



Alcune criticità nella modellazione di risposta globale e meccanismi locali in edifici sacri. L'Oratorio di San Giuseppe a L'Aquila

Luigi Sorrentino, Tommaso Ferracuti, Domenico Liberatore, Luis Decanini
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Sapienza Università di Roma. Via Antonio Gramsci 53, 00197 Roma.

Keywords: modellazione globale, meccanismi locali di collasso, elementi finiti non lineari, analisi pushover

ABSTRACT

L'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L'Aquila ha subito importanti danneggiamenti in occasione del sisma del 6 aprile 2009. La facciata si è staccata dai muri longitudinali, la vela campanaria si è lesionata ed è rimasta fuori piombo, internamente sono presenti diverse fessure sia sulle murature verticali sia nelle strutture orizzontali. Nel lavoro si tenta di riprodurre il panorama di danno osservato modellando l'edificio con elementi finiti solidi e un materiale a fessurazione diffusa, con comportamento asimmetrico a trazione e compressione. Il modello è stato sottoposto ad analisi di spinta, indagando la rilevanza dei vincoli fra le murature, e fra queste e la copertura. Analisi parametriche sono state eseguite per valutare quali valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali portano, quantomeno in termini di coefficiente sismico, a risultati in accordo con l'intensità dello scuotimento nel centro dell'Aquila. In generale, il danneggiamento del modello al termine dell'analisi appare piuttosto diverso da quello prodotto dal sisma. Ne risulta confermata, nel caso degli edifici sacri, l'esigenza di adottare strategie di modellazione specifiche. Ciò è tanto più vero se si effettua una modellazione globale con continuo equivalente elastico, di uguale geometria e modulo di Young iniziale, le cui previsioni di danneggiamento appaiono ancora più discutibili.

1 INTRODUZIONE

Il comportamento sismico degli edifici sacri storici in Italia è in genere caratterizzato da una vulnerabilità maggiore rispetto agli edifici residenziali della stessa epoca (D'Ayala 1999). Anche il terremoto aquilano del 2009 ha mostrato un danneggiamento diffuso e severo delle chiese in muratura (Lagomarsino 2009).

Le osservazioni a seguito dei danneggiamenti hanno evidenziato già in passato la necessità di sviluppare modellazioni *ad hoc* per questo tipo di edifici, rispetto a quelle più consuete per gli edifici ordinari. Tali modellazioni sono state per lo più incentrate sul riconoscimento di macroelementi, e sulla loro schematizzazione in assemblaggi di corpi rigidi (Giuffrè 1988, Doglioni et al. 2004, Lagomarsino 1998).

D'altro canto lo sviluppo delle potenzialità di calcolo ha portato a un sempre più frequente ricorso, anche per interi edifici, a modellazioni a continuo equivalente lineari (De Luca et al. 2004) e, in misura minore, non lineari (Betti et al. 2007, Krstevska et al. 2007).

In questo lavoro si applica una strategia di modellazione non lineare a un edificio sacro del centro storico dell'Aquila, in precedenza studiato mediante una modellazione, statica e dinamica, a macroelementi (Sorrentino et al. 2010 e 2011a).

2 L'EDIFICIO

2.1 Caratteristiche edilizie e costruttive

L'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi sorge alle spalle del Duomo dell'Aquila (Figura 1).



Figura 1. Planivolumetria. 1) Oratorio di San Giuseppe dei Minimi, 2) Chiesa di San Biagio d'Amiternum, 3) Duomo.

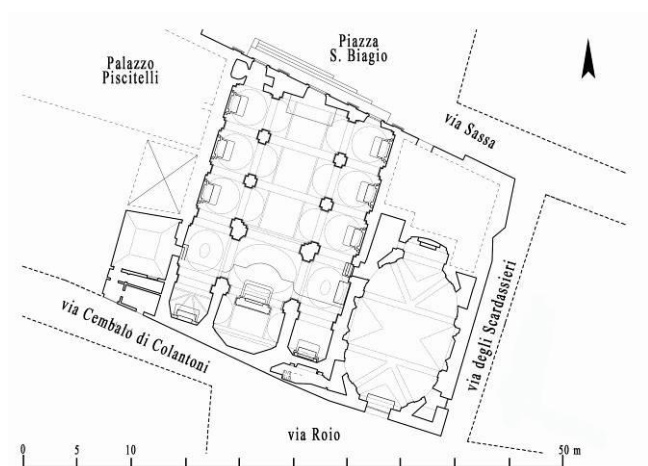


Figura 2. Pianta generale del complesso di San Biagio. A destra l'aula ellittica dell'Oratorio.

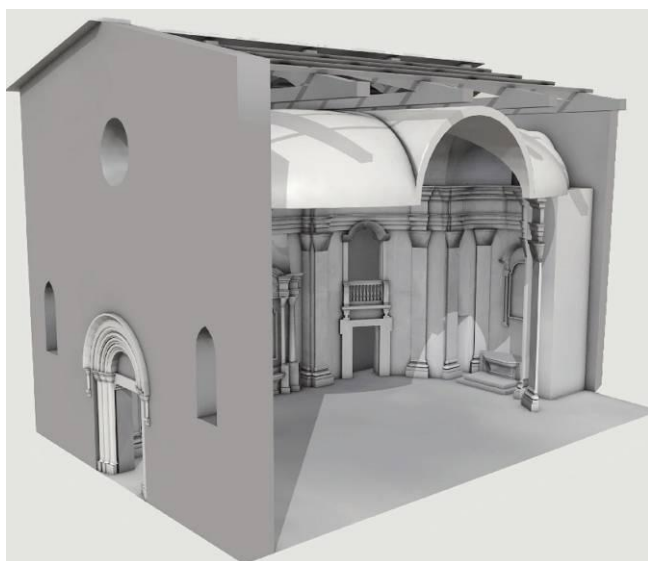


Figura 3. Prospettiva spaccata.

La costruzione si trova in aggregato, in posizione d'angolo. Infatti è adiacente a un edificio ordinario (Nord) e alla chiesa di San

Biagio d'Amiternum (Ovest, Figura 2). Complessivamente l'Oratorio ha lunghezza pari a 21 m, larghezza pari a 14 m, altezza massima pari a 14.5 m. Il tetto è a due falde su capriate lignee. L'aula è coperta da un controsoffitto voltato, realizzato poco prima del Giubileo del 2000 (Figura 3). Su via degli Scardassieri è presente un campanile a vela. L'edificio attuale fu iniziato nel 1646 ed ha conosciuto diverse e articolate fasi costruttive, descritte altrove (Sorrentino et al. 2010).

Diverse murature dell'edificio hanno il paramento esterno a facciavista (Figura 4). Il tessuto trasversale è visibile in parte in corrispondenza dell'innescò di ribaltamento della facciata. La muratura è in pietrame con conci di piccole dimensioni e irregolari. Nelle facciate laterali si incontrano laterizi diffusi, presenti anche in altre architetture della città. I danni riscontrati all'interno, non hanno messo in luce la muratura, con l'eccezione di alcune modanature, rivelatesi in mattoni. L'immorsatura delle pareti fra via Roio e via degli Scardassieri si è dimostrata di modesta qualità.

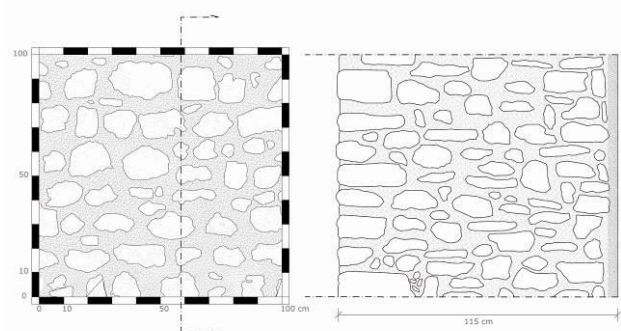


Figura 4. Muratura di facciata: paramento e ipotesi di sezione trasversale.

2.2 Danneggiamento

Il danneggiamento principale, provocato dal sisma del 2009, è stato l'innescò del meccanismo di ribaltamento della facciata su via Roio (Sorrentino et al. 2010 e 2011a). Essa si trova con un fuori piombo residuo approssimabile ad un angolo di 0.7° circa (Figura 5); tuttavia la muratura, seppure irregolare, non si è disgregata. Le lesioni presenti all'interno sono associate a questo innescò, ed interessano sia le murature verticali sia le strutture orizzontali dei vani d'angolo. Anche la vela campanaria ha un fuori piombo residuo su via degli Scardassieri, ed ha il fornice verso via Roio lesionato, poiché il piedritto è stato coinvolto dal meccanismo della facciata.

Ulteriori significative lesioni interessano la zona absidale, principalmente si riscontrano profonde fratture sub-verticali nelle pareti laterali e di fondo. Non avendo avuto la possibilità di indagare le costruzioni retrostanti, e come esse interagiscono con l'abside, non è possibile dare una ragionata interpretazione delle cause che hanno prodotto tali fessure. Tuttavia si vedrà più avanti che alcuni dei modelli proposti, nei quali si trascura la presenza della copertura, presentano lesioni analoghe.

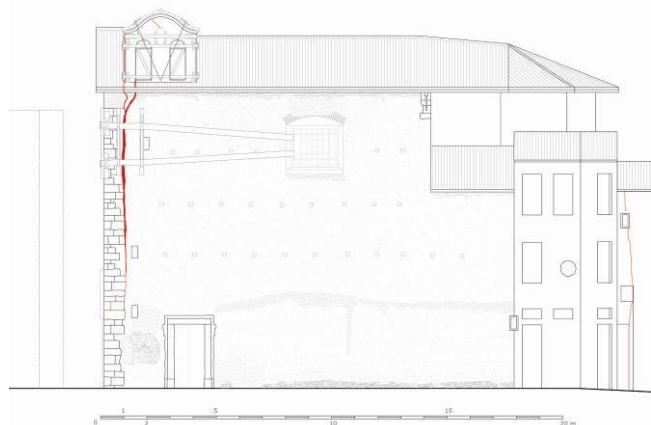


Figura 5. Prospetto su via degli Scardassieri.

3 MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA GLOBALE

3.1 Modellazione non lineare con elementi finiti solidi

Spesso nella modellazione degli edifici in muratura si ricorre a modelli che possono essere o a telaio equivalente o a macroelementi, modelli questi caratterizzati da basso onere computazionale, ma che hanno come limite, il fatto di valutare solo la risposta nel piano dei pannelli murari (Braga et al. 1997, Cattari et al. 2004, Calì et al., 2004). Nel caso dell'Oratorio, gli spessori murari sono considerevoli se confrontati con le dimensioni nel piano delle pareti, e non è possibile disaccoppiare le risposte nel piano e fuori dal piano. Per questo motivo si è deciso di procedere con una modellazione agli elementi finiti, anche se nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli, vale a dire privi di una modellazione esplicita di unità e malta. È stato impiegato il codice ADINA (2001), che consente l'impiego di elementi solidi, la modellazione esplicita delle discontinuità, l'esecuzione di analisi di spinta in controllo di spostamento e con forze proporzionali alle masse, l'uso di un legame costitutivo debolmente resistente a trazione.

Il modello geometrico è stato definito semplificando gli elementi architettonici, in maniera da evitarne un eccessivo appesantimento e rendere più stabile la risposta numerica. Conseguentemente, nella facciata sono state trascurate le finestre laterali, mentre portale e oculo sono stati ricondotti a geometrie primitive. I muri laterali sono stati ridotti a parallelepipedi. All'interno, le tribune sono state rettificare, rimuovendone le aperture. Il controsoffitto è stato ovviamente tralasciato, mentre la copertura è stata inserita solo in alcuni modelli, sotto forma di parallelepipedo orizzontale di materiale elastico. Sono state inoltre trascurate le costruzioni circostanti, anche perché le analisi di spinta sono state effettuate soltanto verso gli spazi aperti su via Roio e via degli Scardassieri.

Le murature d'elevazione sono state modellate con elementi finiti solidi tridimensionali tetraedrici a 27 nodi. Nel piano dei pannelli murari, gli elementi hanno dimensione massima di 1.4 m, ridotta a 0.80 m nella facciata. Questa, infatti, è stata interessata dai principali danneggiamenti ed era quindi importante modellarne in maggior dettaglio il comportamento. Nella direzione dello spessore di tutte le murature sono presenti sempre due elementi. La copertura, quando presente, è stata modellata impiegando elementi con dimensione massima di 2.5 m e uno spessore di 0.5 m.

Le facce dei solidi a contatto con le fondazioni sono state vincolate da incastri. Le facce dei solidi in reciproco contatto sono state vincolate con apposite superfici di contatto. Queste, se collegate, sono in grado di unire rigidamente i due corpi, consentendo la trasmissione di sforzi di trazione e impedendo gli scorrimenti. Al contrario, se le superfici sono scollegate, i corpi cui esse appartengono interagiscono in maniera attritiva ma senza coesione. La superficie di contatto fra facciata e copertura, quando presente, è stata sempre mantenuta scollegata. Il modello ha complessivamente oltre 40 000 nodi.

Il materiale adottato per le murature è il *Concrete* (Bathe et al. 1989), che implementa un legame costitutivo quasi-parabolico a compressione, debolmente resistente a trazione e a fessurazione diffusa. Benché sviluppato per il calcestruzzo, tale legame costitutivo si può applicare anche alla muratura, purché quest'ultima non presenti una spiccata anisotropia. Questo è il caso della muratura dell'edificio in esame, il cui apparecchio è piuttosto irregolare. Il legame costitutivo monoassiale è rappresentato in Figura 6. Esso è governato dalle seguenti equazioni:

$$\tilde{\sigma} = \frac{\tilde{E}_0 \tilde{e}}{1 + A \left(\frac{\tilde{e}}{\tilde{e}_c} \right) + B \left(\frac{\tilde{e}}{\tilde{e}_c} \right)^2 + C \left(\frac{\tilde{e}}{\tilde{e}_c} \right)^3}$$

$$A = \frac{\left\{ \tilde{E}_0 \frac{\tilde{e}_u}{\tilde{\sigma}_u} + \left[\left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right)^3 - 2 \left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right)^2 \right] \tilde{E}_0 \frac{\tilde{e}_c}{\tilde{\sigma}_c} - \left[2 \left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right)^3 - 3 \left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right)^2 + 1 \right] \right\}}{\left[\left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right)^2 - 2 \left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right) + 1 \right] \left(\frac{\tilde{e}_u}{\tilde{e}_c} \right)} \quad (1)$$

$$B = \left(2 \tilde{E}_0 \frac{\tilde{e}_c}{\tilde{\sigma}_c} - 3 \right) - 2A$$

$$C = \left(2 - \tilde{E}_0 \frac{\tilde{e}_c}{\tilde{\sigma}_c} \right) + A$$

con la tilde impiegata per indicare grandezze associate al comportamento uniassiale, σ , e = tensione, deformazione, σ_c , σ_u = resistenze a compressione massima e ultima, e_c , e_u = deformazioni associate alle precedenti resistenze, E_0 modulo di elasticità tangente nell'origine.

Il comportamento a compressione è molto simile a quello osservato in murature di mattoni (Turnsek e Cacovic 1971, Powell e Hodgkinson 1976, Sawko 1982, Kaushik et al. 2007), mentre si differenzia in parte nel ramo discendente da quello di una muratura di tufo.

Lo stato tensionale pluriassiale modifica la resistenza a compressione del materiale (Figura 7). Il codice individua le direzioni principali nel punto di integrazione e numera con 1 quella della tensione massima e con 2 quella della tensione intermedia. Entrando nel grafico con la tensione intermedia come ascissa, si interessa la curva 1 della corrispondente tensione principale massima. In corrispondenza del punto di intersezione si legge la tensione principale minima, che corrisponde alla nuova resistenza a compressione del materiale. Ciò comporta una modifica complessiva del legame a compressione (Figura 8).

La modellazione si è giovata di precedenti calibrazioni dei parametri numerici di interesse, condotte su edifici situati in Roma (De Sortis et al. 2009).

La copertura è stata modellata con un materiale elastico. Poiché essa è interamente lignea, e poiché lo spessore degli elementi finiti è molto più grande di quello del tavolato, è stato

adottato un modulo elastico molto basso, pari a circa 1/1000 di quello di un legno di conifera.

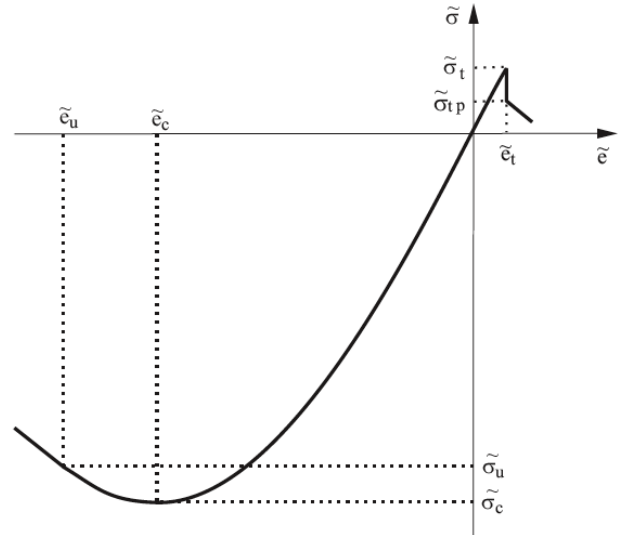


Figura 6. Legame costitutivo monoassiale del modello *Concrete* (ADINA 2001, p. 294).

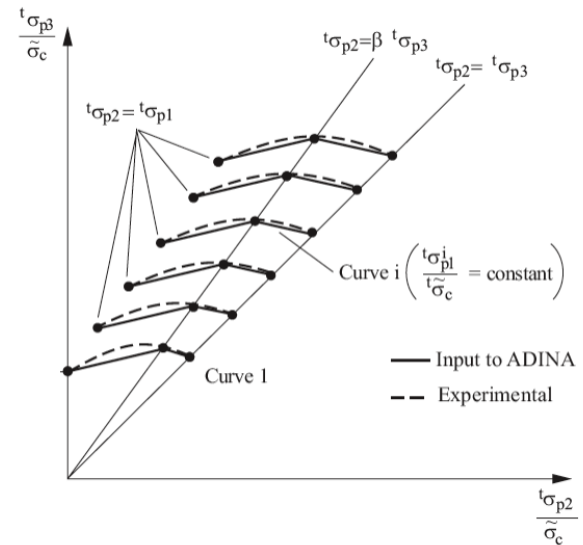


Figura 7. Effetto degli stati pluriassiali di tensione sulla resistenza a compressione del modello *Concrete* (ADINA 2001, p. 299).

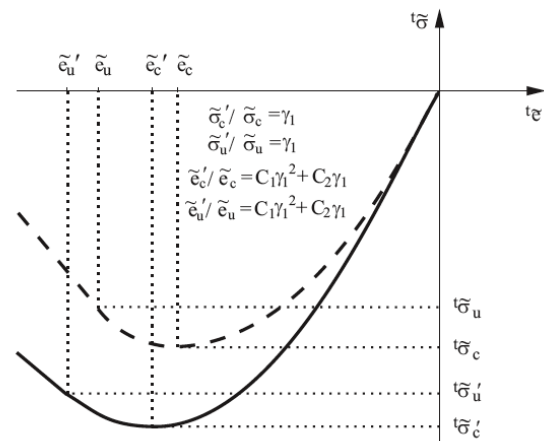


Figura 8. Modifica del legame a compressione del modello *Concrete* per effetto degli stati pluriassiali di tensione. (ADINA 2001, p. 299).

La densità del materiale è stata scalata in maniera da ottenere il carico quasi-permanente stimato.

Poiché il materiale adottato per la muratura è soggetto a danneggiamento, la prima fase dell'analisi consiste nell'applicazione graduale dei carichi gravitazionali. Sul modello così fessurato si effettua l'analisi sismica di spinta.

3.2 Analisi non lineari effettuate

In Tabella 1 si riportano le analisi effettuate. Esse differiscono nella direzione di spinta o nelle caratteristiche del modello. Con riferimento a quest'ultimo, è stato considerato il ruolo del legame costitutivo, del collegamento fra facciata e muri longitudinali, della presenza della copertura, del tipo di muratura. I parametri della muratura sono stati ricavati da CMI (2009), salvo quando diversamente specificato, assumendo un livello di conoscenza limitato (Tabella 2). Una serie di parametri, aggiuntivi rispetto a quelli di normativa, è necessaria per definire il legame costitutivo descritto in Figura 6.

La deformazione a compressione, in corrispondenza del picco di resistenza f_{cd} , è stata assunta pari a $e_c = 2 \sigma_c / E_0$; per la deformazione ultima a compressione si ha $e_u = 2 e_c$; la resistenza a trazione immediatamente dopo la fessurazione è mantenuta uguale a quella di picco.

I risultati sono presentati in termini di curva di spinta: in ordinata si riporta il coefficiente sismico C , in ascissa lo spostamento di un punto di controllo posto al centro della sommità della facciata perpendicolare alla direzione di spinta (Figura 9). Questa scelta è dettata dalla assenza della copertura in alcuni modelli.

Nel modello 1, sulla scorta del rilievo (Figura 4), è stata assunta una muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche o irregolari). Avendo osservato una risposta monolitica della facciata, si è assunta una buona connessione trasversale. La facciata è stata considerata immorsata alle pareti longitudinali, impostando quindi una superficie di contatto collegata (Tabella 1). L'applicazione dei carichi gravitazionali provoca lesioni, in particolare in prossimità delle aperture. La successiva analisi di spinta, effettuata in direzione +Y, è caratterizzata dall'apertura di fessure alla base di abside e muri longitudinali, in corrispondenza degli angoli diagonalmente opposti delle loro bucatore e in asse alle aperture di facciata (Figura 10). Fessure aperte interessano l'intersezione dei muri longitudinali con quelli a 45° presso la facciata. Il

coefficiente sismico raggiunto è pari a 0.108 (Tabella 1, Figura 9).

Nel modello 2 si è considerato anche il contributo della copertura che, al termine dell'analisi gravitazionale, concentra il danno nella parte della cimasa muraria sopra le bucatore laterali (Figura 11). La risposta sismica ne risente, tanto da risultare più bassa.

Anche il danneggiamento si modifica, concentrandosi in asse alla facciata e diminuendo notevolmente nella zona absidale (Figura 12). Ciò non è in accordo con le osservazioni post-sisma, e quindi indurrebbe a escludere la copertura dal modello.

Il sisma del 2009 ha messo in evidenza la scarsa qualità del collegamento fra muri longitudinali e facciata. Conseguentemente, nel modello 3 la superficie di contatto fra facciata e muri trasversali è stata scollegata, rendendola non reagente a trazione.

Naturalmente la zona del modello più danneggiata è quella alla base della facciata (Figura 13). Tuttavia la crisi della procedura di calcolo avviene per un coefficiente sismico particolarmente basso, 0.011 appena. Tale coefficiente sismico è del tutto irrealistico, ed è assai più basso del moltiplicatore in grado di attivare il meccanismo di ribaltamento (Sorrentino et al. 2011a), malgrado quest'ultimo sia stato valutato trascurando l'incastro alla base. Conseguentemente l'impiego del modello agli elementi finiti per la verifica dei meccanismi locali di collasso non appare convincente.

Tutti i coefficienti sismici finora ottenuti sono notevolmente più bassi di quella che è stata l'azione sismica nell'area al momento dello scuotimento principale (Sorrentino et al. 2011b). Ciò induce a ritenere i parametri meccanici di normativa troppo conservativi.

Pertanto nel modello 4 si è adottata una muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno, sebbene questo tipo murario non appaia il più simile all'apparecchio dell'edificio. Il valore del coefficiente sismico cresce del 40% circa, laddove la resistenza a trazione è stata aumentata di oltre il 60%. La risposta si conserva piuttosto simile a quella del modello 1 (Figura 14).

Nel modello 5, con copertura (Figura 15), il coefficiente sismico cresce debolmente.

Nel modello 6, con facciata scollegata, si osserva un comportamento del tutto analogo a quello del modello 3, anche nel coefficiente sismico, malgrado le resistenze siano state notevolmente incrementate nel passaggio da una muratura all'altra. Una spiegazione, comunque parziale, di questo fenomeno può essere

l'incremento di peso specifico della muratura. In ogni caso i coefficienti sismici ottenuti continuano a rimanere piuttosto bassi. Pertanto si è sperimentata una muratura con resistenze e rigidezze raddoppiate rispetto a quelle di normativa (MU3 in Tabella 2).

Nel modello 7 così definito è stato possibile ottenere un coefficiente sismico circa doppio di

quello del modello 4. Lo spostamento del punto di controllo cresce di oltre il 400%. La fessurazione è concentrata alla base e, secondo allineamenti sub-verticali, nell'abside, mentre è molto minore sopra le aperture e lungo la cimasa (Figura 16). Ciò è dovuto al diverso esito delle rispettive analisi gravitazionali.

Tabella 1. Analisi di spinta effettuate.

Modello	Spinta ^a	Materiale ^b	Facciata ^c	Tetto ^d	Muratura ^e	Coefficiente sismico	Spostamento massimo punto di controllo mm
1	+Y	C	T	A	MU1	0.108	1.7
2	+Y	C	T	P	MU1	0.100	1.7
3	+Y	C	NT	A	MU1	0.011	7.0
4	+Y	C	T	A	MU2	0.151	0.7
5	+Y	C	T	P	MU2	0.160	1.9
6	+Y	C	NT	A	MU2	0.010	19.3
7	+Y	C	T	A	MU3	0.209	3.0
8	+Y	C	T	P	MU3	0.300	2.3
9	+Y	C	NT	A	MU3	0.027	16.4
10	+X	C	T	A	MU3	0.152	2.1
11	+X	C	T	P	MU3	0.148	46.9
12	+Y	E	T	A	MU3	0.602	3.0

^a Figura 2, ^b C = concrete, E = elastico; ^c facciata T = collegata, NT = non collegata ai muri longitudinali; ^d copertura P = presente, A = assente, ^e Tabella 2

Tabella 2. Parametri meccanici del modello *concrete* e corrispondenza con i parametri di normativa per le murature (CMI 2009). Si è assunto un livello di conoscenza limitato (LC1).

Muratura	Tipo	$E_0 = E$ MPa	$\sigma_c = f_{cd}$ N/cm ²	$\sigma_t = f_{td}$ N/cm ²	e_c	e_u	w kN/m ³
MU1	pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) ^a	1035	167	5.0	0.00322	0.00644	19
MU2	a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1428	311	8.2	0.00436	0.00871	20
MU3	come MU2 con resistenze e rigidezze raddoppiate	2856	622	16.4	0.00871	0.01740	20

^a assunta una malta buona e una buona connessione trasversale.

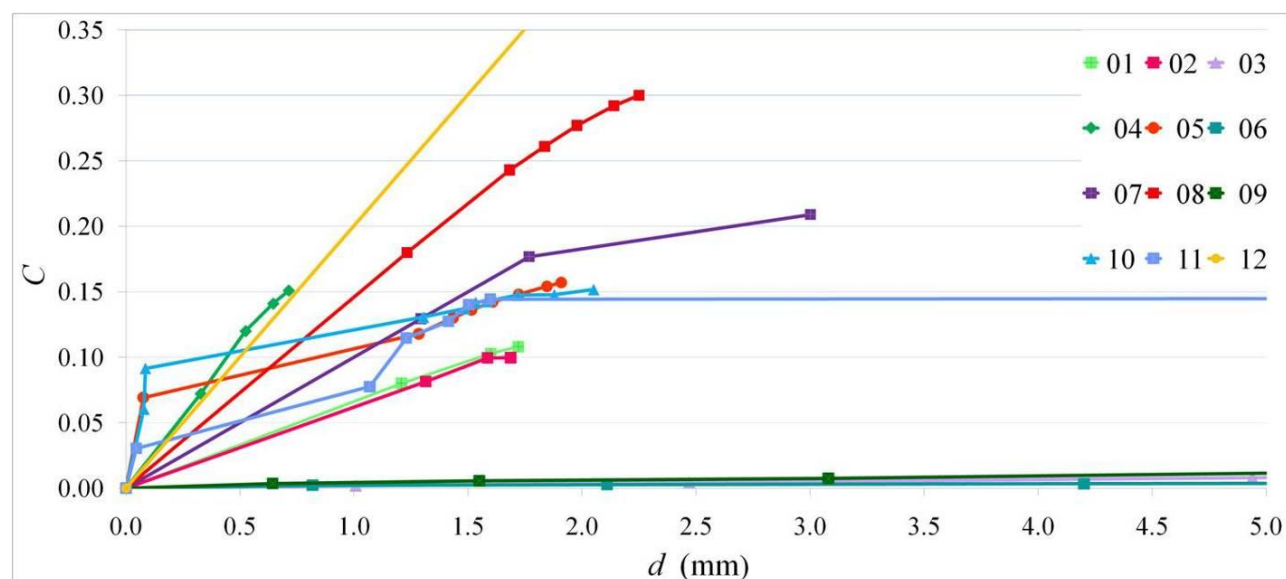


Figura 9 Curve di spinta, coefficiente sismico C – spostamento punto di controllo d . Le curve dei modelli 03, 06, 09 e 12 proseguono oltre i limiti del grafico. I valori estremi possono essere ricavati dalla Tabella 1.

Nel modello 7 l'edificio non è infatti quasi danneggiato. Tale comportamento si accentua in presenza della copertura e ciò contribuisce a spiegare il ruolo da questa giocato nel confronto fra i modelli 8 e 5. Nel modello 8 la crisi si concentra in facciata, senza quasi fessure nella cimasa. Tali fessure sono invece presenti nel modello 5. Nel confronto fra modelli 8 e 7, si riscontra una notevole riduzione di lesioni nell'abside, da associare certamente al ruolo della copertura (Figura 16 e Figura 17).

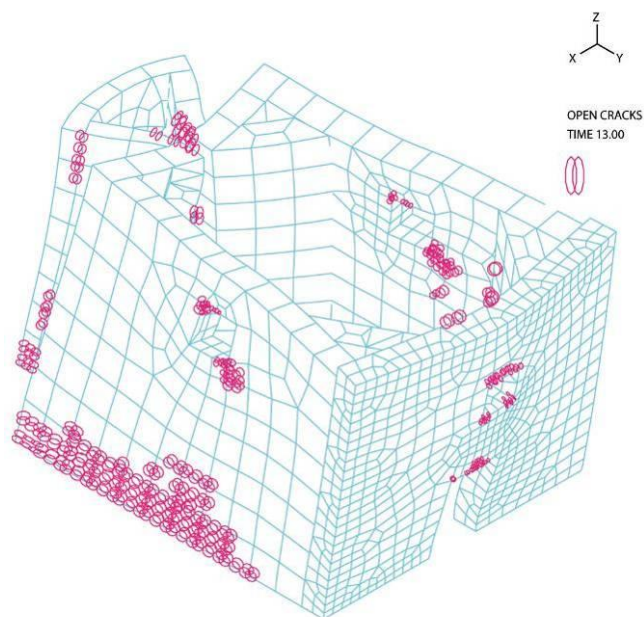


Figura 10 Vista del modello 1 al termine dell'analisi di spinta.

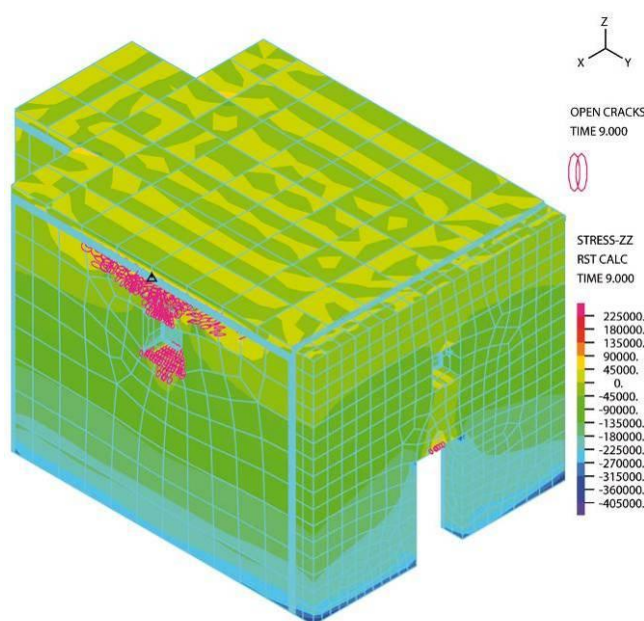


Figura 11 Vista del modello 2, con facciata collegata ai muri longitudinali e copertura, al termine dell'analisi gravitazionale.

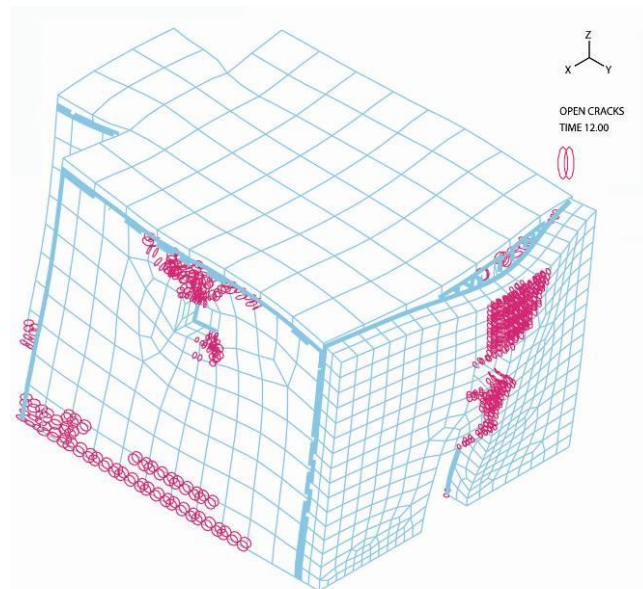


Figura 12 Vista del modello 2 al termine dell'analisi di spinta.

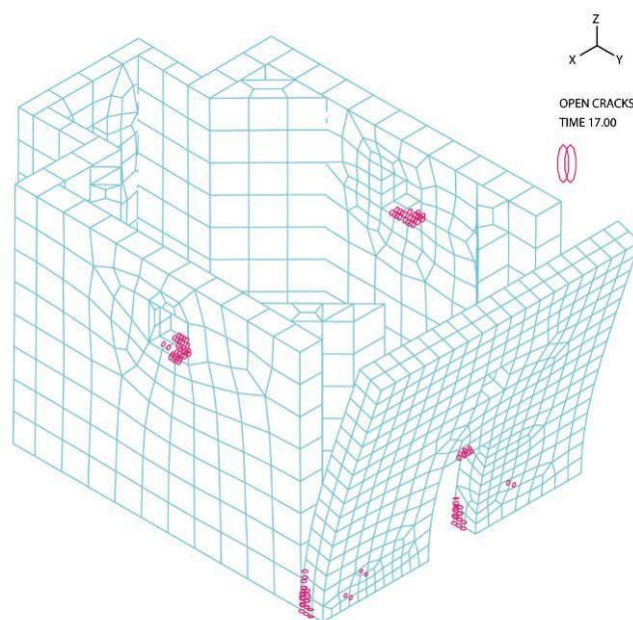


Figura 13 Vista del modello 3, con facciata scollegata dalle altre murature, al termine dell'analisi di spinta.

Si ha inoltre un incremento del coefficiente sismico di oltre il 40%. Tale incremento non appare verosimile, considerata la natura della copertura lignea esistente. Si evidenzia quindi, come la scelta di collegare o meno la copertura alla facciata possa portare a risultati profondamente distanti, anche laddove si adotti per il tetto una rigidezza molto bassa. Il modello 9, con facciata scollegata, mostra nuovamente un coefficiente sismico particolarmente basso, anche se quasi triplicato rispetto al modello 6. Un modello gemello di quello 7 è stato realizzato adottando elementi finiti di lato 1.4 m circa anche in facciata (nel modello 7 questa lunghezza era pari a circa 0.8 m).

In termini di coefficiente sismico la differenza fra i due risultati è inferiore all'1%, mentre in termini di spostamento lo scostamento è dell'ordine del 10%, con deformazioni maggiori nel modello con elementi più piccoli.

Il panorama di fessure aperte al termine dell'analisi è del tutto simile. Pertanto, nell'ambito del caso in esame, si può ritenere trascurabile l'effetto di questa sugli esiti dell'analisi, anche se i tempi di calcolo sono invece diversi.

Mantenendo le stesse caratteristiche dei modelli 7 e 8, nei modelli 10 (Figura 18) e 11 è stata effettuata un'analisi di spinta secondo la direzione $-X$.

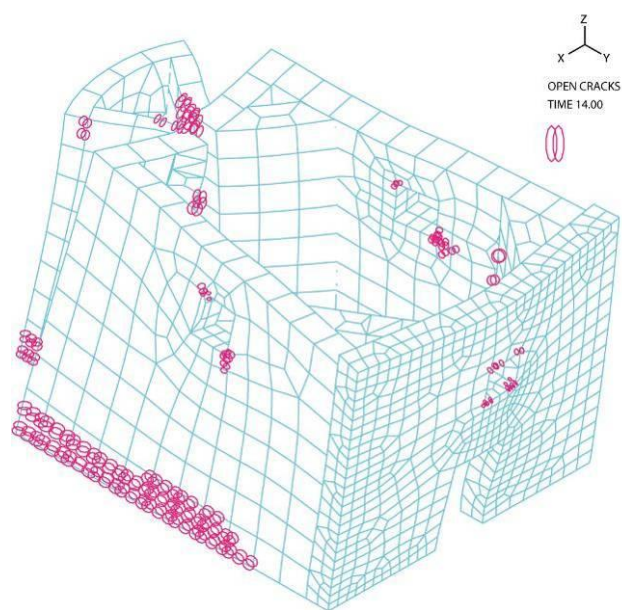


Figura 14 Vista del modello 4, con muratura MU2 (Tabella 2), al termine dell'analisi di spinta.

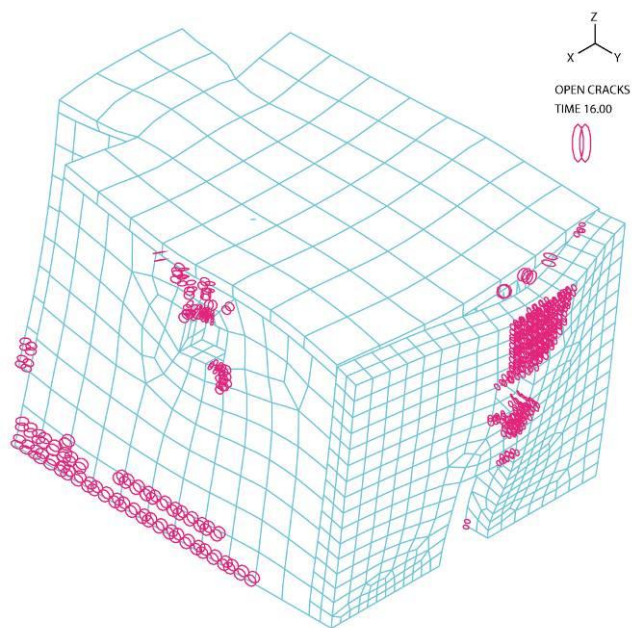


Figura 15. Vista del modello 5, con l'aggiunta della copertura, al termine dell'analisi di spinta.

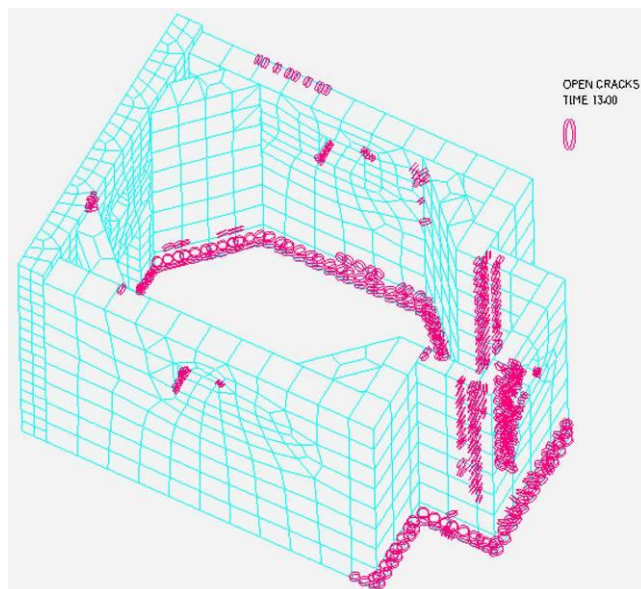


Figura 16. Vista delle fessure aperte del modello 7, con muratura MU3 (Tabella 2), al termine dell'analisi di spinta.

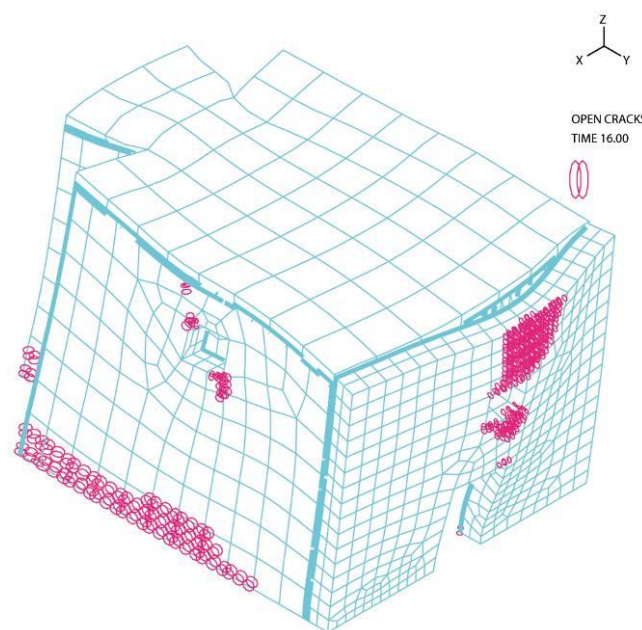


Figura 17. Vista del modello 8, con copertura, al termine dell'analisi di spinta.

La risposta ottenuta, in termini di coefficiente sismico, è più bassa del 27 e del 50% rispettivamente. La riduzione del coefficiente sismico è in contrasto con le osservazioni post-sisma, che hanno visto i danni concentrarsi lungo la direzione opposta. Tuttavia è da segnalare che l'intensità dello scuotimento è stata probabilmente maggiore in direzione perpendicolare alla facciata (Sorrentino et al. 2011a).

La copertura non porta a un miglioramento del comportamento. Ciò è verosimilmente dovuto all'assenza di collegamento con la facciata.

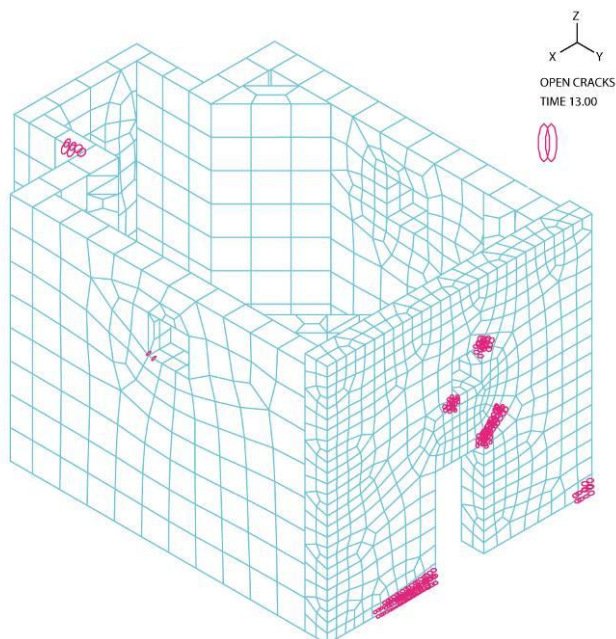


Figura 18. Vista del modello 10, spinto in direzione $-X$, al termine dell'analisi di spinta.

3.3 Confronto con modello elastico lineare

Le analisi sino ad ora presentate sono state eseguite su modelli non lineari. Tuttavia nella manualistica e nella pratica professionale è frequente il ricorso a modelli lineari. Un confronto fra i risultati delle analisi sui due modelli può aiutare a evidenziare limiti e potenzialità dei due approcci. Tale confronto è incoraggiato anche dall'aspetto di alcune curve di spinta ottenute, che appaiono molto prossime a una retta (Figura 9).

Il modello elastico lineare (12) è stato ottenuto a partire dalla geometria e dai parametri di interesse (modulo elastico, coefficiente di Poisson, peso specifico) del modello 7. Il modello è stato spinto sino a uguagliarne lo spostamento massimo del medesimo punto di controllo. Definendo in prima approssimazione il fattore di struttura come rapporto fra le forze massime dei due modelli, a parità di spostamento, si ha un valore poco inferiore a 3. La resistenza a trazione del materiale (Tabella 2) è raggiunta già per un coefficiente sismico pari a 0.05.

La previsione delle zone di massimo danneggiamento e di attivazione di meccanismi fuori del piano è molto diversa nei due modelli. Infatti il modello non lineare, prevede una rottura della facciata fuori del proprio piano in corrispondenza delle aperture. Al contrario il modello elastico suggerisce l'attivazione di un collasso per fessurazione diagonale nel piano dei muri longitudinali (Figura 19), molto lontano da quello osservato dopo il sisma.

Quantomeno per l'edificio in esame, si può quindi affermare che l'analisi elastica lineare non è consigliabile poiché l'esame dei risultati di questo modello induce a ritenere ancora più trascurabile l'attivazione di meccanismi locali.

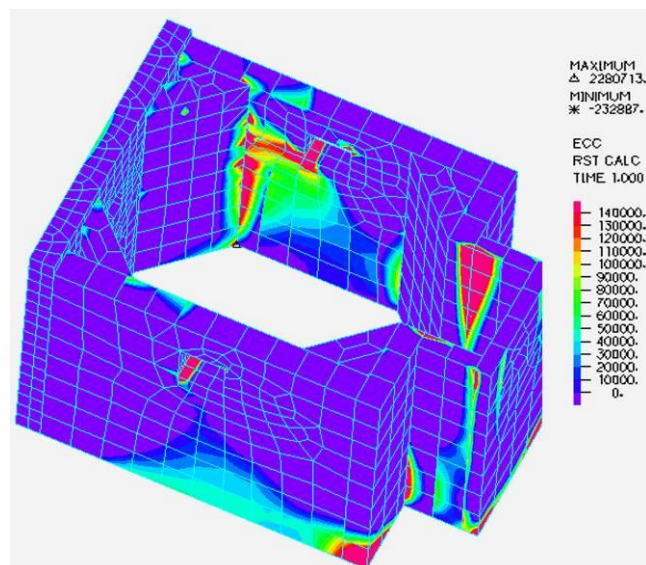


Figura 19. Modello elastico lineare: zone in cui si supera la resistenza a trazione della muratura.

4 CONCLUSIONI

Gli attuali strumenti di calcolo consentono oramai di effettuare modellazioni non lineari di edifici sacri. Tuttavia l'efficacia di un tale approccio non è stata fino ad ora indagata sistematicamente.

Nel presente lavoro una chiesa dell'Aquila è stata modellata con un codice agli elementi finiti solidi, con legame costitutivo quasi-parabolico a compressione, debolmente resistente a trazione e a fessurazione diffusa.

Sono state quindi effettuate numerose analisi al fine di valutare la rilevanza, nel caso in esame, delle diverse scelte da compiere durante la modellazione.

I parametri di resistenza di normativa appaiono molto conservativi. Anche assumendo un livello di conoscenza accurato e tutti i coefficienti correttivi non è possibile ottenere valori del coefficiente sismico ragionevoli.

In termini di panorama di danneggiamento, i modelli agli elementi finiti prevedono fessure diffuse (in prossimità di base, aperture, copertura) ma non il distacco fra facciata e muri longitudinali. Qualora questo distacco venga modellato esplicitamente si ottiene una risposta del tutto irrealistica, assai al di sotto di quanto un'analisi limita condotta trascurando la resistenza a trazione allo spiccato porta a stimare. La copertura gioca poi un ruolo molto delicato,

anche quando si adotti una rigidità estremamente bassa. Nel caso di muratura “debole” induce una fessurazione già sotto carichi di gravità e quindi non manifesta particolari benefici. In caso di muratura “forte” può cambiare drasticamente il giudizio di adeguatezza, anche quando (come nel caso in esame) è da escludere che possa giocare un simile ruolo.

Pertanto, quantomeno con riferimento al caso in esame, si può affermare che una simile strategia di modellazione può portare a risultati più convincenti solo qualora si possa far affidamento su collegamenti buoni, adottando parametri del materiale affidabili e operando scelte motivate rispetto all’inclusione nel modello delle strutture di copertura.

D’altro canto l’adozione di modellazioni elastiche non appaiono più convincenti, poiché portano a una previsione di danneggiamento ancora meno realistica (concentrata lungo gli elementi più rigidi) e poiché manifesta un primo superamento della resistenza a trazione del materiale già per livelli di azione molto bassi.

Ne esce quindi avvalorato il ricorso a schematizzazioni a macroelementi, con modellazione mediante analisi limite di corpi rigidi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ADINA (Automatic Dynamic Incremental Non-linear Analysis) 2001. *Theory and modelling guide*, v.8, ADINA R&D.
- Bathe, K.J., Walczak, J., Welch, A., Mistry, N. 1989. Nonlinear Analysis of Concrete Structures, *Computer & Structures*, **32**(3-4), 563-590.
- Betti, M., Garofalo, G., Lodovichi, L., Vignoli, A., Badii, G., 2007. Vulnerabilità sismica del Palazzo del Governo di Arezzo. *XII Convegno nazionale L’ingegneria sismica in Italia*, 10-15 giugno, Pisa.
- Braga, F., Liberatore, D., Spera, G., 1997. A computer program for the seismic analysis of complex masonry buildings. *4th International Symposium on Computer methods in structural masonry*, 3-5 September, Firenze.
- Caliò, I., Marletta, M., Pantò, B., 2004. Un semplice macroelemento per la valutazione della resistenza sismica di edifici in muratura. *XI Congresso Nazionale L’ingegneria Sismica in Italia*, 25-29 gennaio, Genova.
- Cattari, S., Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., 2004. Analisi nonlineare di edifici in muratura con il programma TREMURI. *XI Congresso Nazionale L’ingegneria Sismica in Italia*, 25-29 Gennaio, Genova.
- CMI (Circolare del Ministro delle Infrastrutture) 2 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n. 47, 26 febbraio 2009, S. O. n. 27.
- D’Ayala, D., 1999. Correlation of seismic damage between classes of buildings: churches and houses. In: Bernardini, A. (ed.) *Seismic damage to masonry buildings: proceedings of the International Workshop on Measures of Seismic Damage to Masonry Buildings*, Balkema, Rotterdam, pp. 41-58.
- De Luca, A., Mele, E., Romano, A., Giordano A., 2004. Capacità sotto azioni orizzontali di 4 edifici a pianta basilicale. *XI Convegno nazionale L’ingegneria sismica in Italia*. 25-29 gennaio, Genova.
- De Sortis, A., Decanini, L.D., Sorrentino, L., 2009. Analisi Sismica di Edifici in Muratura Secondo la Nuova Normativa Nazionale. *XIII Convegno Nazionale L’ingegneria Sismica in Italia*, Bologna 28 giugno – 2 luglio.
- Dogliani, F., Moretti, A., Petrini, V., (eds.) 2004. *Le chiese e il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisismico nel restauro, verso una politica di prevenzione*, LINT.
- Giuffrè, A., 1988. Restauro e sicurezza sismica. La cattedrale di S. Angelo dei Lombardi, *Palladio*, **1**(1), 95-120.
- Kaushik, H.B., Rai, D.C., Jain, S.K., 2007. Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression, *Journal of Materials in Civil Engineering*, **19**(9), 728-739.
- Lagomarsino, S., 1998. A new methodology for the post-earthquake investigation of ancient churches, *11th European Conference on Earthquake Engineering*, September 6-11, Paris, FR.
- Lagomarsino, S., 2009. Vulnerabilità e risposta sismica delle chiese aquilane: interpretazione del danno e considerazioni sul miglioramento strutturale,. *Arkos: Scienza e Restauro*, **20**, 30-37.
- Krstevska, L., Taskov, L., Gramatikov, K., Landolfo, R., Mammana, O., Portioli, F., Mazzolani, F.M., 2007. Experimental and numerical investigations on the Mustafa Pasha Mosque large scale model. *Workshop on Urban Habitat Constructions*. 30 – 31 March, Prague, CZ.
- Powell, B., Hodgkinson, H.R., 1976. The Determination of Stress/Strain Relationship of Brickwork. *4th International Brick-Masonry Conference*, April 26-28 Brugge, B.
- Sawko, F., 1982. Numerical analysis of brick walls under compressive loading. In West, H.W.H. (ed.), *Proc. British Ceramic Society, Load-bearing brickwork*, **7**, 213-222.
- Sorrentino, L., Raglione, E., Decanini, L.D., Liberatore, D., 2010. Oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L’Aquila: analisi dinamica dei meccanismi locali di collasso. *Convegno Nazionale Sicurezza e Conservazione dei Beni Culturali colpiti da sisma*, 8-9 Aprile, Venezia.
- Sorrentino, L., Raglione, E., Al Shawa, O., Liberatore, D., Decanini, L.D. 2011a. Oratorio di S. Giuseppe dei Minimi a L’Aquila. Influenza di Condizioni di Vincolo e Moto del Terreno sulla Risposta. In: *L’Università e la Ricerca per l’Abruzzo. Il come e il perché dei danni ai monumenti*. Textus. In stampa.
- Sorrentino, L., Raglione, E., Liberatore, D., Decanini, L.D., 2011b. Chiesa di S. Biagio d’Amaternum a L’Aquila. Catalogo Sismico Locale e Meccanismi di Collasso. In: *L’Università e la Ricerca per l’Abruzzo. Il come e il perché dei danni ai monumenti*. Textus. In stampa.
- Turnsek, V., Cacovic, F., 1970. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *2nd international brick masonry conference*, 12-15 April, Stoke-on-Trent, UK.