



Analisi del comportamento sismico di Palazzo Camponeschi: modelli rappresentativi dello scenario di danno

Alfredo M. Ceci, Lorenzo Fanale, Dante Galeota, Vincenzo Gattulli
DISAT – Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno, Università dell’Aquila.
CERFIS – Centro di Ricerca e Formazione Ingegneria Sismica, Università dell’Aquila.

Parole chiave: Edifici monumentali, Indagini Conoscitive, Ingegneria Sismica, Danno, Analisi Nonlineare.

SOMMARIO

Il centro della città dell’Aquila è ricco di edifici storici, in muratura, che in seguito al devastante terremoto del 2009, hanno subito gravi danni o collassi parziali. In tale contesto, il presente lavoro illustra i risultati delle indagini strumentali e delle analisi strutturali finalizzate alla descrizione del comportamento sismico di Palazzo Camponeschi, sede della Facoltà di Lettere e Filosofia dell’Università degli Studi dell’Aquila, quale valida rappresentazione del livello di complessità di tali edifici. La corretta interpretazione dei dati sperimentali a disposizione, ha permesso di giungere ad una dettagliata descrizione geometrica della struttura e delle sue condizioni al contorno, alla definizione di possibili legami costitutivi non lineari per differenti porzioni di murature, nonché ad una accurata descrizione dello scenario di danno. Le verifiche mediante analisi dei cinematismi locali dei singoli pannelli murari, sono affiancate da una modellazione globale attraverso un continuo omogeneo risolto ad elementi finiti ovvero riconducendo il comportamento della struttura a quella di un telaio equivalente descritto attraverso macroelementi in grado di riprodurre la sequenza dei principali meccanismi di danno all’aumentare delle forze orizzontali. Il lavoro discute l’affidabilità dei risultati ottenuti dalle comuni procedure di calcolo nel descrivere l’adeguatezza sismica degli edifici storici.

1 INTRODUZIONE

Con il terremoto del 6 aprile 2009, il centro storico della città dell’Aquila, ricco di pregiati esempi di architettura medievale e cinquecentesca, ha subito ingenti danni. Per dare un impulso significativo alla fase della ricostruzione e per favorire il re-insediamento urbano, è necessaria una forte ed estesa azione di intervento che interessi, innanzitutto, gli edifici di importanza strategica ed economica della città.

Dopo una fase preliminare di indagini qualitative sul comportamento delle strutture in muratura (p.e. Augenti et al. 2010, Ceci et al. 2010) attualmente si procede con un accurato sforzo di analisi del comportamento delle strutture in muratura, coinvolgendo gruppi di ricercatori a livello nazionale (Modena et al. 2010, Binda et al. 2010).

In tale contesto, l’azione svolta dal DISAT e del neo-costituito *Centro di Ricerca e Formazione in Ingegneria Sismica (CERFIS)* dell’Università dell’Aquila, nell’analisi preliminare del danno, nelle indagini geotecniche, nelle prove strumentali sui materiali e sulle strutture, nella modellazione e nella successiva verifica del livello di sicurezza, rappresenta, per il recupero delle strutture di Ateneo, un’attività di insostituibile valenza tecnica e scientifica (Antonacci et al. 2009, Antonacci et al. 2010b, Centofanti et al. 2010)

Palazzo Camponeschi, sede della Facoltà di Lettere e Filosofia, insieme a Palazzo Carli rappresenta una delle sedi storiche dell’Università dell’Aquila di inestimabile valore culturale, situate nel centro della città.

Il presente lavoro descrive le diverse fasi delle attività svolte per la valutazione dell’adeguatezza sismica del Palazzo. In accordo con quanto indicato nelle Linee Guida emanate dal Ministero

per i Beni e le attività Culturali (Linee Guida 2010), è stato condotto un percorso conoscitivo basato su un accurato rilievo geometrico e del danno, effettuato mediante tecnica laser scanner 3D, una caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno di fondazione, anche mediante una analisi di risposta sismica locale, un'estesa campagna di indagine sui materiali e sulle strutture, propedeutiche alla fase di modellazione e verifica.

Lo sviluppo di modelli numerici in grado di esplorare il comportamento non lineare complessivo dell'edificio, congiuntamente alla valutazione delle condizioni d'innescio di cinematismi locali, ha reso possibile una serie di considerazioni fra le predizioni modellistiche e i danni osservati.

Le conclusioni dedotte da tali attività hanno rappresentato i presupposti per la redazione del progetto preliminare di recupero di Palazzo Camponeschi.

2 DESCRIZIONE DEL PALAZZO

La vicenda urbanistica ed edilizia si avvia il 9 ottobre 1592 con la assegnazione ai Gesuiti del Palazzo della Camera. Il 4 novembre 1596, all'interno del vecchio palazzo della Camera, viene inaugurato l'Aquilanum Collegium. Il primo progetto organico è del maggio 1625, dell'arch. P. Agatio Stoia, che prevede la separazione delle funzioni tra l'area scholarum, l'area dei collegii e il cortile rustico. L'isola del cortile gesuitico si estende ad inglobare tutti e tre gli isolati paralleli compresi tra via A. Bafile e via Burri. La complessa vicenda trova un nuovo imprevisto ostacolo nel disastroso terremoto del 1703. La trasformazione a Palazzo nobile si avvia nella seconda metà dell'800. Nel 1926 i Gesuiti riacquistano gli edifici e realizzano l'ultimo corpo di fabbrica sul sito della casa Fonticola, conferendo l'attuale configurazione architettonica all'immobile (Figura 1).

2.1 Configurazione architettonica e strutturale

Come si può apprezzare dalla ricostruzione geometrica effettuata (Figura 2), il Palazzo si sviluppa lungo bracci tra loro ortogonali. Il braccio S-E insiste su via Camponeschi e rappresenta la facciata principale del Palazzo, mentre il braccio N-O si sviluppa ortogonalmente all'ingresso principale, tangente alla chiesa S. Margherita, attraversando l'intero isolato.

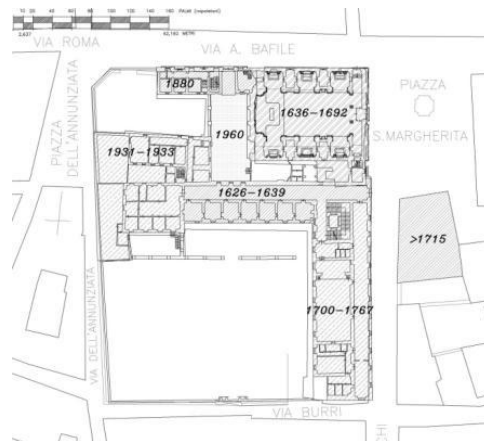


Figura 1. Periodi di costruzione di porzioni del complesso di Palazzo Camponeschi e della Chiesa di S. Margherita.

L'edificio, insiste su un pendio e si stabilisce su tre livelli principali, di cui uno seminterrato, un piano terra con ingresso diretto su via Camponeschi e un piano primo. Il cortile interno è delimitato, sui lati liberi, da muri di sostegno che ne contengono il terrapieno. La pianta ad L (Figura 3a), si stabilisce in direzione N-S lungo via Camponeschi, in direzione E-O in adiacenza con il complesso della chiesa di Santa Margherita. Un ampio scalone centrale connette verticalmente i vari piani del Palazzo. Due lunghi corridoi, disposti lungo il perimetro esterno del corpo di fabbrica, garantiscono la distribuzione orizzontale di ciascun piano.

Il seminterrato, (livello del cortile interno) era adibito a biblioteca, mentre a piano terra e a piano primo si trovavano aule e uffici della Facoltà.

Il palazzo ha una struttura portante in setti di muratura, estremamente eterogenea in virtù dei molteplici interventi di ristrutturazioni succedutisi dal XVI sec. ad oggi.

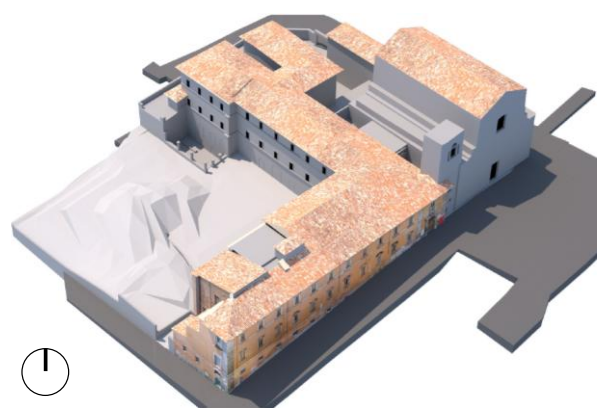


Figura 2. Modello geometrico 3D di Palazzo Camponeschi e della chiesa di S. Margherita.

Gli impalcati del primo e secondo livello sono realizzati con strutture resistenti a volta, di varie tipologie: crociera, padiglione e botte. Per le volte a crociera e a padiglione sono stati generalmente impiegati mattoni di laterizio, mentre per le volte a botte elementi lapidei.

L'ultimo livello è caratterizzato da una controsoffittatura pesante in putrelle di ferro e tavole di laterizio, che nascondono le capriate lignee di copertura. La testata Ovest, oggetto di consistenti interventi di ristrutturazione negli anni '50 del secolo scorso, è caratterizzata da murature di laterizio e solai in calcestruzzo, con grandi travi a doppia orditura ancorate nelle strutture verticali mediante pilastri in mattoni, realizzati in breccia.

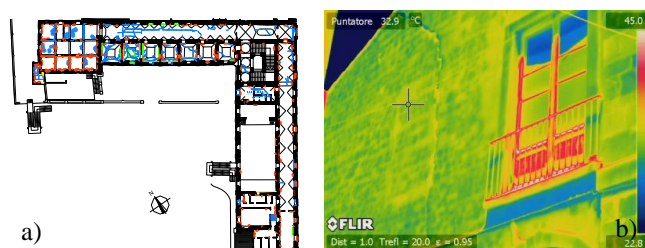


Figura 3. Indagini conoscitive su Palazzo Camponeschi: a) rilievo geometrico e del danno del piano terra; b) scansione termografica della testata Sud.

Anche la testata Sud mostra i segni di vari rimaneggiamenti. Si notano, infatti, murature e coperture addossate (Figura 3b) di differente tecnologia costruttiva.

2.2 Danneggiamento causato dal sisma del 6 aprile 2009

Il quadro fessurativo di Palazzo Camponeschi, dovuto all'evento sismico dell'aprile 2009, può essere considerato un esempio rappresentativo per l'analisi di edifici storico-monumentali.

Nell'analisi del grave e diffuso danneggiamento occorre tenere in considerazione non solo la notevole complessità delle forme architettoniche, ma anche la grande eterogeneità dei materiali impiegati e le carenze nei dettagli costruttivi. Solo dalla sintesi di tutte queste informazioni è possibile fornire una corretta interpretazione del comportamento del fabbricato durante lo scuotimento sismico.

Le lesioni più ampie delle strutture voltate (Figura 4b), sono manifeste prevalentemente nel braccio Est-Ovest del corpo di fabbrica. Queste lesioni si associano al cedimento degli appoggi dell'arco di sostegno delle volte, diretta conseguenza del meccanismo di ribaltamento che interessa la facciata sul cortile a cui le volte sono collegate. Altro segno del cinematismo attivatosi è lo snervamento dei paletti di ancoraggio delle catene metalliche (Figura 4a) che, seppur sottodimensionate in numero e dimensione, hanno contribuito a preservare l'elemento parete dal collasso per ribaltamento fuori del piano.

Il ribaltamento della facciata sul cortile del braccio E-O del palazzo non è l'unico

cinematismo che si è attivato per effetto del sisma del 6 aprile 2009. Un altro evidente macroelemento di muratura assimilabile ad un corpo rigido in incipiente ribaltamento è identificabile nella facciata sud dell'edificio, via Burri, ortogonale alla facciata principale di via Camponeschi (Figura 4c). Anche in questo caso si è innescato un meccanismo di fuori piano, ma con la particolarità della collaborazione al moto di un cuneo laterale. L'ipotesi della presenza di un cuneo laterale associato al ribaltamento della facciata, evidenziato in prima battuta dall'analisi del quadro fessurativo, è stato verificato sperimentalmente grazie all'ausilio del georadar. E' stata rilevata, infatti, la presenza di alcune catene, inserite nella muratura, il cui ruolo è stato proprio quello di connettere una porzione di muratura alla facciata in ribaltamento, riducendone la vulnerabilità. E' importante notare che ad un primo effetto del sisma, si è associato un secondo meccanismo identificabile nel cuneo di scivolamento di seconda attivazione (porzione di muratura c2 della Figura 4c). La scarsa qualità costruttiva degli ammorsamenti è ulteriormente avvalorata dalla presenza di lesioni longitudinali sulle volte dei lunghi corridoi dei due bracci del fabbricato, e dalla diffusa presenza di bucatore proprio all'incrocio fra murature ortogonali.

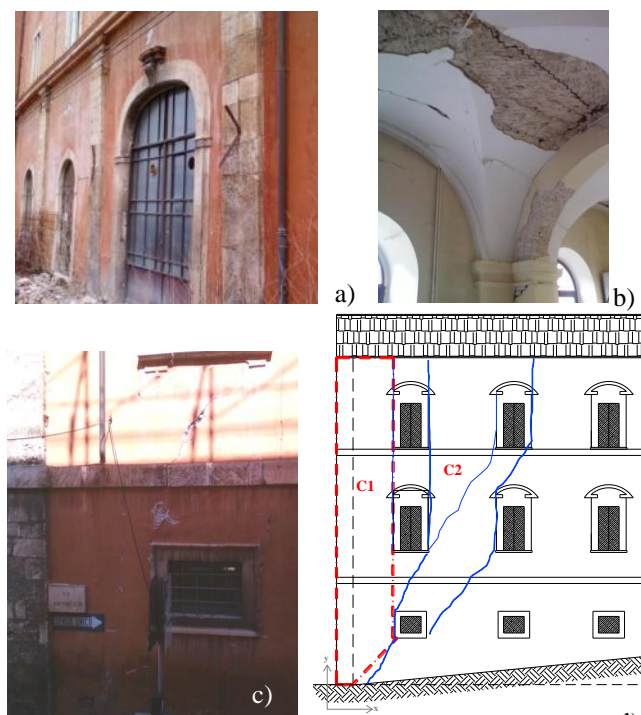


Figura 4. Danni provocati dal terremoto del 2009: d) snervamento del paletto della catena della facciata sul cortile; b) lesionamento delle strutture voltate; c) d) quadro fessurativo della parete su via Camponeschi della testata Sud.

Questo ha causato molte rotture degli architravi e soprattutto un inefficace comportamento scatolare d'insieme.

3 INDAGINI CONOSCITIVE

Tramite l'utilizzo di scansioni termografiche ed ispezioni visive effettuate anche mediante oculte rimozioni di intonaco, è stato possibile classificare almeno 4 tipologie murarie prevalenti (Figura 5a), fra cui: a) muratura in conci di pietra, generalmente di media – piccola dimensione, comunque $<25\text{cm}$, b) doppio paramento accostato, c) muratura in conci di pietra con ricorsi di laterizio, d) muratura in mattoni pieni di laterizio. Per ciascuna tipologia muraria rilevata si è proceduto con una approfondita caratterizzazione meccanico-qualitativa, effettuata tramite l'impiego di prove soniche, georadar, indagini endoscopiche per la classificazione del paramento e del nucleo interno, analisi chimico fisiche e prove a martinetti piatti doppi. Le risultanze dei test sperimentali mostrano sostanzialmente una scarsa qualità delle apparecchiature murarie. Il nucleo interno realizzato a sacco, con inseriti elementi di dimensioni medio – piccole, presenta numerose zone interstiziali con assenza di legante. Un dato fondamentale ricavato dalle indagini è quello dell'assenza di diatoni per ciascuna delle apparecchiature murarie sopra elencate.

Dalle prove semi-distruttive sono stati desunti i parametri meccanici delle varie apparecchiature murarie (Figura 6b). Il valore di resistenza a compressione, circa 2.0 N/mm^2 , della tipologia prevalente, ossia quella a conci di pietra, risulta piuttosto elevato rispetto alla relativa categoria indicata in normativa, muratura in pietrame disordinata della tab. C8A.2.1. del DM 14.01.2008 con limite superiore di 1.8 N/mm^2 . Al contrario, il modulo elastico, relativo alla medesima muratura, pari a circa 640 N/mm^2 , è di poco inferiore al limite minimo della stessa classe, 690 N/mm^2 .

Questo risultato è imputabile alle scadenti proprietà meccaniche della malta impiegata nella realizzazione dei muri. Dalle analisi chimico-fisiche, effettuate mediante prelievo di campioni cilindrici e successive analisi in laboratorio, in molti casi si riscontra la completa assenza di legante, calce o cemento, per cui la malta utilizzata è classificabile, a tutti gli effetti, come una semplice "terra".

Oltre alle analisi sulle strutture, sono state condotte approfondite indagini geologico - geotecniche, che hanno permesso di classificare il terreno di tipologia B, definito ai sensi della normativa vigente. A tal proposito il gruppo di geotecnica del DISAT ha effettuato 6 sondaggi di cui uno a circa 80 metri di profondità, una *down-hole* e una prova di tipo SDMT, utilizzate anche

per la determinazione della posizione del *bedrock* utile per l'analisi della risposta sismica locale.

Le indagini svolte e la ricchezza di informazioni desunte, sulla base di quanto previsto dalle Linee Guida Ministeriali, consente di considerare un fattore di confidenza di 1.15 per le successive analisi.

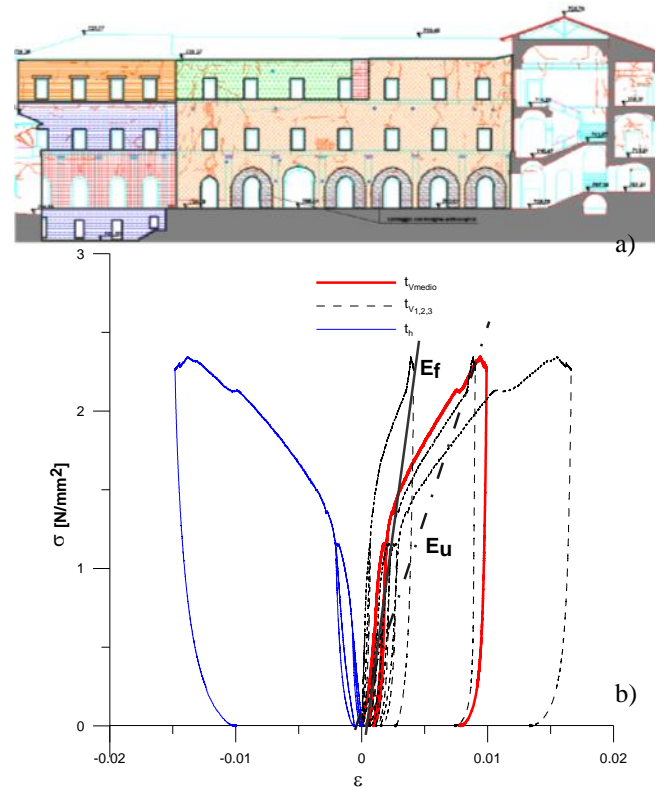


Figura 5. Indagini conoscitive e caratterizzazione delle murature: a) mappatura delle tipologie murarie; b) prove a martinetti piatti doppi

4 MODELLI STRUTTURALI

Data la consapevolezza della natura fisica variegata delle ossature murarie, la loro nascita e il loro perfezionarsi per tentativi, le regole empiriche alle quali fanno riferimento, è stato seguito nello sviluppo dell'analisi strutturale un approccio modellistico mirato alle diverse informazioni che si sono volute ottenere per delineare un quadro completo dell'intero comportamento dell'organismo. A tal fine, le strutture di Palazzo Camponeschi sono state modellate sia attraverso un modello a macro elementi che attraverso un modello continuo discretizzato ad elementi finiti. Il primo approccio si basa sul metodo FME (Frame by Macro Elements) che schematizza la struttura mediante macro elementi strutturali differenziati (maschi, fasce, nodi, ecc.), basati sull'osservazione dei reali meccanismi di danneggiamento che si instaurano sugli edifici in

muratura soggetti a sisma (Lagomarsino e Gambarotta, 1997a, 1997b, Cattari et al. 2004). Il secondo, basato sulla più classica teoria degli elementi finiti, utilizza elementi bidimensionali (lastra o piastra) a cui viene assegnato un legame costitutivo elasto-plastico non lineare.

I modelli globali, per i quali sono state fatte diverse ipotesi sulle caratteristiche dei materiali e sulle strutture sono stati realizzati sulla base della sensibilità acquisita dal rilievo geometrico, dall'analisi del danno, dalle prove sui materiali ed in particolare dallo studio dei meccanismi locali.

In particolare, le caratteristiche dei materiali, assegnate ai modelli di seguito descritti, sono riportate in Tabella 1, per quanto riguarda gli elementi in muratura, ed in Tabella 2 per quanto riguarda gli elementi in calcestruzzo armato. Per la muratura, data la forte differenziazione delle caratteristiche meccaniche, tra i diversi pannelli murari, sono state prese in considerazione due diverse tipologie di muratura, che intendono, senza svantaggiose approssimazioni, includere le restanti tipologie.

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche della muratura utilizzate in fase di modellazione.

	E (MPa)	G (MPa)	γ (kN/m ³)	f_m (N/cm ²)	τ (N/cm ²)
A	640	213	18	180	10
B	1202	400	18	270	10

Tabella 2. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato utilizzate in fase di modellazione.

	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	γ (kN/m ³)	f_m (N/mm ²)
CLS	29000	12083	25	12.5
FeB22K	206000	-	79	120

4.1 Modello FME

Un'approfondita analisi della struttura ha previsto la realizzazione di un modello non lineare completo della stessa attraverso l'approccio FME. Il modello strutturale è equivalente ad un telaio tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano. Nello specifico le pareti di Palazzo Camponeschi per la regolarità delle finestre, può essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono considerati gli elementi resistenti verticali ed orizzontali (maschi e fasce) ed i nodi rigidi che li connettono. Le travi di accoppiamento in muratura ordinaria, o fasce, sono considerate nel modello in quanto risultano adeguatamente ammorsate alle pareti, sorrette da

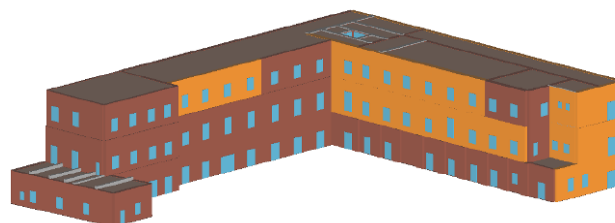


Figura 6. Rappresentazione 3D del modello a macro elementi (i colori differenziano la tipologia muraria).

archittravi strutturalmente efficaci, sviluppando quindi un completo meccanismo resistente.

Il modello, rappresentato in Figura 6, permette di valutare, attraverso un'analisi di spinta incrementale, la resistenza nel piano dei vari pannelli murari, fornendo anche preziose informazioni sulla formazione dei meccanismi di collasso. In accordo al rilievo strutturale condotto ed alla ricostruzione dell'impianto strutturale esistente, nel modello si distinguono due tipi di strutture: un sistema portante costituito da pareti realizzate con muratura in elementi lapidei omogenea a zone; un sistema di travi e pilastri in calcestruzzo armato ed in muratura di realizzazione più recente all'estremo ovest dell'edificio.

Le strutture orizzontali, quali solai in laterocemento, volte, impalcati in legno e tetti, sono stati modellati attraverso vincoli di piano rigido agenti sulle singole celle murarie e non complessivamente. Anche se questa ipotesi può risultare a sfavore di sicurezza, in particolare laddove si ignora la spinta laterale (ad esempio delle volte e dei tetti), si è ritenuto sufficiente, al fine di valutare la resistenza nel piano delle strutture, introdurre un vincolo di piano che garantisca il comportamento scatolare della struttura. Essendo l'edificio costituito da numerosi tipi di muratura aventi differenti caratteristiche meccaniche si è ritenuto opportuno raggiungere un adeguato equilibrio tra livello di dettaglio da un lato ed una ragionevole semplicità di modellazione dall'altro e definire quindi due distinti modelli strutturali, il *Modello A* caratterizzato da una sola muratura di Tipo A avente scadenti caratteristiche meccaniche, ed un secondo *Modello B*, caratterizzato da muratura di Tipo A e muratura di Tipo B (in Figura 6).

4.2 Modello continuo discretizzato con EF

Un modello apparentemente più dettagliato, ma più oneroso da un punto di vista computazionale, è stato realizzato attraverso la tecnica degli elementi finiti. Al fine di approfondire lo studio del comportamento non lineare nel piano della parete su via Camponeschi sotto carichi orizzontali, si è proceduto con la

modellazione della stessa, definendo le caratteristiche di non linearità dei legami costitutivi delle murature, per ottenere le curve di capacità sotto diverse ipotesi sui vincoli esterni.

La parete è stata modellata utilizzando elementi bidimensionali (elementi lastra) di forma triangolare e quadrangolare. Ad eccezione dell'ingresso principale, le restanti aperture risultano regolari e non necessitano di particolari accorgimenti in sede di modellazione.

E' possibile distinguere due macrozone di spessore 1.0m e 0.9m. La prima fascia, che comprende tutta la zona inferiore della parete, fino alla base del secondo ordine di aperture ha uno spessore pari a 1.0m; mentre la parte restante, che risulta essere anche la zona di maggior estensione, è associata ad uno spessore di 0.9m.

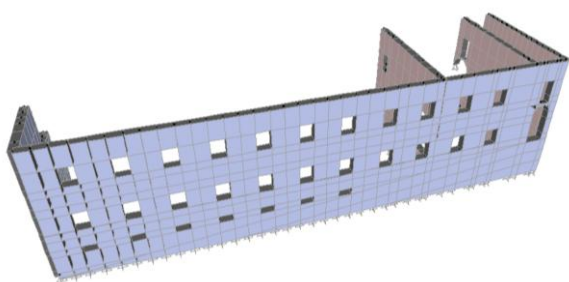


Figura 7. Rappresentazione tridimensionale del modello agli elementi finiti della facciata principale.

Analizzare la capacità della parete mediante un modello piano può risultare limitativo e produrre risultati significativamente differenti da quelli manifestati nella realtà. Infatti, per studiare il comportamento della parete non si può trascurare l'effetto di irrigidimento che forniscono le pareti ortogonali alla parete in oggetto.

Dalle piante dell'edificio, riportate nei paragrafi precedenti, è possibile desumere come vi sia un forte irrigidimento in prossimità dell'entrata principale dovuto alla presenza di tre pareti ortogonali, due delle quali distano solo 4m. Dal lato opposto, a chiusura dell'edificio c'è una sola parete ortogonale. Per un lungo tratto, la parete risulta completamente libera; questo è dovuto alla presenza dei corridoi che corrono lungo tutto il braccio del Palazzo. Si è ritenuto di considerare le pareti come perfettamente ammortate alla parete di facciata e per una profondità pari a 15m. Queste vengono vincolate al suolo e sul lato libero attraverso una serie di cerniere.

In prima approssimazione senza distaccarsi sensibilmente dalla geometria reale, si assegna alle nuove pareti gli spessori della parete di facciata, considerando anche allo stesso livello la rastremazione.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti di piano, si è ritenuto opportuno introdurre dei

vincoli di piano rigido (diaframmi di piano) solo sul lato dell'entrata principale nella zona compresa tra le tre pareti ortogonali. Questa scelta è legata alla natura degli orizzontamenti. Mentre nella zona dell'ingresso, il vano scala e le pareti forniscono un'elevata rigidità, lungo il braccio dell'edificio la presenza di una lunga volta richiede la necessità di tenere in considerazione le possibili deformazioni nel piano del solaio; in un'ipotesi limite, si è deciso di considerare trascurabile la rigidità nel piano orizzontale offerta dalla volta.

Sono state fatte diverse ipotesi sulla distribuzione dei vincoli: (1) si è considerata la parete vincolata unicamente alla base, con gli altri lati completamente liberi; (2) si è considerato l'effetto di irrigidimento del campanile adiacente vincolando anche il lato destro; (3) infine, sono stati inseriti una serie di vincoli anche in corrispondenza del piano di calpestio (della strada via Camponeschi) che comporta una riduzione graduale dell'altezza libera della parete.

5 ANALISI STRUTTURALE

5.1 Cinematismi locali

Le strutture storiche in muratura costituiscono un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive, per cui l'analisi del loro comportamento strutturale e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi. Risulta molto significativo effettuare differenti ipotesi e conseguentemente delle valutazioni distinte per i diversi meccanismi di collasso locali.

L'analisi cinematica lineare permette il calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e della corrispondente accelerazione sismica al suolo. Oltre all'analisi lineare è possibile effettuare un'analisi di tipo non lineare, che consiste nella valutazione della capacità di spostamento all'incipiente collasso. A tal fine si considerano le strutture murarie come costituite da corpi rigidi: i macroelementi coinvolti nei cinematismi. Ne consegue, dunque, che le verifiche degli edifici in muratura, eseguite attraverso l'analisi limite dell'equilibrio, hanno significato solo se è garantita una adeguata monoliticità delle pareti, tale da impedire collassi localizzati per disgregazioni della muratura.

Per il calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi λ , sono state applicate ai blocchi rigidi componenti la catena cinematica, tutte le azioni esercitate dal sistema. Il peso proprio della muratura è stato calcolato considerando un peso specifico pari a 18.4 kN/m^3 , desunto sperimentalmente da test di laboratorio eseguiti su campioni cilindrici prelevati in situ.

Nota il valore del moltiplicatore di collasso λ , si ricava l'accelerazione sismica spettrale (1).

$$a_0^* = \frac{\lambda \sum_i^n P_i}{M^* FC} \quad (1)$$

In via cautelativa è stato assunto un valore del fattore di confidenza $FC=1.15$, calcolato come sommatoria (2) dei contributi relativi ai livelli di approfondimento di ciascuna tipologia di indagine (Tabella 4.1 delle linee guida ministeriali).

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} \quad (2)$$

La verifica di sicurezza nello SLV, di un elemento isolato o di una porzione di costruzione, è soddisfatta se l'accelerazione a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente relazione

$$a_0^* > \frac{a_g(P_{VR})S}{q} \quad (3)$$

In via cautelativa è stato assunto un fattore di struttura $q=2$, consono alle capacità dissipative di un edificio in muratura storica come Palazzo Camponeschi.

La domanda in termini di accelerazione è stata definita sia in relazione alle prescrizioni delle linee guida ministeriali relative al patrimonio storico-monumentale, meno severe in relazione al valore storico-architettonico del monumento, sia in relazione alle prescrizioni delle NTC2008.

I macroelementi indagati sono stati scelti sulla base delle considerazioni riportate nel paragrafo precedente, ossia sull'interpretazione del danneggiamento occorso a seguito dell'evento sismico.

Di seguito se ne riportano due (Figura 8a): il cinematismo 1 consistente nel ribaltamento fuori del piano della parete della testata Sud (Figura 8b) e il cinematismo 2 individuato nella flessione verticale della parete sul cortile (figura 8c).

In Tabella 3 si riportano i risultati dell'analisi cinematica lineare ed in particolare i livelli di vulnerabilità definiti in relazione alle NTC2008 secondo una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, α_{NTC08} , ed alle linee guida ministeriali ($P_{VR}=17\%$ in 50 anni), $\alpha_{linee\ guida}$.

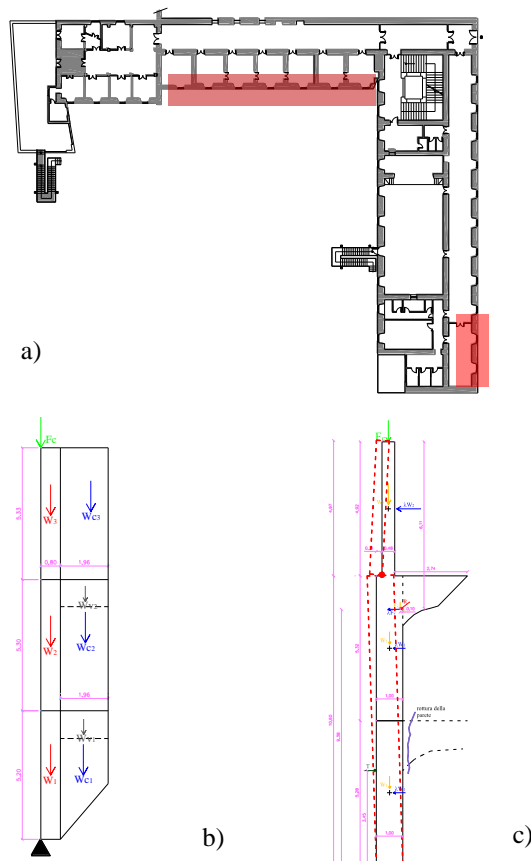


Figura 8. Cinematismi. a) riferimento planimetrico; b) cinematismo 1 – ribaltamento parete fuori del piano con distacco di cuneo laterale; c) flessione verticale della parete sul cortile.

La maggiore vulnerabilità si riscontra per il meccanismo di flessione verticale. Il risultato è convincente, specie se si considera l'azione ribaltante delle spinte delle volte, che agiscono per i primi due livelli, ed inoltre la mancanza di efficaci tirantature necessarie per opporre delle azioni resistenti nei confronti del ribaltamento fuori piano della parete.

Tabella 3. Sintesi dei risultati dell'analisi cinematica lineare

	Cine 1	Cine 2
λ	0.065	0.035
A_0^*	0.072g	0.036g
α_{NTC08}	47.60%	22.98%
$\alpha_{linee\ guida}$	60.31%	29.12%

La maggiore vulnerabilità si riscontra per il meccanismo di flessione verticale, che mostra un grado di adeguatezza sismica minimo del 23%, in riferimento alla domanda calcolata come da NTC08.

L'analisi cinematica lineare consente di valutare l'accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo. Tramite un'analisi non lineare, invece, è possibile tener conto della capacità ulteriore della struttura dopo l'innescò del cinematismo valutando lo spostamento limite prima del collasso. L'adeguatezza valutata

attraverso il confronto fra lo spostamento ultimo del meccanismo e la domanda di spostamento valutata attraverso un oscillatore equivalente è nei casi in esame superiore rispetto a quella valutata con un approccio lineare.

Infatti per il cinematismo 1 (Figura 9), ottenendo le curve del sistema sia in termini di spostamento-accelerazione (Figura 9a), sia di periodo-spostamento (Figura 9b) si arriva a valutare un'adeguatezza superiore ad 1, in quanto la domanda in spostamento risulta inferiore alla capacità.

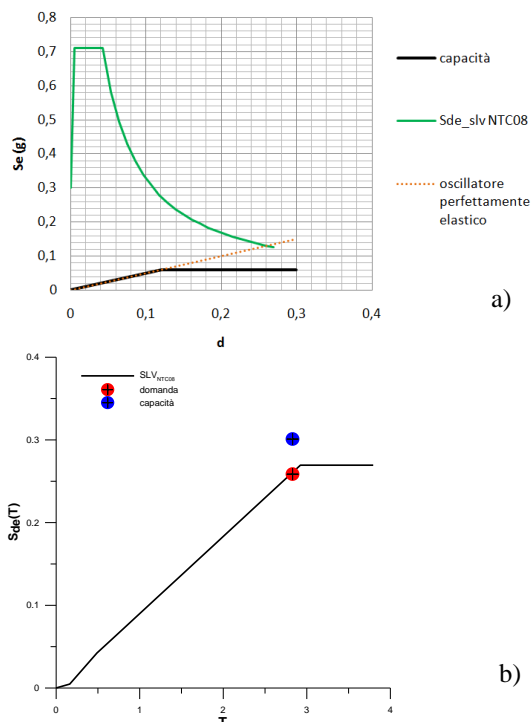


Figura 9. Cinematismo 1: analisi cinematica non lineare. a) diagramma spostamento-accelerazione; b) diagramma periodo-spostamento.

5.2 Analisi modale attraverso modelli globali

E' stata svolta l'analisi modale utilizzando i modelli globali (FME-A, FME-B). In Tabella 4 sono riportati i periodi dei primi tre modi di vibrare ed in Figura 10 le forme modali dei primi due modi nel caso FME-A.

Tabella 4. Analisi modale. Sono riportati per i due modelli globali, i periodi dei primi tre modi principali.

Modo	FME-A	FME-B
1	0.43s	0.41s
2	0.34s	0.33s
3	0.26s	0.25s

Per il modello FME-A, il primo modo di vibrare, è caratterizzato da una forma traslazionale che interessa entrambi i bracci dell'edificio con un contributo delle masse sia lungo x (20.4%) che lungo y (13.10%).

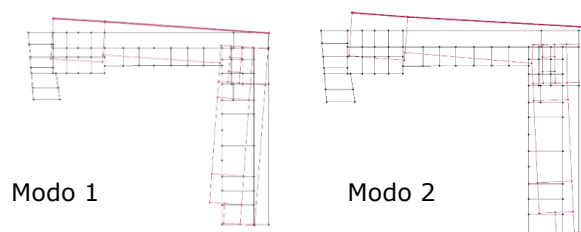


Figura 10. Prima e seconda forma modale del modello FME-A

Contrariamente, il secondo è caratterizzato dai due bracci che vibrano in contro fase con una partecipazione in massa pari a 29.2% in x e 24.4% in y. Il terzo modo, con un periodo di vibrare pari è caratterizzato da una prevalente partecipazione di massa in direzione y, pari al 27.4%, e con una ridotta partecipazione in x, pari al 4.5%. Per il modello FME-B, il primo modo di vibrare è caratterizzato da una sostanzialmente equa partecipazione di massa nelle due direzioni, pari a 16.4% e 16.7%. Il secondo modo presenta una partecipazione più accentuata in direzione x, che si attesta al 41.1%, rispetto al 14.3% in direzione y. Il terzo modo, con un periodo pari a 0.25s, vede una partecipazione di massa traslazionale più modesta, con una prevalenza in direzione x, pari al 20.8%, rispetto al 2.5% in direzione y.

5.3 Analisi di spinta

Sono state svolte due diverse analisi di spinta incrementale, sia sui modelli FME-A ed FME-B che sul modello FE della facciata principale. In particolare, le analisi sui modelli globali, sono state utilizzate per la valutazione di adeguatezza sismica attraverso i rapporti

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA}, \quad \alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA} \quad (4)$$

dove PGA_{DS} rappresenta l'accelerazione di danno severo, e PGA_{DL} l'accelerazione di danno lieve. Sono state svolte le analisi di spinta nelle due direzioni ortogonali, considerando eventuali eccentricità della massa rispetto al baricentro, con un profilo delle forze di spinta proporzionale alla distribuzione delle masse oppure alla forma del primo modo. Inoltre si è operato definendo gli spettri elastici di risposta del sito, considerando la posizione geografica, un terreno di tipo B e un coefficiente stratigrafico $S_t=1.00$, Tabella 4. I risultati dell'analisi di spinta relativa al modello A, mettono in evidenza una capacità strutturale maggiore della domanda allo SLD. La struttura è maggiormente vulnerabile spingendo in direzione X, ortogonalmente a via Camponeschi.

Tabella 5. Parametri di definizione dello spettro elastico.

SL	a_g	F_o	T_c^*
SLV	2.58	2.36	0.34
SLD	1.02	2.32	0.27

Inoltre, è sempre in questa direzione che si presenta il valore di α_u più basso, pari a 0.67, con spinta proporzionale alla forma del primo modo. Prendendo in considerazione, la direzione ortogonale, il valore più basso è pari a 0.91, riferito ad una spinta in direzione Y, con distribuzione di forze proporzionale al primo modo.

Tabella 6. Analisi di spinta sui modelli FME. Spostamento di capacità D_c e di domanda D_d per lo SLV ed SLD, e i rapporti indicativi dei livelli di adeguatezza sismica.

	$D_{c,u}$ (cm)	$D_{d,u}$ (cm)	$D_{c,e}$ (cm)	$D_{d,e}$ (cm)	α_u	α_e
FME-A						
dir X	2.92	4.38	2.55	1.57	0.67	1.62
dir Y	3.56	3.93	3.00	1.08	0.91	2.11
FME-B						
dir X	3.20	4.40	2.68	1.59	0.74	1.68
dir Y	2.53	2.51	1.99	0.87	1.01	2.13

Per il modello B, l'analisi di spinta fornisce dei risultati migliori, com'era naturale aspettarsi. La presenza di un materiale più resistente permette alla struttura di migliorare la propria capacità ultima. Per quanto riguarda l'analisi di spinta associata al modello FE della sola parete di facciata, la forza, nel piano della parete, è rappresentata da un'insieme di forze orizzontali puntuali proporzionali alla distribuzione di masse. Per ogni ipotesi di vincolo, vengono considerate due condizioni di carico, variando il segno delle forze di spinta (W-E e E-W).

In Figura 11 si può apprezzare una significativa differenza nel comportamento della struttura in funzione del segno della forza. Nel caso in cui l'azione è applicata da destra verso sinistra, è evidente, soprattutto per l'ipotesi 2 e 3 un degrado della resistenza per valori di spostamento minori rispetto alle curve associate alla spinta nella direzione opposta. Si nota inoltre come un cambio sostanziale nella risposta della struttura sia associato all'inserimento dei vincoli che seguono l'andamento del terreno (3a ipotesi); in questo caso infatti, la parete, che viene irrigidita dalla riduzione progressiva dell'altezza libera, fornisce una resistenza maggiore a scapito di una minore estensione del ramo elastico.

In entrambi i casi, è stata posta particolare attenzione all'arco presente al di sopra dell'ingresso principale che, data la geometria delle aperture, rappresenta una zona di forte concentrazione di tensioni. Indifferentemente dal

tipo di analisi, la regione in esame registra un incremento di tensioni che comporta il raggiungimento della capacità massima nel materiale. Questo effetto è apprezzabile anche dalla lettura delle curve di capacità dove, all'aumentare del danneggiamento della struttura, la capacità tende alla curva ottenuta con la prima ipotesi. Infatti, considerando l'indebolimento dato dall'estensione delle aperture, si ottiene sostanzialmente una plasticizzazione delle fasce di piano rendendo inefficace i vincoli disposti sul maschio murario all'estrema destra.

Nel caso di spinta in direzione E-W e vincoli coerenti all'ipotesi 3, man mano che la struttura si danneggia, la curva di capacità "raggiunge" i picchi definiti dalle analisi associate alle due ipotesi precedenti. L'andamento delle isostatiche all'interno della parete in prossimità del passo d'analisi associato al picco della curva di capacità, conferma la concentrazione di tensioni nell'arco. Il confronto tra i risultati ottenuti con il modello a macro elementi ed il modello continuo discretizzato ad elementi finiti è stato svolto focalizzando l'attenzione solo sulla parete su via Camponeschi (Figura 12). Lo scopo è quello di paragonare, su una porzione della struttura, la bontà della previsione fornita dai due approcci del quadro fessurativo rilevato in situ.

Il paragone diretto, in Figura 12, tra lo stato fessurativo, ed i risultati dei due modelli permette una lettura completa del comportamento della parete sottoposta ad azione orizzontale.

In Figura 12b le isostatiche del modello ad elementi finiti risultano coerenti con lo stato di danno rilevato nella parete (Figura 12a). In prossimità della zona di formazione del cuneo, sul lato opposto all'entrata principale, le isostatiche di compressione risultano orientate a 38° , sovrapponendosi alle fessure che hanno portato all'apertura della parete. Il modello FME considera le caratteristiche globali della sollecitazione a livello di macroelemento, ma in generale permette di riprodurre nell'analisi gran parte del comportamento duttile dell'insieme.

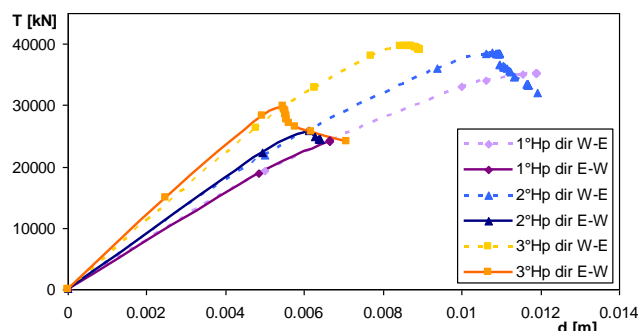


Figura 11. Curve di capacità della parete per le diverse ipotesi di vincoli con carico di spinta alternato.

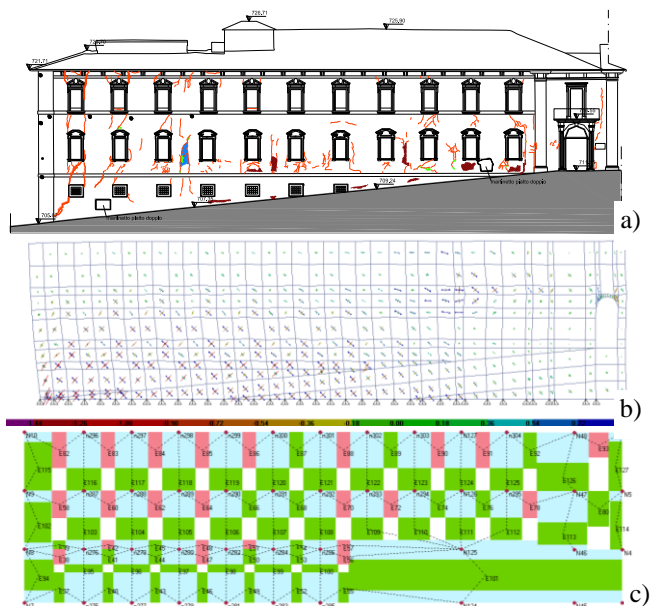


Figura 12. Stato di danno della parete principale: a) scenario; b) andamento delle tensioni attraverso analisi incrementale non lineare con modello ad elementi finiti; c) meccanismi di danno con modello a macroelementi (verde=integro, rosa=plastico presso flessione).

In Figura 12c è riportato lo scenario di danno per piccoli valori dello spostamento (0.3 cm). È possibile notare la rottura delle fasce di piano, ma non dei maschi murari. All'incrementare dello spostamento per valori prossimi ai valori ultimi riportati in Tabella 5 anche i maschi sono elasticizzati a presso-flessione. Il confronto tra modelli classici ad elementi finiti e modello a macro elementi, risulta utile per riprodurre al meglio lo stato di danno e conseguentemente verificare l'affidabilità di tali modelli. Sviluppi futuri dagli studi in atto sono attesi in relazione al ruolo che i diversi aspetti della modellazione come il legame costitutivo e la intrinseca microstruttura giocano nel riprodurre lo scenario di danno.

6 CONCLUSIONI

Il lavoro sintetizza i risultati delle numerose attività condotte per la comprensione del comportamento sismico di Palazzo Camponeschi, sede della Facoltà di Lettere e Filosofia dell'Università degli Studi dell'Aquila, situato nel centro storico della città. I differenti aspetti coinvolti quali l'analisi storica, il rilievo geometrico e del danno, la definizione di possibili legami costitutivi nonlineari per differenti porzioni di murature, l'individuazione delle strutture e del loro intrinseco funzionamento trovano una lettura univoca confermata dal calcolo. Le verifiche mediante analisi dei cinematismi locali dei singoli pannelli murari, sono affiancate da una modellazione classica ad

elementi finiti ovvero riconducendo il comportamento della struttura a quella di un telaio equivalente descritto attraverso macroelementi in grado di riprodurre i principali meccanismi di danno all'aumentare delle forze orizzontali. Il lavoro discute l'abilità dei risultati ottenuti di descrivere l'adeguatezza sismica degli edifici storici.

BIBLIOGRAFIA

- Antonacci, E., Contento, A., Fanale, L., Galeota, D., Gattulli, V., Lepidi, M., Potenza, F., 2009. Seismic Analysis of Complex Masonry Buildings, *Atti di WONDERmasonry*, 8-10 Ottobre, Lacco Ameno, IT.
- Antonacci, E., Ceci, A.M., Fanale, L., Galeota, D., Gattulli, V., Lepidi, M., Potenza, F., Quaresima, R., 2010a. Il Ruolo della Conoscenza e dell'Analisi dei Materiali e delle Strutture nei Progetti di Intervento sui Palazzi Storici dell'Università dell'Aquila, *Atti di Sicurezza e conservazione nel recupero dei beni culturali colpiti da sisma*, 8-9 Aprile, Venezia, IT.
- Antonacci, E., Galeota, D., Gattulli, V., Fanale, L., 2010b. Analisi del Danno Strutturale e del Comportamento Sismico di Palazzo Carli. Atti Convegno *L'Università e la ricerca per l'Abruzzo – Il come e il perché dei danni ai monumenti*, 17-19 giugno, L'Aquila.
- Augenti, N., Parisi, F., 2010. Learning from construction failures due to the 2009 L'Aquila, Italy, earthquake. *J. of Performance of constructed facilities*, **24**(6), 536-555.
- Binda, L., Chesi, C., Parisi, M.A., 2010. Seismic damage to churches: observations from the L'Aquila, Italy, earthquake and considerations on a case-study. *Proc. of Adv. Mat. Research*, **133-134**, 641-646.
- Cattari, S., Falasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., 2004. Analisi Non Lineare di Edifici in Muratura con il Programma TREMURI. Atti *XI Congresso ANIDIS*, 25-29 gennaio, Genova.
- Ceci, A.M., Contento, A., Fanale, L., Galeota, D., Gattulli, V., Lepidi, M., Potenza, F., 2010. Structural Performance of the Historic and Modern Buildings of the University of L'Aquila during the Seismic Events of April 2009, *Engineering Structures*, **32**(7), 1899-1924.
- Centofanti, M., Continenza, R., De Beardinis, P., Di Egidio, A., Dominici, D., Galeota, D., Gattulli, V., Morganti, R., Totani, G., 2010. Miglioramento Sismico e recupero di Palazzo Camponeschi. Atti Convegno *L'Università e la ricerca per l'Abruzzo – Il come e il perché dei danni ai monumenti*, 17-19 giugno, L'Aquila.
- Lagomarsino, S., Gambarotta, L., 1997a. Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Wall. Part I: the Mortar Joint model and its applications. *Earthquake Eng and Struct Dyn*, **26**, 423-439.
- Lagomarsino, S., Gambarotta, L., 1997b. Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Wall. Part II: the continuum model and its applications. *Earthquake Eng and Struct Dyn*, **26**, 441-462.
- Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, Circolare n°26 del 2 dicembre 2010.
- Modena, C., Da Porto, F., Casarin, F., Munari, M., Simonato, E., 2010. Cultural Heritage Buildings and the Abruzzo earthquake: Performance and Post-Earthquake Actions. *Proc. of Adv. Mat. Research*, **133-134**, 3-17.