemporaneamente i giunti di malta orizzontali e verticali; nei maschi murari e nelle fasce, dove è rilevante rappresentare i processi di danno sui giunti di malta verticali, la direzione di danneggiamento della muratura è disposta orizzontalmente, mentre nelle architravi le direzioni di scorrimento sono disposte verticalmente. In Fig. 6.10 è rappresentata la modellazione di una fascia e delle porzioni di mensole murarie adiacenti che ne consegue; la modellazione evidenzia come il modello costitutivo non consenta l'apertura dei giunti di malta verticali, qui assenti. Questo comporta la rottura a taglio delle fasce, mentre risulta inibita la possibilità di rottura per flessionale.

Le forze orizzontali sono valutate mediante le indicazioni della normativa sismica italiana, D. M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “*Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica*”, nell'ipotesi che le pareti siano collocate in una zona classificata come “*zona sismica di I categoria*”; le forze statiche equivalenti di piano sono state determinate secondo quanto previsto al punto C.6.1 e C.9.5.3 e sono riassunte in Tab. 6.2. Le analisi sono state condotte applicando forze con intensità crescente, mantenendo la distribuzione tra i piani delle forze statiche equivalenti.

Tab. 6.2: Dati generali per la parete interna.

Parete interna: muratura di mattoni pieni $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$						
Livello:	0	1	2	3	4	5
Spessore parete (cm):	30	30	30	30	30	16
Peso muratura (kN):	264.70	480.55	486.70	486.70	373.15	129.80
Carico del solaio (kN):	305.05	305.05	372.90	372.90	372.90	53.70
Carico totale (kN):	569.75	785.60	859.60	859.60	746.05	183.50
h_i (m):	0.64	4.52	8.22	11.92	15.62	19.12
$\gamma_i = h_i \sum_{j=1}^{n.piani} W_j / \sum_{j=1}^{n.piani} W_j h_j$	0.0704	0.4974	0.9045	1.2786	1.7187	2.1038
$F_h = W * C * R * \epsilon * \beta * I * \gamma \quad I = 1. \quad \epsilon = 1. \quad R = 1. \quad \beta = \beta_1 * \beta_2 = 4. \quad S = 12 \Rightarrow C = 0.1$						
Forze statiche equivalenti F_h (kN):	16.05	156.30	311.00	439.65	512.90	154.40

Gli architravi al di sopra delle porte sono stati modellati con un'unica fila di elementi finiti di muratura a piani di scorrimento verticali, così come sono i giunti di malta in un architrave. La presenza dei solai in cemento armato pone un problema di modellazione un eventuale cordolo che li rappresenti in quanto la larghezza della parte di solaio che collabora con la parete non è limitata al solo spessore di quest'ultima. Tuttavia, poiché è difficile definire una larghezza collaborante di solaio, sono stati sviluppati più modelli della parete al fine di stabilire l'effetto dei cordoli di piano sulla risposta della parete.

Nel modello 1 la parete è stata modellata priva di cordoli; successivamente sono stati analizzati altri due modelli (2 e 3) in cui i cordoli di piano sono stati rappresentati con elementi elastici a rigidezza variabile.

Il modello intermedio (modello 2) rappresenta una circostanza frequente nella realtà costruttiva: cordoli di piano con altezza limitata allo spessore del solaio presentano una significativa deformabilità ma con elevata resistenza per effetto di larghezze collaboranti significative.

I parametri meccanici della muratura sono riassunti nella Tab. 6.3, e sono stati dedotti dai valori delle caratteristiche elastiche concordati con le altre Unità di Ricerca che hanno effettuato le simulazioni. Le differenze che si possono riscontrare sono legate al significato che ciascun modello costitutivo attribuisce ai parametri.

Tab. 6.3: Parametri meccanici della muratura.

Muratura (maschi e fasce di muratura e architravi)										
G (MPa)	E (MPa)	τ_{mr} (MPa)	σ_{mr} (MPa)	μ	τ_{br} (MPa)	σ_{br} (MPa)	c_{mt}	c_{bn}	β_m	β_b
500	2500	0.15	0.1	0.5	1.0	3.0	1/ G	1/ E	0.8	0.3
CLS dei cordoli di solaio										
Mod. 1		Mod. 2	E (MPa)	ν	Mod. 3	E (MPa)	ν			
Muratura come sopra			5.000	0.2		20.000	0.2			

Con riferimento alla Tab. 6.3, i parametri τ_{mr} e σ_{mr} rappresentano rispettivamente la coesione e la resistenza a trazione del giunto di malta, τ_{br} e σ_{br} rappresentano invece la coesione media della muratura e la resistenza a compressione del singolo mattone. Il modello costitutivo di muratura richiede la definizione anche di due parametri legati alla deformabilità anelastica, c_{mt} e c_{bn} , dai quali risulta definita la deformazione a rottura per taglio del giunto di malta e della muratura a compressione. Questi due parametri sono stati assunti coincidenti con l'inverso dei moduli elastici, rispettivamente il modulo a taglio della malta e quello normale della muratura, in modo tale che il limite di rottura venga raggiunto con una deformazione doppia rispetto a quella elastica corrispondente. Tale scelta è basata su numerose osservazioni sperimentali.

6.4 Risposta del modello agli elementi finiti

Per ognuno dei tre modelli è stata rappresentata la risposta strutturale diagrammando lo spostamento del punto centrale in sommità (punto A di Fig. 6.9) in funzione della risultante dei tagli alla base della parete, Fig. 6.11. Nella storia di carico sono stati individuati due fasi intermedie, ad $1/4$ e a $3/4$ dello spostamento massimo, indicati come Passo 1 e 2, in corrispondenza delle quali sono stati rappresentati il valore delle variabili di danneggiamento, le componenti anelastiche di deformazione nonché la distribuzione delle tensioni.

In Fig. 6.11 sono indicati anche i valori del moltiplicatore di collasso ottenuti con un meccanismo di rotazione rigida delle mensole murarie, nell'ipotesi che le fasce, giunte a rottura, non siano in grado di trasmettere momenti flettenti alle mensole (retta inferiore), e con un meccanismo di collasso per taglio dei maschi del primo livello pressoché coincidente con il taglio alla base previsto dalla normativa sismica in zona di I categoria (retta superiore).

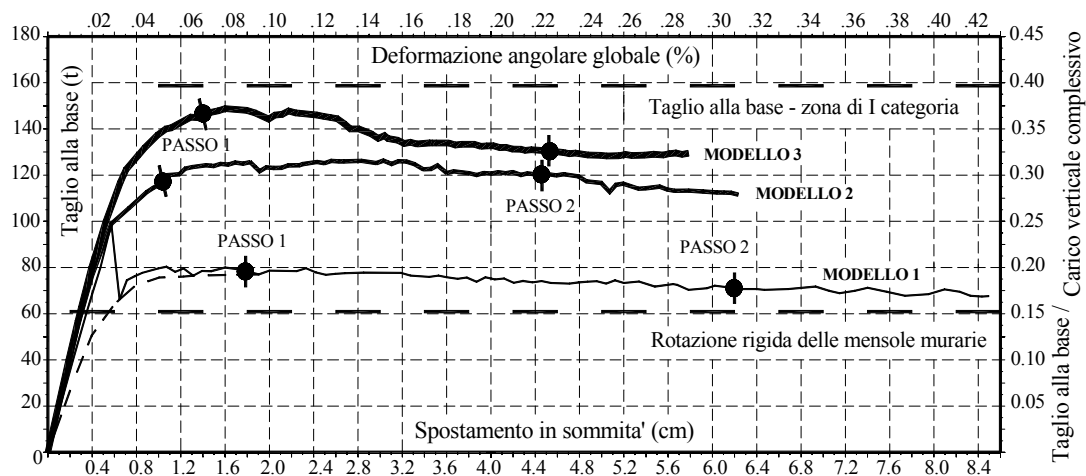


Fig. 6.11 - Risposta carico/spostamento per la parete interna (spostamento del punto A in sommità) per i tre modelli: a) modello 1: privo di cordoli di piano; b) modello 2: cordoli di piano deformabili ed infinitamente resistenti; c) cordoli di piano rigidi e infinitamente resistenti.

Dai diagrammi di Fig. 6.11 si distinguono due tipi di risposta: la parete con cordoli elastici (modelli 2 e 3) presenta la medesima rigidezza iniziale indipendentemente dalla rigidezza dei cordoli di piano; la caduta di resistenza oltre il carico limite è graduale, fino ad una deformazione angolare globale dello 0.3%. Mentre il modello con cordoli più rigidi (modello 3) presenta una fase post-critica con un evidente ramo di softening dovuto al danneggiamento dei maschi murari del primo livello, il modello con cordoli più deformabili (modello 2) manifesta una risposta resistente, con una limitata perdita di resistenza che si verifica solo per deformazioni angolari molto elevate. Nonostante la rigidezza dei cordoli di piano sia elevata ma non illimitata, nel terzo modello il carico massimo è prossimo (-7%) a quello previsto da un modello di collasso di piano debole.

Nella valutazione della risposta ad azioni sismiche di una parete assume un'importanza rilevante anche la resistenza residua oltre il punto limite, in quanto la rottura degli elementi strutturali, con la conseguente attivazione del meccanismo di collasso, può verificarsi già dopo i primi cicli di carico; da questo momento in avanti la resistenza al sisma è affidata alla resistenza residua della parete.

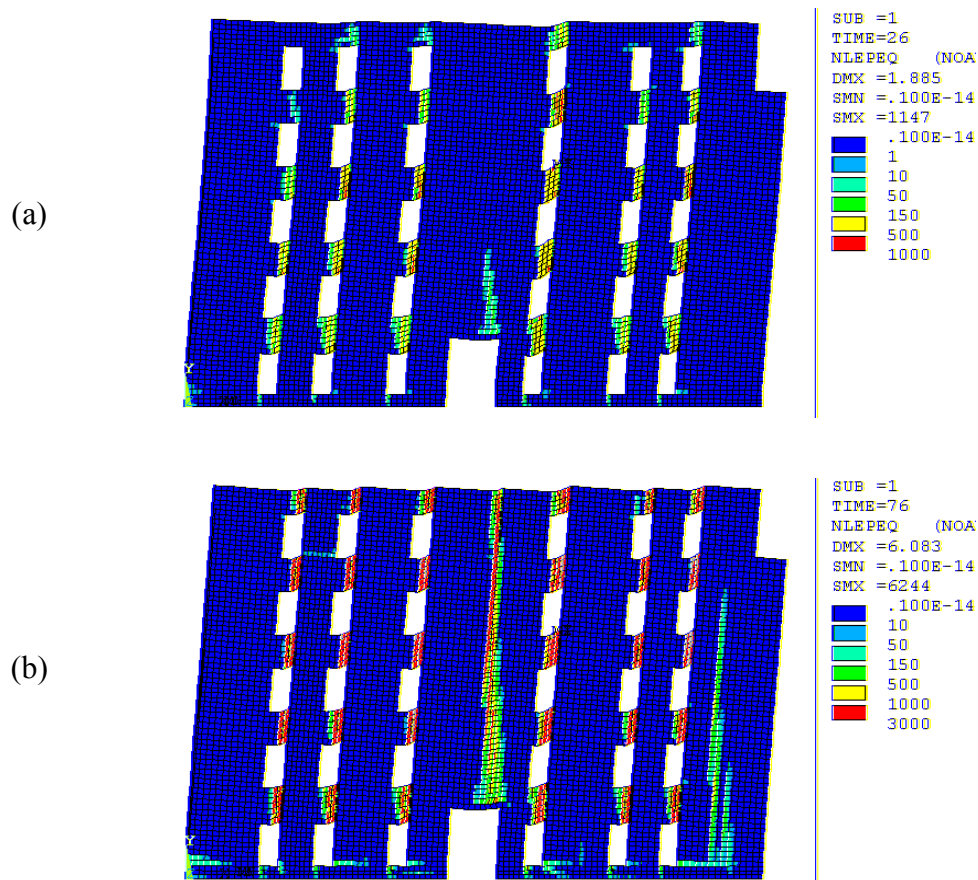


Fig. 6.12 - Modello 1 privo di cordoli di piano: danneggiamento dei giunti di malta: a) al passo 1 e b) al passo 2 della storia di carico.

La risposta del modello 1, privo dei cordoli di piano, è essenzialmente diversa: il tratto lineare viene seguito da una diminuzione di resistenza, attribuibile alla contemporanea rottura delle fasce, realizzando così configurazioni che tendono al meccanismo a mensola che ruotano attorno ad uno spigolo di base.

Per meglio comprendere i motivi della differenza nella risposta strutturale dei vari modelli è necessario esaminare il campo di danneggiamento mediante la distribuzione della variabile di danneggiamento nei giunti di malta, Fig. 6.12. Valori superiori all'unità (campi di colore diverso dal blu) individuano i giunti di malta rotti per scorrimento o per apertura. Dall'analisi dettagliata delle deformazioni normali e angolari ai corsi di malta, Fig. 6.13, si evidenzia che le fasce giungono a rottura per scorrimento, mentre i giunti di malta alla base delle mensole murarie sono rotti in corrispondenza di un unico e ben definito livello per apertura del giunto che corrisponde al ribaltamento delle mensole murarie. Inoltre, le mensole murarie centrali e sul lato destro della parete risultano interessate da una zona centrale rotta per scorrimento (cfr. Fig. 6.13b).

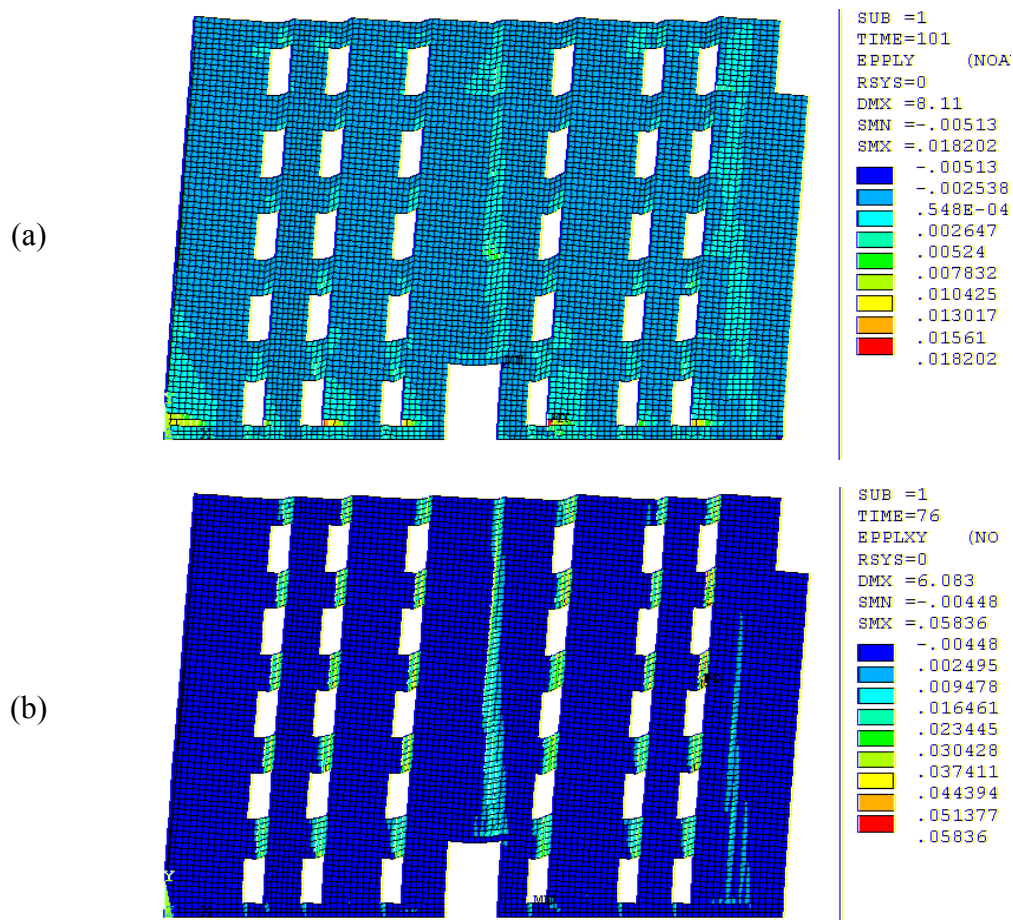


Fig. 6.13 - Modello 1 privo di cordoli di piano al passo 2: a) deformazioni normali ai giunti di malta; b) deformazioni angolari.

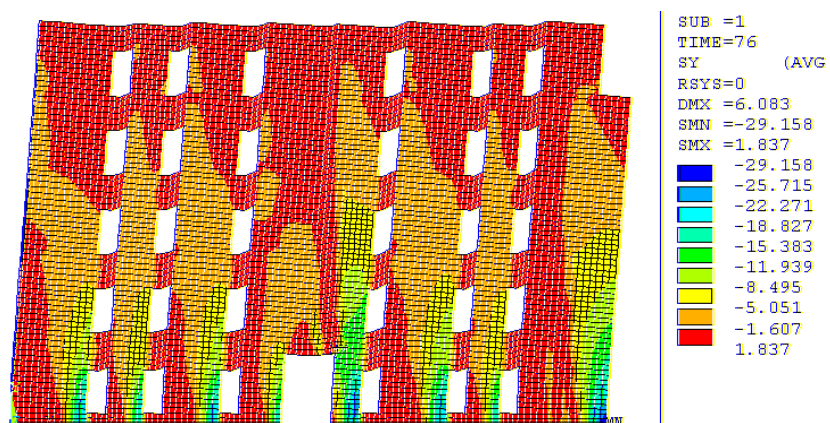


Fig. 6.14 - Modello 1 privo di cordoli di piano: distribuzione delle tensioni verticali al passo 2.

La distribuzione delle tensioni verticali al passo 2 conferma la suddivisione della parete in sette mensole accoppiate, Fig. 6.14, e conseguente distribuzione delle tensioni alla base tipiche delle sollecitazioni di presso-flessione. La massima tensione di compressione, attorno ai 3 MPa, non è comunque sufficiente a condurre la muratura a collasso per schiacciamento.

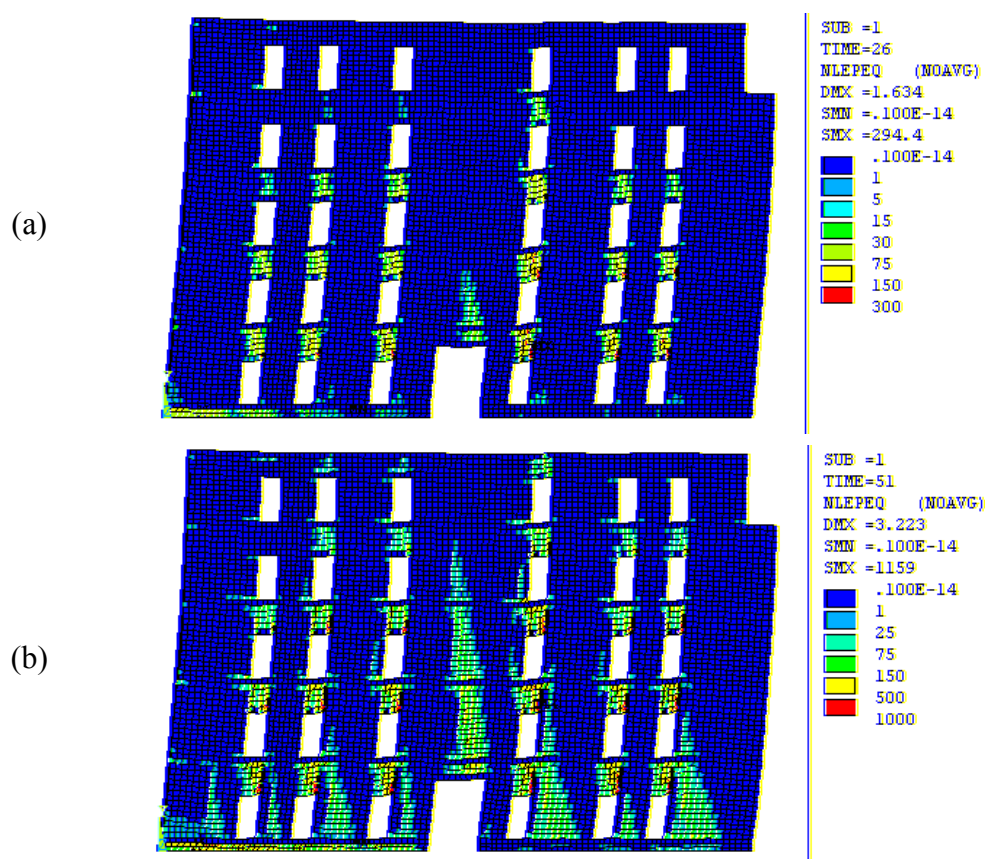


Fig. 6.15 - Modello 3 con cordoli di piano elastici e rigidi: danneggiamento dei giunti di malta: a) al passo 1 e b) al passo 2 della storia di carico.

Il meccanismo di collasso che si realizza in presenza di cordoli di piano infinitamente resistenti manifesta la rottura per taglio dei maschi al livello più basso, dove nonostante le tensioni di compressione siano massime (0.60 MPa) è pure massima la forza orizzontale, Fig. 6.15. Dall'analisi delle deformazioni angolari anelastiche si osserva che il danneggiamento è dovuto allo scorrimento dei giunti di malta e si realizza dapprima nelle fasce dove si verifica la rottura e successivamente si localizza nei maschi del piano terreno, individuando un piano debole con un meccanismo di collasso a taglio. Inoltre, la rottura dei maschi centrali al secondo e terzo livello è da attribuirsi alla differenza di rigidezza tra questo maschio murario e quelli adiacenti che determina una concentrazione su questo maschio delle forze orizzontali.

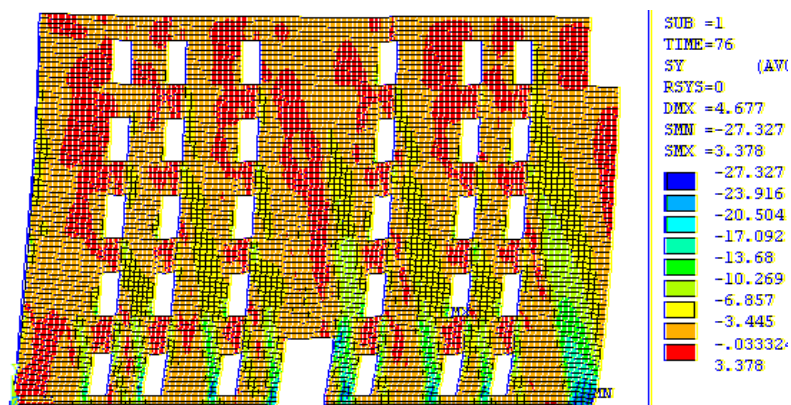


Fig. 6.16 - Modello 3 della parete con cordoli di piano elastici e rigidi: distribuzione delle tensioni verticali al passo 2.

Anche la distribuzione delle tensioni normali nella parete, Fig. 6.16, denota il differente meccanismo di collasso che si è instaurato. Si può notare la formazione di puntoni inclinati (fasce di colore blu-verdastro in Fig. 6.16) approssimativamente lungo la diagonale dei maschi murari, in particolare nei maschi sottovento.

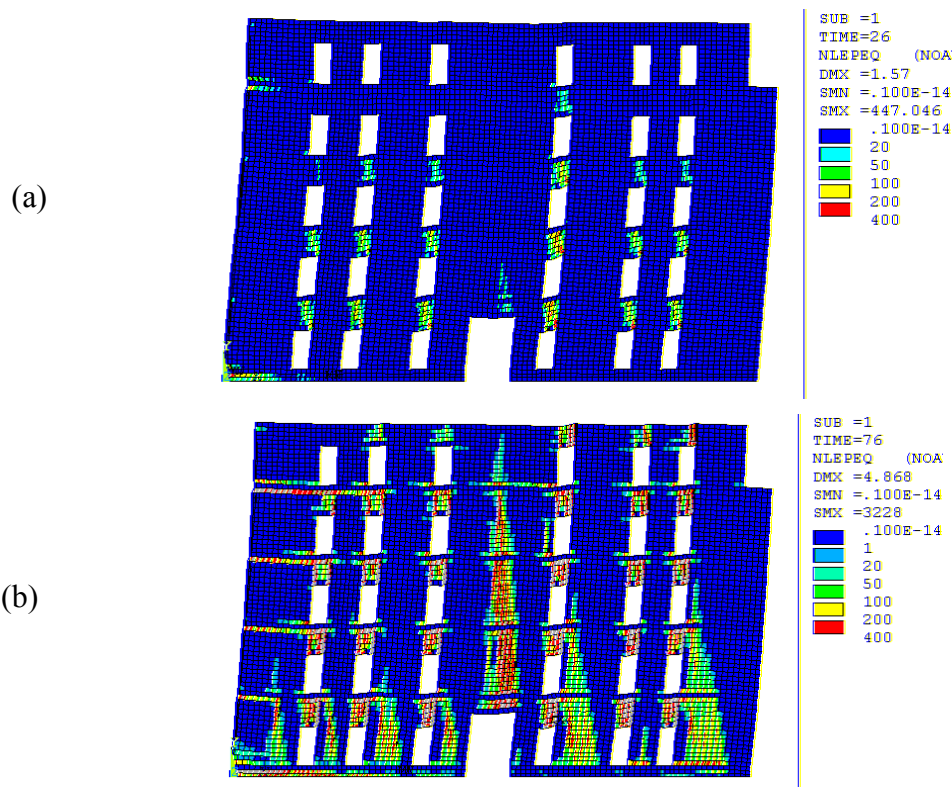


Fig. 6.17 - Modello 2 della parete con cordoli di piano elastici e flessibili: danneggiamento dei giunti di malta: a) al passo 1 e b) al passo 2 della storia di carico.

Anche il modello 2, con cordoli di piano elastici e dotati di deformabilità comparabile con quella della parete, manifesta un meccanismo di collasso per taglio del piano debole, Fig. 6.18, ma con significative componenti di rotazione, come si può evidenziare dall'apertura dei giunti di malta nella parte sopravento e dalla rottura dei mattoni per schiacciamento nella parte sottovento della base delle mensole. La rottura per schiacciamento della parte maggiormente compressa della base delle mensole murarie si è manifestata solamente per il modello 2, mentre il modello 1, privo di cordoli di piano che evidenzia proprio un meccanismo di collasso per rotazione rigida delle mensole, non manifesta rottura dei mattoni alla base. Questa circostanza è da attribuire al valore più basso raggiunto dalla forza resistente nel modello 1 che induce un momento ribaltante sull'intera parete non ancora sufficiente ad indurre la rottura dei mattoni per gli spostamenti fino ai quali si è spinta la simulazione della risposta.

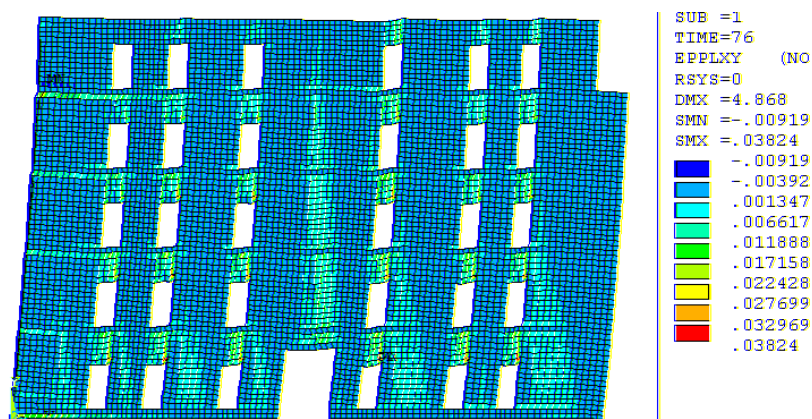


Fig. 6.18 - Modello 2 con cordoli di piano elastici e deformabili: deformazioni angolari nei giunti di malta al passo 2.

6.5 Il modello a macroelementi

L'analisi della risposta ad azioni sismiche delle strutture in muratura deve interessare storie di carico anche complesse, cicliche e dinamiche. Da qui sorge la necessità di formulare dei modelli con un numero limitato d'incognite cinematiche e di variabili interne, pur mantenendo la possibilità di rappresentare i fenomeni di degrado progressivo, di attrito e di dissipazione.

I quadri di danneggiamento che si osservano nelle strutture in muratura evidenziano, in genere, come le fessurazioni si verificano nelle fasce e nei maschi murari (CNR-GNDT, 1995); le parti di muratura poste a loro collegamento, invece, ben raramente soggette a danno. Da questa osservazione nasce il modello semplificato a macroelementi, che viene presentato sinteticamente nell'Appendice (Brencich e Lagomarsino, 1997 e 1998, Brencich et al. 1998), in cui le porzioni di

muratura soggette a danneggiamento (maschi e fasce) sono rappresentate mediante un unico elemento strutturale, detto macroelemento, mentre le altre parti, quelle che rimangono pressoché integre, sono rappresentate da blocchi rigidi nell'ipotesi che la loro deformazione, elastica ed anelastica, sia trascurabile.

Nelle basi del macroelemento viene concentrata la deformabilità elastica del maschio (o della fascia) con l'ulteriore ipotesi di contatto monolaterale, cioè efficace solo a compressione. Alla parte centrale viene attribuita la deformabilità a taglio. Di conseguenza la rottura per flessione -rotazione del pannello murario- e la corrispondente componente di deformazione anelastica si realizzano alle estremità, mentre la rottura a taglio e la deformazione angolare interessano il solo modulo centrale del macroelemento. Le condizioni di rottura a taglio sono riferite a grandezze medie che descrivono lo stato di tensione-deformazione dell'intero pannello murario, e quindi non rappresentano condizioni locali sulla singola superficie di discontinuità.

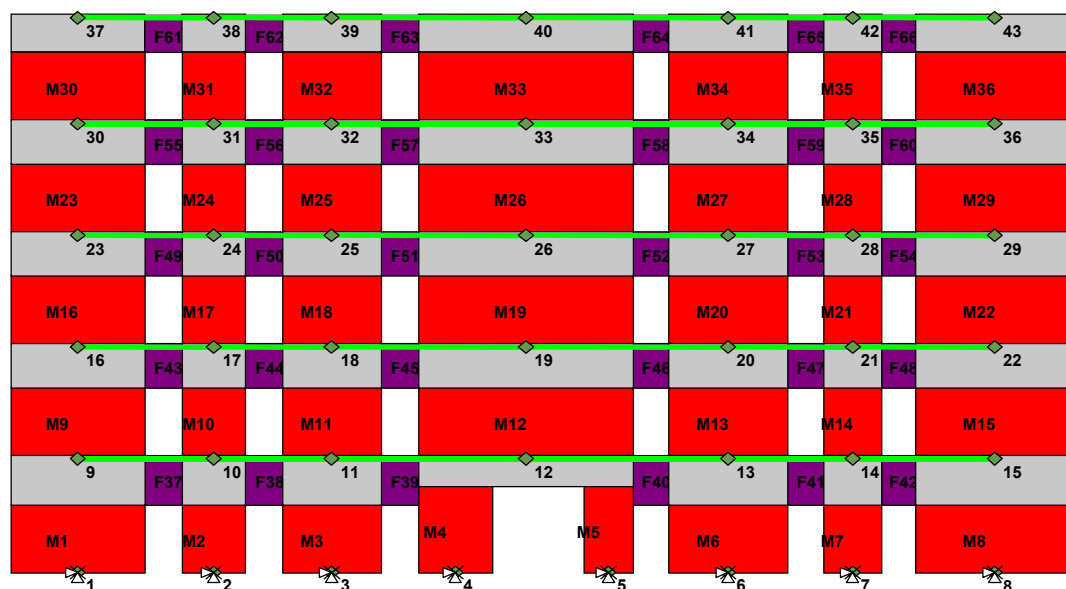


Fig. 6.19 - Modello a macroelementi della parete; elementi di colore: rosso=maschi; viola=fasce di piano; grigio=blocchi rigidi; elementi verdi=aste.

L'assemblaggio di macroelementi e di blocchi rigidi che definisce il modello a macroelementi della parete di Fig. 6.2 è rappresentata in Fig. 6.19. Gli orizzontamenti, specialmente se costituiti da solai latero-cementizi come nel caso specifico, rappresentano elementi strutturali che connettono i punti di uno stesso piano riducendone la possibilità di traslazioni orizzontali relative; per questo motivo nel modello a macroelementi sono state definite delle aste che collegano i nodi di uno stesso livello, linee verdi di Fig. 6.19. Con questo tipo di discretizzazione della parete, il modello a macroelementi non è in grado di rappresentare la rigidità e la

resistenza flessionale dei cordoli di piano le quali vengono modellate mediante un'opportuna correzione delle caratteristiche meccaniche della muratura delle fasce, come verrà descritto e discusso dettagliatamente nel seguito.

Il modello così ottenuto è caratterizzato da soli 43 nodi, 66 elementi di muratura e 30 elementi di cordolo, per complessivi 261 gradi di libertà, che si riducono a 237 con l'introduzione dei vincoli alla base, a fronte degli oltre 17000 gradi di libertà necessari nel modello ad elementi finiti.

Tab. 6.4: Caratteristiche meccaniche dei macroelementi.

Maschi murari e fasce sopra-finestra					
E (MPa)	G (MPa)	ρ (N/m ³)	μ	τ_r (MPa)	β
2500	500	17000	0-0.5	0.15	0-0.4-0.8
Cordoli		E (MPa): 25000		A (m ²): 0.072	

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono sintetizzate nella Tab. 6.4 e devono essere intese come grandezze medie rappresentative del comportamento globale del pannello murario. Il parametro β modula la fase di *strain softening* come rappresentato in Fig. 6.20. Il valore nullo di questo parametro definisce una risposta a taglio di tipo resistente, senza caduta di resistenza oltre il punto limite, mentre al crescere del parametro β la caduta di resistenza diviene sempre più marcata.

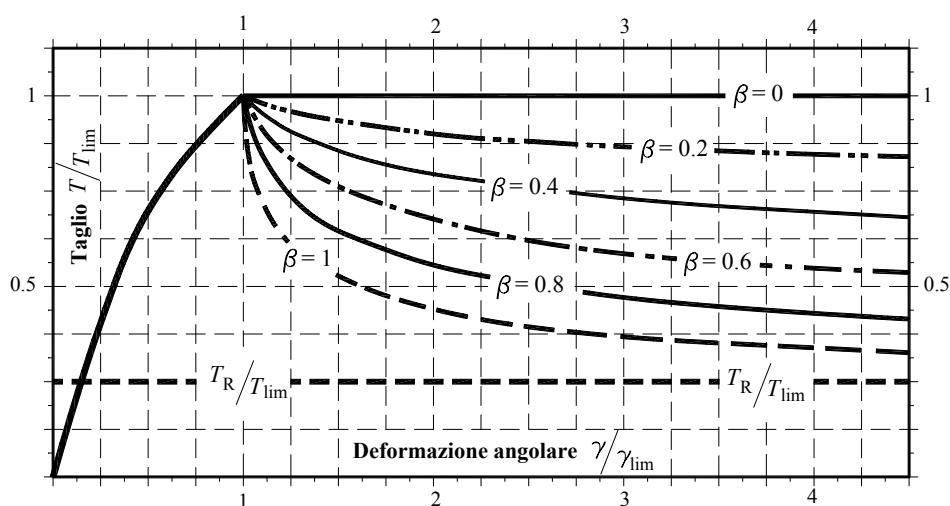


Fig. 6.20 - Risposta taglio/deformazione angolare del macroelemento in funzione del parametro β ($\mu=0.25$; $Gc_i=1$).

Il modello a macroelementi differisce essenzialmente da quello ad elementi finiti non tanto nella rappresentazione dei maschi murari quanto nella modellazione delle fasce sopra-finestra. La presenza delle due interfacce con contatto monolatero alle estremità della fascia di piano consentono di rappresentarne il meccanismo di rotazione con riferimento agli spostamenti dei singoli nodi e agli spostamenti (traslazione lungo il proprio asse e rotazione) della fascia mentre la rottura per taglio viene verificata con riferimento alle caratteristiche di sollecitazione medie nel pannello murario. La presenza delle catene, che rappresentano l'effetto di confinamento esplicato dalla rigidità assiale del solaio, impedisce, o limita fortemente, la traslazione orizzontale relativa tra due nodi adiacenti dello stesso piano. La rotazione relativa della fascia è quindi vincolata dalla presenza della catena di piano e ne consegue una forza assiale, collocata sulla diagonale del macroelemento, proporzionale alla sua rotazione, Fig. 6.21; per effetto della presenza di attrito, la componente assiale di questa forza determina una sovracompressione della fascia di piano e un proporzionale aumento della resistenza a taglio del macroelemento. Poiché la rotazione relativa delle fasce aumenta con le forze orizzontali, e poiché l'effetto di precompressione delle fasce è proporzionale alla loro rotazione, nel corso della storia di carico le fasce di piano manifestano una fragilità modesta. Poiché questa sovrarresistenza è dovuta all'attrito nel macroelemento, solo l'annullamento del coefficiente d'attrito μ può depurare la risposta strutturale da quest'effetto.

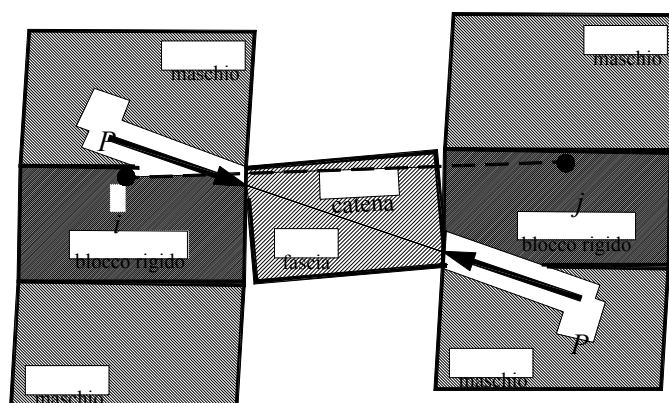


Fig. 6.21 - Modello a macroelementi: stato di spostamento/deformazione di una fascia e compressione aggiuntiva che insorge per la presenza delle aste di piano.

Della parete di Fig. 6.2 sono stati realizzati quattro modelli a macroelementi, descritti dettagliatamente qui di seguito, che rappresentano, in analogia con i modelli ad elementi finiti, diversi casi significativi.

Modello (a) - $\beta = 0$, $\mu = 0.5$

Rappresenta fasce di piano in grado di conservare la resistenza oltre il punto limite, Fig. 6.20; rappresenta pareti murarie con cordoli di piano in grado di

sostituirsi alla muratura quando questa si fessura e garantire una certa resistenza alla fascia, analogamente al modello elementi finiti con cordoli di piano elastici ad elevata rigidità.

Modello (b) - $\beta = 0.4$, $\mu = 0.5$

Definisce una parete scarsamente confinata dai cordoli di piano, assimilabile al modello ad elementi finiti con cordoli di piano dotati di deformabilità assimilabile a quella della muratura.

Modello (c) - $\beta = 0.8$, $\mu = 0.5$

Definisce una risposta delle fasce di piano con rapida caduta di resistenza oltre la rottura con le fasce, tuttavia, che mantengono una certa resistenza per effetto dell'attrito; il modello meccanico rappresenta una risposta fragile delle fasce tipica di una parete priva di cordoli di piano, con orizzontamenti scarsamente legati alla muratura o costituiti da strutture lignee, in cui la mancanza dell'effetto di cerchiatura fornito dai cordoli lascia le fasce di piano pressoché libere di ruotare. Questo modello a macroelementi è analogo a quello ad elementi finiti privo di cordoli di piano, ed in questo caso il collasso può intervenire o per rottura a taglio o per flessione (rotazione rigida della fascia).

Modello (d) - $\beta = 0.8$, $\mu = 0$

Rappresenta fasce di piano che non risentono della sovrarresistenza a taglio per effetto delle catene di piano in quanto un coefficiente di attrito nullo determina una resistenza residua essa pure nulla. La rapida caduta di resistenza oltre il punto limite rende questo modello analogo al modello semplificato a mensole indipendenti analogo a quello rappresentato in Fig. 6.3.

6.6 Risposta del modello a macroelementi

La risposta del modello a macroelementi è rappresentata in Fig. 6.22 per i quattro modelli a macroelementi della parete.

I modelli (a), (b) e (c), nei quali la muratura è sempre in grado di sviluppare attrito sulla superficie di rottura, evidenzia una graduale transizione da una risposta elastica con (lieve) caduta di resistenza ad una risposta duttile. Per fasce di piano resistenti, curva (a), lo schema strutturale *a telaio* rimane lo schema resistente fino al punto limite (passo 1); nella fase post-critica si viene a formare un meccanismo di piano debole per la rottura a taglio dei maschi sopravento del secondo e terzo livello, Fig. 6.23.

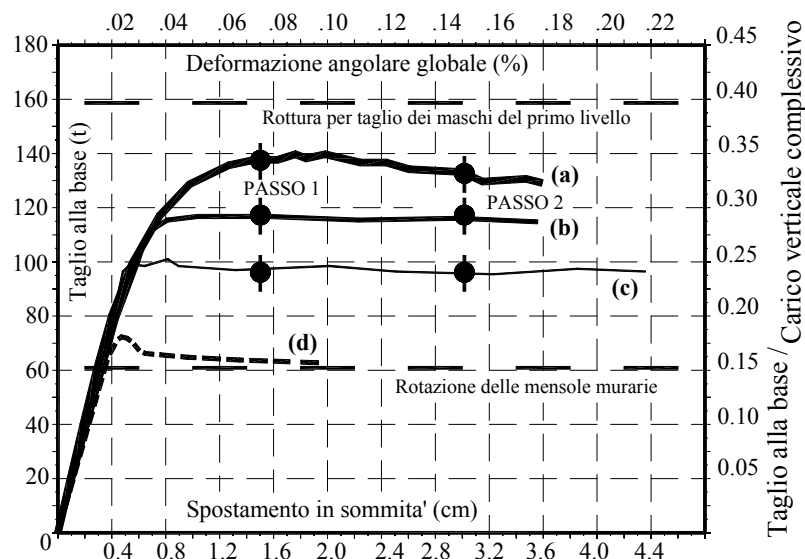


Fig. 6.22 - Risposta del modello a macroelementi: $\beta=0.8$ e $\mu=0.5$ su tutti i maschi murari e sulle fasce: a) $\beta=0$, $\mu=0.5$; b) $\beta=0.4$, $\mu=0.5$; c) $\beta=0.8$, $\mu=0.5$; d) $\beta=0.8$, $\mu=0$.

La caduta di resistenza che si osserva nella curva (a) di Fig. 6.22 è dovuta alla transizione da un meccanismo resistente inizialmente *a telaio* ad un meccanismo ibrido con rottura per taglio dei maschi dei piani deboli che presenta significative componenti di rotazione delle mensole murarie.

Le risposte (b) e (c) dei due modelli con degrado della resistenza dopo il punto limite (i modelli differiscono per la velocità con cui la resistenza decade fino al valore residuo, cfr. Fig. 6.20) sono, invece, entrambe pressoché prive di caduta di resistenza e con meccanismi di collasso analoghi, Figg. 6.24 e 6.25. Nonostante dai diagrammi di Fig. 6.20 si osservi una risposta del singolo macroelemento sensibilmente diversa, a forza normale costante, in funzione del parametro β , la risposta complessiva della parete differisce solo per l'entità del carico massimo.

Questa circostanza è dovuta alla sovrarresistenza a taglio delle fasce indotta dalle catene di piano: l'aumento della deformazione della parete determina un corrispondente aumento di resistenza delle fasce che, in altri termini, non manifestano degrado di resistenza e contribuiscono a mantenere inalterata la resistenza dell'intera parete.

L'ultima curva (d) di Fig. 6.22, identifica la risposta di una parete con fasce di piano prive di attrito; si può osservare che, mancando l'effetto delle catene, la risposta della parete è pressoché identica a quella prevista da un meccanismo semplificato per rotazione delle mensole murarie del tipo di Fig. 6.3. Il confronto diretto tra le risposte degli ultimi due modelli è riportato in Fig. 6.26, da cui si può valutare il contributo alla resistenza complessiva dell'attrito in circa 2/5 della resistenza complessiva.

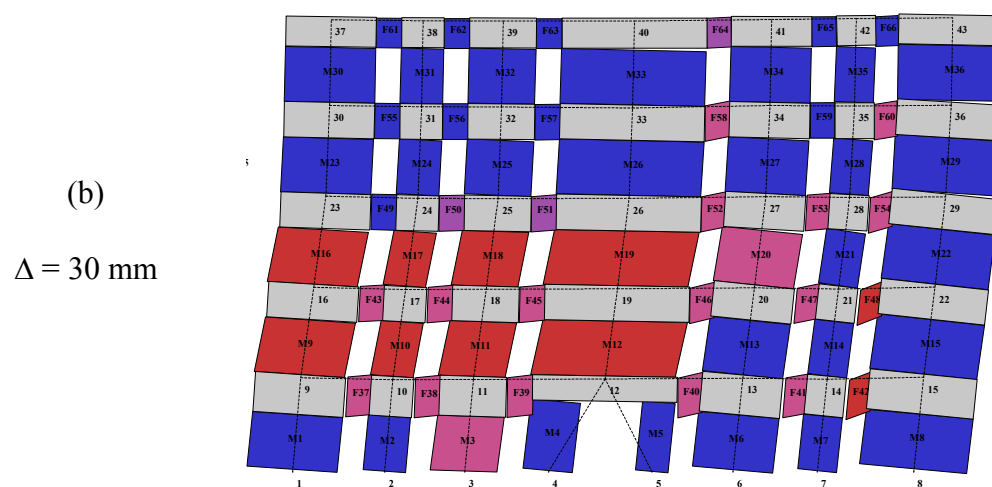
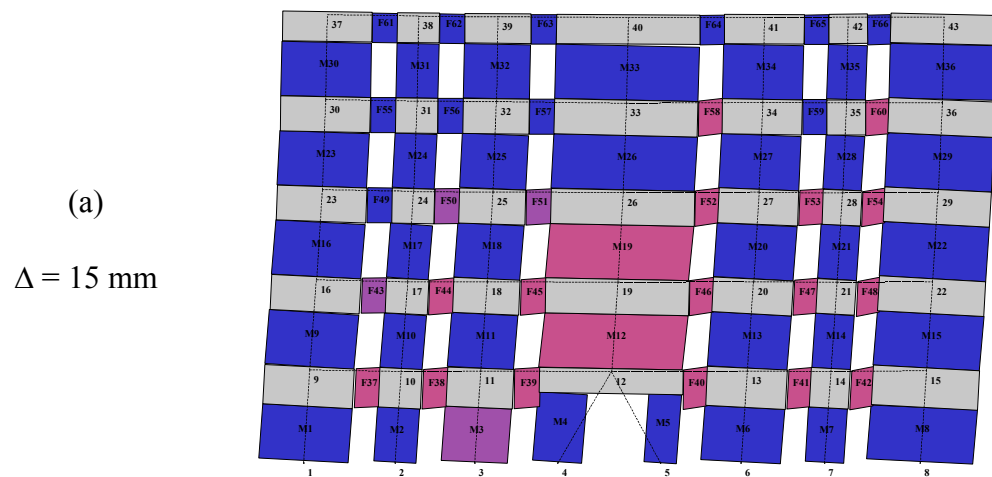
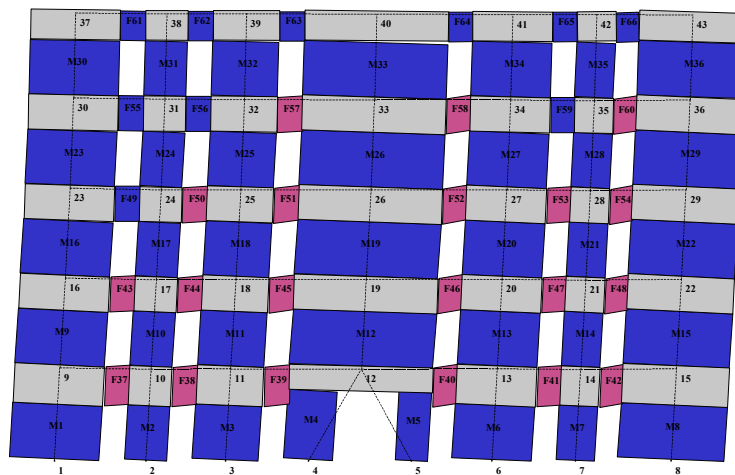


Fig. 6.23 - Successione dei quadri di danneggiamento della parete per uno spostamento in sommità di
a) 15 mm, b) 30 mm quando le fasce siano assunte duttili ($\beta=0$, $\mu=0.5$).

(a)
 $\Delta = 15 \text{ mm}$



(b)
 $\Delta = 30 \text{ mm}$

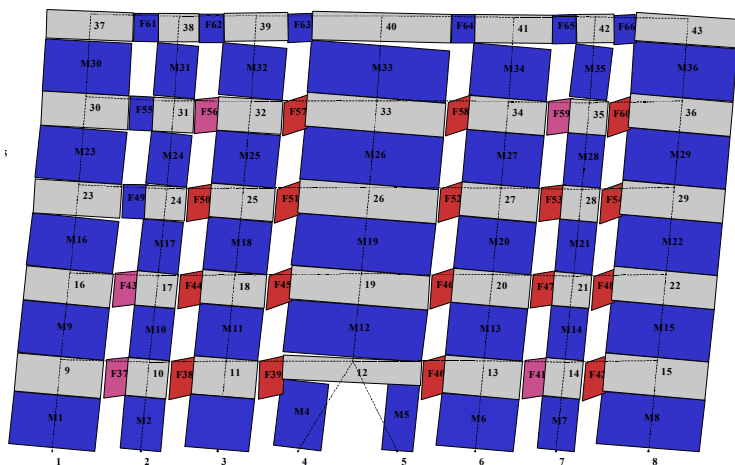


Fig. 6.24 - Successione dei quadri di danneggiamento della parete per uno spostamento in sommità di a) 15 mm, b) 30 mm quando le fasce presentino una marcata fase con degrado di resistenza oltre il punto limite ($\beta=0.4$, $\mu=0.5$).

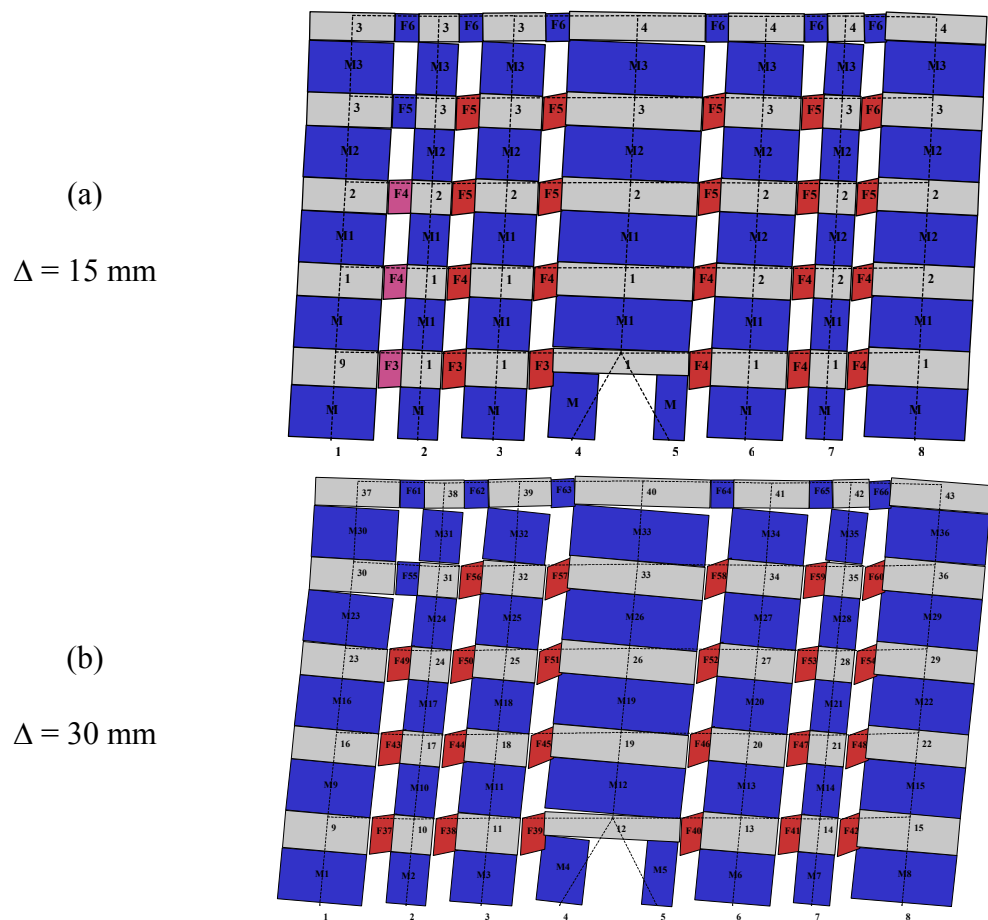


Fig. 6.25 - Successione dei quadri di danneggiamento della parete per uno spostamento in sommità di a) 15 mm, b) 30 mm quando le fasce siano assunte fragili ($\beta=0.8$, $\mu=0.5$).

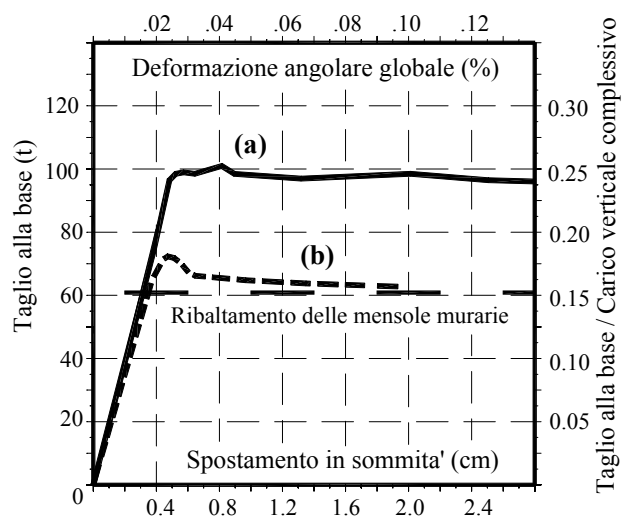


Fig. 6.26 - Risposta del modello a macroelementi: nei maschi murari $\beta=0.8$ e $\mu=0.5$; nelle fasce $\beta=0.8$ e (a) $\mu=0.5$; (b) $\mu=0$.

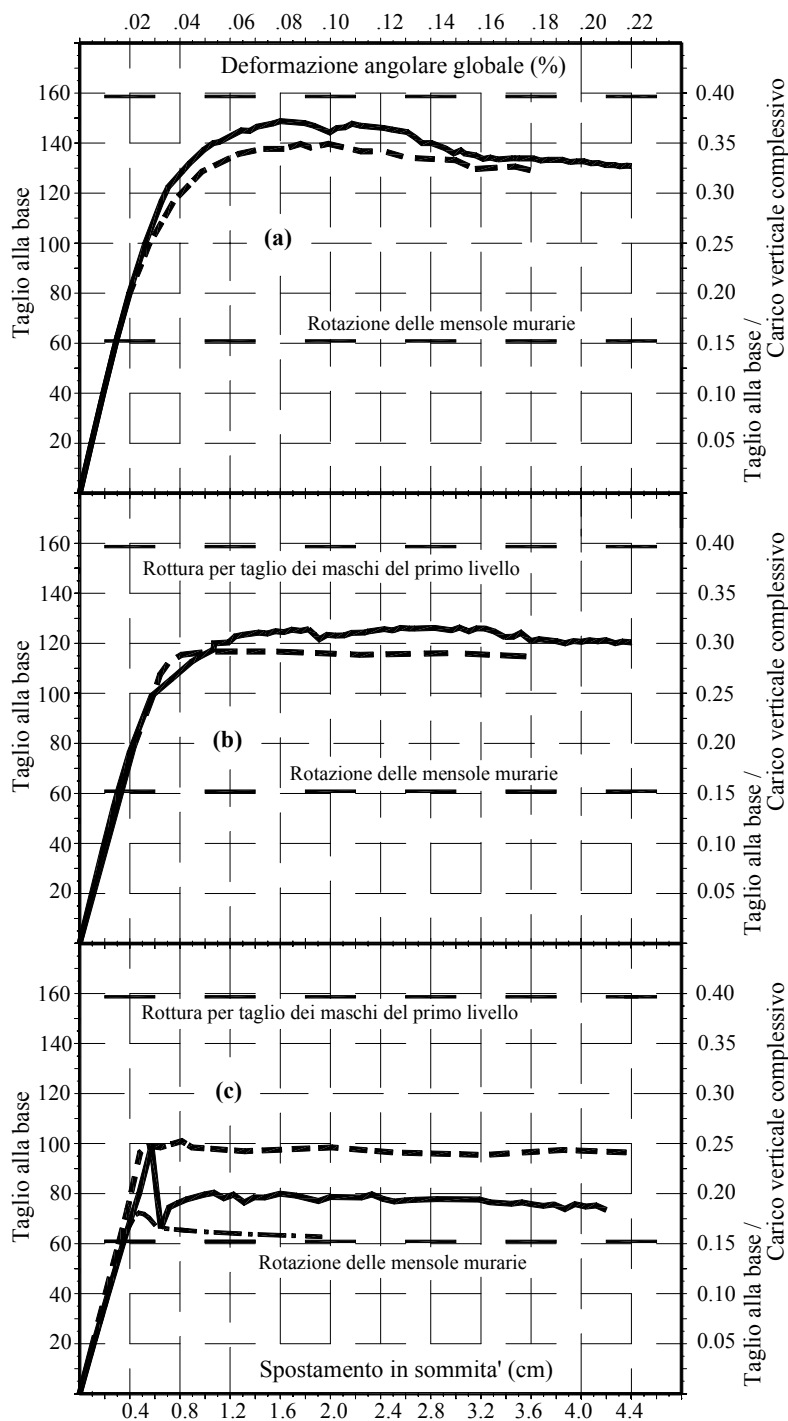


Fig. 6.27 - Confronto tra la risposta del modello ad elementi finiti (linea continua) e del modello a macroelementi (linea tratteggiata):

1. modello FEM: (a) cordoli elastici rigidi; (b) cordoli elastici flessibili; (c) parete priva di cordoli;
2. modello a macroelementi con maschi murari fragili e con fasce: (a) duttili; (b) con degrado di resistenza; (c) fragili con attrito (linea tratteggiata superiore) e fragili ma senza attrito (linea tratto-punto inferiore).

Il confronto con le risposte dei modelli ad elementi finiti discussi nei paragrafi precedenti e riconducibili ai modelli a macroelementi è riportato in Fig. 6.27. I modelli con fasce resistenti, sia ad elementi finiti che a macroelementi, manifestano risposte simili; elevati valori del taglio alla base si ottengono quando alle fasce viene attribuita una maggiore resistenza, il che avviene nel modello ad elementi finiti quando i cordoli di piano sono assunti molto rigidi e, quindi, in grado di trasmettere momento flettente, e nel modello ad elementi finiti mantenendo costante la resistenza della muratura della fascia.

In Fig. 6.27c si evidenzia che con fasce fragili si ottengono due comportamenti estremi a seconda che si consideri o meno l'incremento di resistenza per effetto della compressione indotta dalle catene di piano; i due modelli meccanici forniscono il limite superiore ed il limite inferiore al moltiplicatore di collasso. In particolare il limite superiore viene ottenuto quando le fasce sono duttili per effetto della sovrarresistenza indotta dall'attrito e dai cordoli di piano, mentre il limite inferiore è ottenuto annullando quest'effetto. Il modello ad elementi finiti, invece, presenta un comportamento intermedio in quanto le fasce sopra-finestra, per la formulazione del legame costitutivo a piani di danneggiamento orizzontali sono in grado di trasmettere alle mensole murarie dei momenti flettenti residui anche oltre la rottura dei giunti di malta.

6.7 Risposta ciclica della parete interna

La risposta ad azioni orizzontali cicliche dei modelli a macroelementi della parete è riportata nei diagrammi di Fig. 6.28: In particolare la Fig. 6.28a si riferisce al modello con fasce resistenti, la Fig. 6.28b a quello con fasce fragili ed attrito, mentre la risposta del modello con fasce fragili prive di attrito è rappresentata in Fig. 6.28c.

Dall'analisi dei risultati emergono le seguenti considerazioni.

1. Quando le fasce sviluppano una resistenza per attrito a seguito del confinamento da parte delle catene il meccanismo di collasso evidenzia la rottura a taglio dei maschi del piano più debole (nel caso specifico il secondo ed il terzo livello); la risposta ciclica è fortemente dissipativa per effetto dell'attrito sviluppato sia nei maschi sia nelle fasce. Il diagramma di Fig. 6.30a evidenzia una significativa asimmetria della risposta, dovuta alla simmetria dei cicli di carico che conducono a rottura i maschi murari solo per valori positivi dello spostamento. La riduzione degli effetti dissipativi in prossimità della posizione di riposo è legata al recupero della componente degli spostamenti dovuta alla rotazione rigida degli elementi strutturali, sovrastimata dal modello a macroelementi per effetto dell'assenza di resistenza a trazione.
2. La caduta di resistenza delle fasce fragili induce un'alterazione del meccanismo di collasso, non più assimilabile ad un piano debole ma a mensole murarie che ruotano con le fasce ridotte ad elementi di accoppiamento. In questo meccanismo la componente dello spostamento dovuta al ribaltamento

delle mensole diviene prevalente sulla componente dovuta a scorrimenti sui piani di discontinuità, riducendo la dissipazione. In particolare gli effetti dissipativi si riscontrano solo nei cicli per spostamenti positivi in quanto all'inversione del ciclo le fasce, che sono gli unici elementi strutturali che giungono a rottura, sono ormai rotte; la componente dissipativa residua è per intero dovuta alle fasce, mentre i grossi maschi murari, che non giungono mai a collasso, non consentono alcuna dissipazione.

3. L'azzeramento del coefficiente di attrito nelle fasce, Fig. 6.28c, evidenzia un comportamento non dissipativo; i modestissimi cicli dissipativi rilevabili per spostamenti positivi sono dovuti alla rottura delle fascia.

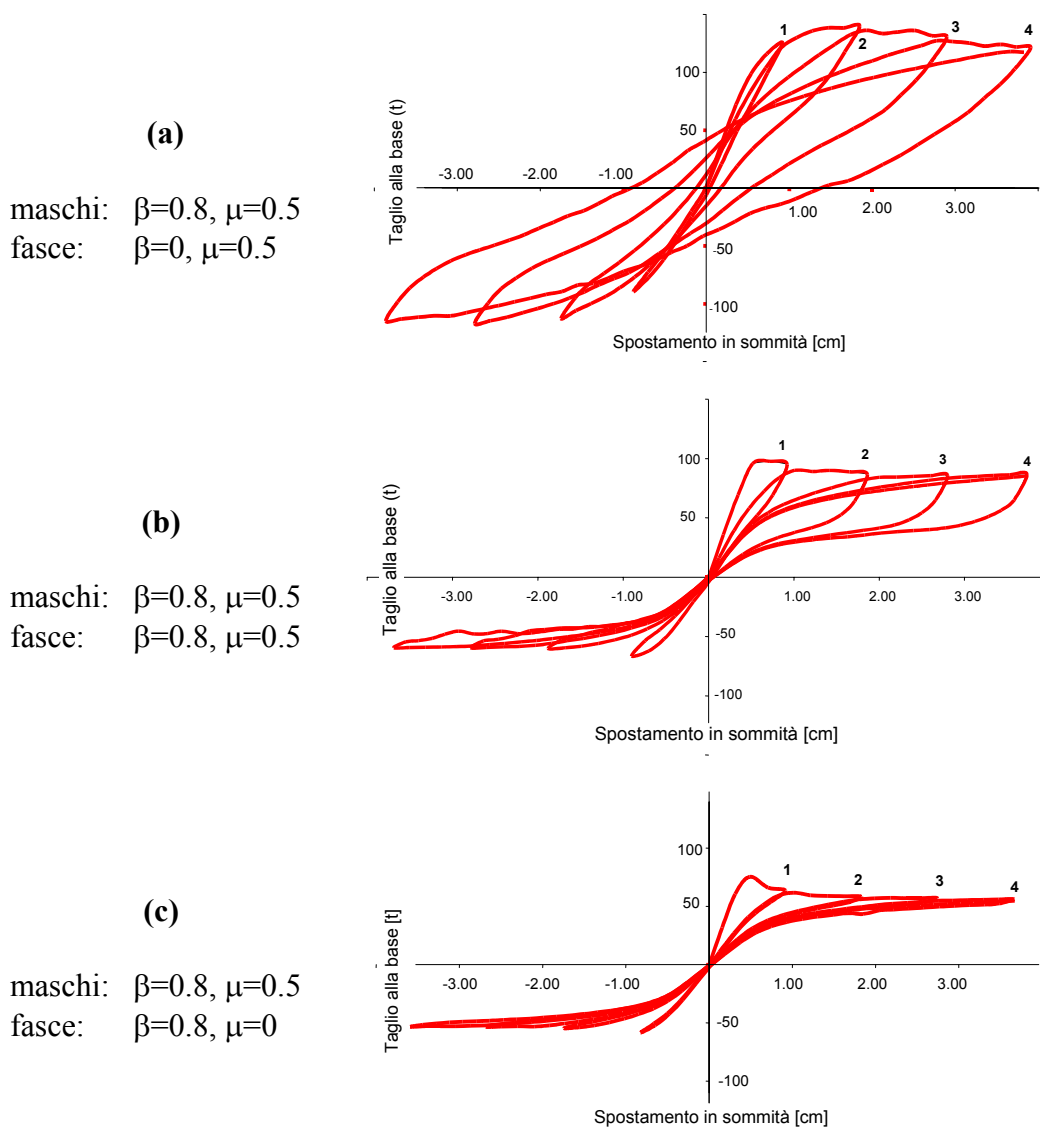


Fig. 6.28 - Risposta ciclica statica della parete: a) $\beta=0, \mu=0.5$; b) $\beta=0.8, \mu=0.5$; c) $\beta=0.8, \mu=0$.

La curva di risposta monotona della parete, Fig. 6.22, definisce la curva inviluppo delle risposte cicliche per tutti i tre modelli.

Il comportamento di una parete sottoposta ad azioni orizzontali ripetute rappresenta un'indicazione globale della risposta della parete senza fornire indicazioni sul collasso locale di singoli elementi strutturali. Per ognuno dei punti 1, 2, 3 e 4 d'inversione dei carichi (Fig. 6.28) sono state rilevate le deformazioni angolari di ciascun maschio e di ciascuna fascia, riassumendone i risultati in Tab. 6.5. Nell'ipotesi che la massima deformazione angolare ammissibile nel singolo pannello murario sia dello 0.5%, dalla Tab. 6.5 si evidenzia che nel modello con fasce di piano fragili, modelli (c) e (d), alcune fasce superano la massima deformazione angolare ammissibile già alla seconda inversione di carico, punto 2, mentre le fasce duttili, modello (a), consentono di giungere a spostamenti di circa 3.5 cm, punto 3, prima che si superi il limite di deformazione. Il collasso prematuro dei maschi, invece, si verificherebbe una sola volta e solo per il modello con fasce resistenti, quando si realizza un meccanismo di collasso per piano debole.

Da queste considerazioni si possono trarre indicazioni utili per un'analisi dinamica, individuando in circa 2.5-3.0 cm lo spostamento massimo ammissibile nei vari modelli prima del collasso locale di qualche pannello murario.

Tab. 6.5: Deformazioni angolari percentuali massime all'inversione del carico (cfr. Fig. 6.28).

Maschio murario						
Passo di carico	Deformazione angolare complessiva			Deformazione angolare anelastica		
	Modello (a)	Modello (c)	Modello (d)	Modello (a)	Modello (c)	Modello (d)
1	0.058	0.044	0.029	0.016	0.011	0.003
2	0.173	0.044	0.032	0.143	0.011	0.003
3	0.342	0.058	0.040	0.317	0.011	0.003
4	0.539	0.070	0.043	0.518	0.011	0.003
Fascia sopra-finestra						
Passo di carico	Deformazione angolare complessiva			Deformazione angolare anelastica		
	Modello (a)	Modello (c)	Modello (d)	Modello (a)	Modello (c)	Modello (d)
1	0.193	0.243	0.241	0.108	0.233	0.234
2	0.363	0.640	0.600	0.327	0.635	0.595
3	0.654	1.010	0.980	0.614	1.000	0.977
4	0.800	1.370	1.340	0.760	1.370	1.340

6.8 Risposta dinamica della parete

I modelli a macroelementi sono stati analizzati in campo dinamico assumendo un accelerogramma artificiale generato sulla base di uno spettro di risposta tipico della normativa italiana. Tale accelerogramma è stato scalato a diversi valori dell'accelerazione di picco, da 0.1g (valore per il quale si attivano i primi meccanismi non lineari) a 0.7g, corrispondente ad un accelerogramma molto violento e tale da indurre stati deformativi nei maschi e nelle fasce non sopportabili nella realtà. Per ciascun valore dell'accelerazione di picco è stato diagrammato il massimo valore dello spostamento del nodo centrale in sommità alla parete, Fig. 6.29.

Si osserva che le risposte dei tre modelli sono sostanzialmente simili per un valore dell'accelerazione di picco non inferiori a 0.4g in quanto fino a questo valore dell'accelerazione di picco la struttura è interessata da limitate escursioni oltre il punto di rottura. In corrispondenza di questo valore dell'accelerazione di picco lo spostamento non supera i 3 cm, limite che garantisce, sulla base delle considerazioni svolte in precedenza, che nella parete non intervengano collassi locali di singoli elementi della struttura. Oltre il valore di picco di 0.4g le deformazioni locali di maschi e fasce divengono inaccettabili.

Da un'analisi dettagliata dei risultati si ottiene, con maggiore precisione, un valore di picco dell'accelerazione alla base di 0.37g per pareti prive con fasce di piano ragili e di 0.48g per pareti con fasce duttili.

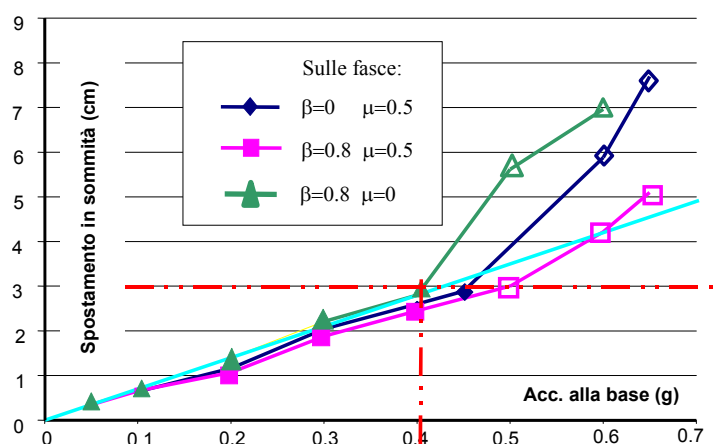


Fig. 6.29 - Spostamento massimo del nodo di sommità in funzione dell'accelerazione di picco alla base.

Per i diversi modelli a macroelementi, nelle Figg. 6.30-6.32a,b sono raffigurate le risposte dinamiche. Per valori dell'accelerazione di picco tra 0.1g e 0.2g la risposta è pressoché lineare e non evidenzia pressoché alcuna dissipazione. In questa fase la fonte principale di non-linearità è costituita dalla rotazione dei pannelli murari, e gli spostamenti della parete sono piuttosto limitati, contenuti in 5÷6 mm e 10÷11 mm rispettivamente per i due valori del picco di accelerazione.

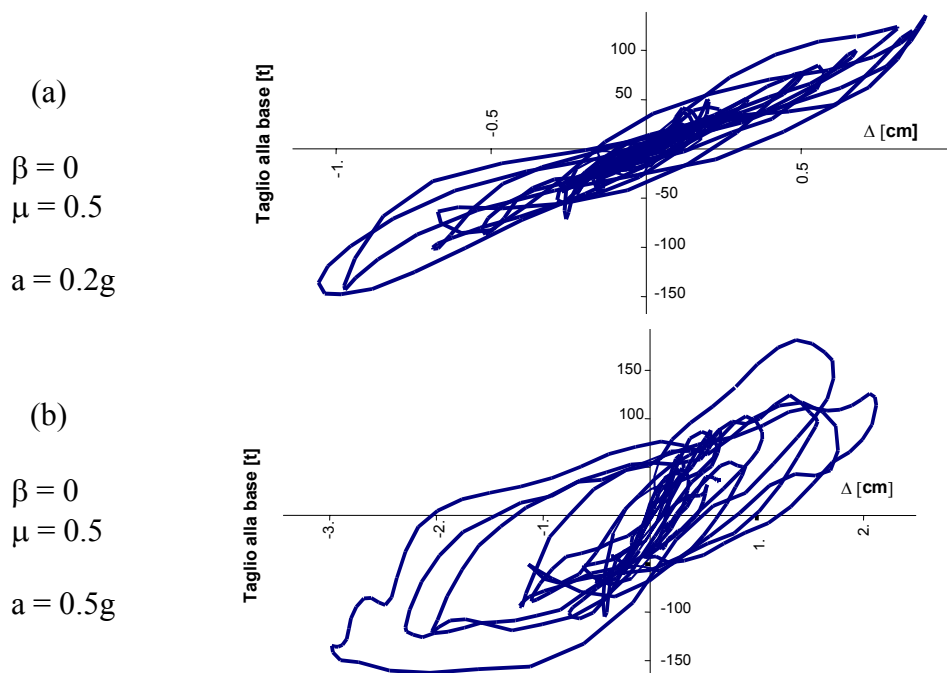


Fig. 6.30a, b - Risposta dinamica del modello a macroelementi con fasce duttili: accelerazione di picco pari a (a) 0.2g; (b) 0.5g.

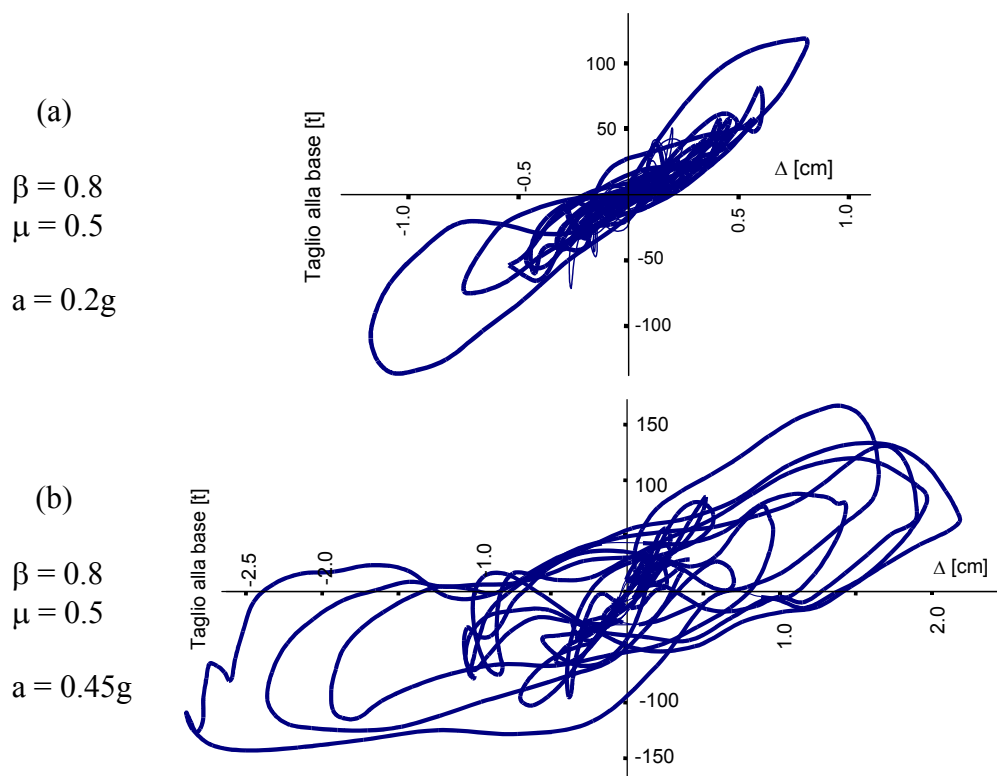


Fig 6.31a, b - Risposta dinamica del modello a macroelementi con fasce fragili dotate di attrito interno: accelerazione di picco pari a (a) 0.2g; (b) 0.45g.

L'effetto della rottura delle fasce e dei maschi è sensibile per valori dell'accelerazione di picco di $0.4g \div 0.5g$ che inducono un sensibile aumento dello spostamento dell'ultimo piano (fino a 2 cm per le pareti con fasce di piano duttili e fino a 3.5 cm per pareti prive interamente in muratura) e cicli fortemente dissipativi. In particolare il modello a fasce duttili (Fig. 6.30b) risulta maggiormente dissipativo fin dai primi cicli in quanto vi si realizza la rottura dei maschi del secondo e terzo livello.

Una caratteristica comune a tutte le risposte cicliche è l'asimmetria, con spostamenti negativi (verso sinistra) superiori del 50% a quelli positivi. Questa circostanza è attribuibile alla presenza nell'accelerogramma di un picco di accelerazione che conduce a rottura alcuni elementi strutturali, seguito da altri picchi che agiscono su una struttura con diversi elementi ormai giunti a rottura.

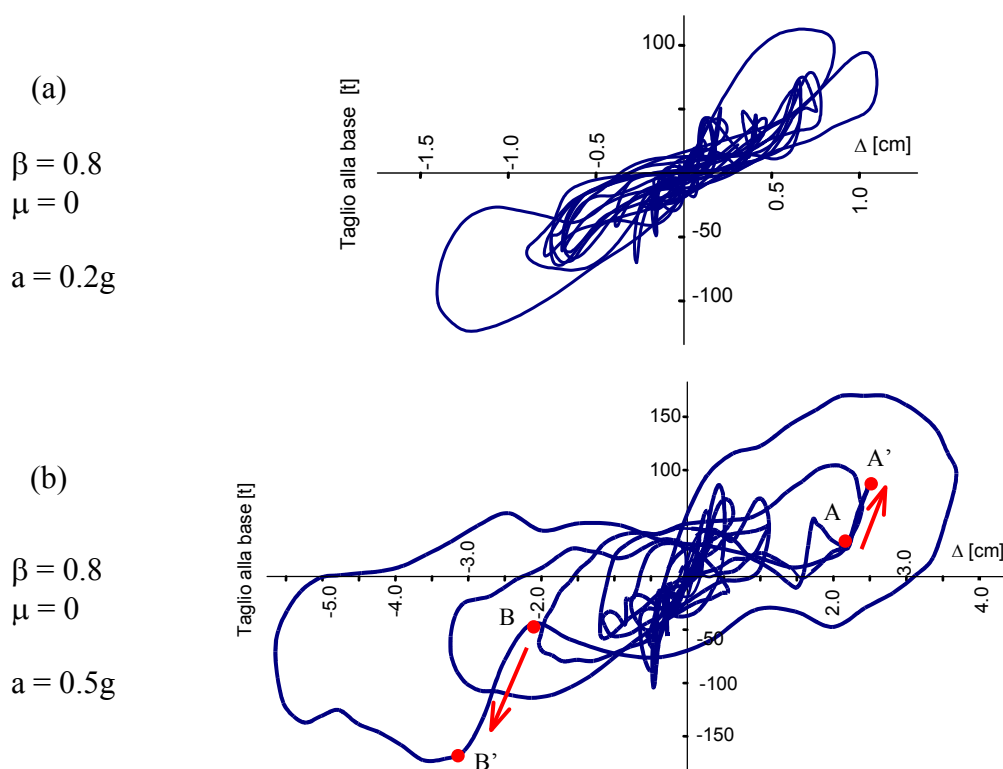


Fig. 6.32a, b - Risposta dinamica del modello a macroelementi con fasce fragili e prive di attrito: accelerazione di picco pari a (a) 0.2g; (b) 0.5g.

Nel corso della storia di carico dinamica si osservano dei recuperi istantanei di rigidità della struttura, ad esempio i tratti A-A' e B-B' di Fig. 6.32b, in cui le frecce indicano la direzione di evoluzione della storia di carico. Questo effetto è attribuibile alla componente sussultoria della risposta dinamica attivata dai meccanismi di rotazione rigida dei maschi murari. Nel corso della storia di carico alcuni maschi

sono interessati da rilevanti incrementi di compressione indotti dalla componente verticale dell'oscillazione dinamica; l'aumento di forza normale che ne consegue determina un incremento istantaneo della resistenza a taglio dell'elemento strutturale, con un recupero di rigidezza e di resistenza globale della parete che, come si evince dalla Fig. 6.32b, consente di raggiungere resistenze orizzontali superiori a quelle sopportabili per storie di carico statiche.

Si rileva come in campo dinamico la struttura presenti inaspettate riserve di sicurezza: tutte i tre modelli resistono, in campo dinamico, ad una forza orizzontale alla base di oltre 150t, ovvero un valore molto prossimo a quello valutabile per una edificio in zona sismica di I categoria, in quanto la parete riesce a sopperire con la duttilità alla carenza di resistenza.

6.9 Considerazioni conclusive

La risposta dei diversi modelli meccanici sviluppati per la parete di Fig. 6.2 ha evidenziato alcune caratteristiche del comportamento meccanico delle pareti in muratura.

Dal confronto delle Figg. 6.11 e 6.22 si evince che le pareti in muratura possono presentare una resistenza massima significativamente diversa dalla resistenza residua, ovvero dal valore della resistenza a forze orizzontali oltre il punto limite. La resistenza massima nonché il meccanismo di collasso appaiono decisamente determinati, nella parete esaminata, dalle caratteristiche di resistenza e deformabilità delle fasce di piano.

Per la geometria presa in considerazione, si è riscontrato che fasce resistenti determinano un comportamento *a telaio* della parete fino al valore massimo della resistenza; inoltre, determinano meccanismi di collasso fortemente dissipativi in presenza di un piano debole in cui i maschi murari giungono a collasso per taglio; in particolare i primi maschi ad essere interessati dalla rottura sono quelli sopravento. E' questo il caso di edifici di nuova o recente realizzazione in cui il solaio latero-cementizio interessa la muratura per tutto il suo spessore, una muratura per altro con elevate resistenze meccaniche, ovvero è il caso di edifici consolidati in cui l'adozione d'intonaci armati conferisce alla fascia di piano una duttilità significativa.

Quando la rottura della fascia non è accompagnata dal trasferimento delle sollecitazioni ai cordoli di piano si verifica una rilevante caduta di resistenza, ed il meccanismo di collasso è quello di grosse mensole murarie accoppiate dalle fasce. Questo risultato, che può essere considerato significativo per edifici in muratura con caratteristiche geometriche simili a quelle della parete analizzata, può essere riferito a strutture murarie povere, ovvero degradate e disgregate, che presentano bassi valori della resistenza. Come si è visto, in questi casi la valutazione della resistenza della parete mediante meccanismi semplificati di collasso conduce a risultati attendibili.

Altri modelli semplificati, rappresentati nelle Figg. 6.5, 6.7 e 6.8, non trovano riscontro adeguato in pareti in muratura con una distribuzione delle rigidezze, della resistenza e con la geometria analoga a quella analizzata. In particolare il valore

previsto con modelli di collasso per rottura a taglio del piano più debole prevedono delle fasce infinitamente resistenti e rigide; poiché le fasce comunque sono deformabili e difficilmente riescono a rimanere tutte integre, la stima di questo modello è in generale un limite superiore alla resistenza effettiva.

La risposta dinamica della parete evidenzia la possibilità di resistere ad accelerazioni sorprendentemente elevate. La vigente normativa sismica assume implicitamente, per le strutture in muratura, un fattore di struttura pari a 2 che, insieme al picco di accelerazione sostenibile non inferiore a 0.4g, consente di ritenere ammissibili per la parete analizzata accelerazioni massime fino a circa 0.8g, valore attribuito ad una zona sismica di I categoria. Sulla base di una semplice analisi monotona o ciclica statica le conclusioni sarebbero state differenti, desumendone un giudizio d'insufficienza della struttura ad azioni sismiche.

BIBLIOGRAFIA

- Anthoine, A., Magonette, G. e Magenes, G. (1995). Shear compression testing and analysis of brick masonry walls, In Duma G. (ed.), *Atti di 10th European Conf. on Earthquake Eng.*, 3, Balkema, Rotterdam, 1657-1662.
- Brencich, A. e Lagomarsino S., (1997). Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie, *Atti di ANIDIS '97 - VIII Congresso Nazionale dell'Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica*, Taormina 21-24 settembre 1997, 319-326.
- Brencich, A. e Lagomarsino, S. (1998). A macro-elements dynamic model for Masonry Shear Walls, *Atti di STRUMAS IV - 4th International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry*, Pratolino (Fi), 3-5 settembre 1997, G.N. Pande, J. Middleton, B. Kralj (eds.), E&FN Spon, Londra, 67-75.
- Brencich, A., Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1998). A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings, *Atti di 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Bisch P., Labbé P. e Pecker A. (eds.), Parigi, 7-11 settembre 1998, Balkema, Rotterdam.
- Como M. e Grimaldi A. (1985). Applications of the masonry unilateral model to the limit analysis of buildings loaded by horizontal forces, in *Unilateral problems in structural analysis - 2*, Udine 17-20 giugno 1985, Del Piero G. e Maceri F. (eds.), 304, CISM, Udine.
- Consiglio Nazionale delle Ricerche -CNR- National Group for Earthquake Defense -GNDT- (1995). Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype, Report 3.0 Numerical prediction of the experiment, Pavia.
- D. M. LL. PP. 16 gennaio 1996 Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica
- Gambarotta, L., e Lagomarsino, S. (1996). Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, in L. Gambarotta (ed.) *La meccanica delle murature tra Teoria e Progetto*, Atti del Convegno Nazionale, Messina, 18-20 settembre 1996, Bologna, Pitagora, 451-462.
- Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. (1997) Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications - Part II: the continuum model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26 424-462.

- Giuffrè A., (1993) Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia, Capp. 8 e 9, Laterza, Bari.
- Magenes, G., Kingsley, G.R. e Calvi, G.M. (1995). Static testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response. In *Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype*, CNR-GNDT, Report 3.0 Numerical prediction of the experiment, 1.1-41.
- Magenes, G., e Calvi, G.M. (1996). Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie, in L. Gambarotta (ed.) *La meccanica delle murature tra Teoria e Progetto*, Atti del Convegno Nazionale, Messina, 18-20 settembre 1996, Bologna, Pitagora, 503-512.
- Magenes G. e Della Fontana A. (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings, *Proc. of the British Masonry Society* 8: 190-195.
- Turnsek V. e Cacovic F. (1970). Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proc. of the 2nd I.B.M.A.C. Int. Conference*, Stoke on Kent, 1970.