

A study of local collapse mechanisms of an ancient church in Matera

Michelangelo Laterza^a, Michele D'Amato^a, Vito Michele Casamassima^a, Michele Signorelli^a

^a DICEM – Dept. of European and Mediterranean Cultures: Architecture, Environment and Cultural Heritage. University of Basilicata, 75100 Matera, Italy.

Keywords: calcarenite, churches, local collapse mechanisms, macro-elements, masonry.

ABSTRACT

The conservation and protection of the Italian architectural heritage is a current and particularly interesting theme for the scientific community. A part of this historical heritage is represented by worship places made traditionally with masonry systems that result, nowadays, still open to the public.

In this work, particular attention is paid to the churches typology found within the “Sassi” UNESCO site of Matera. They are very often built with calcarenite masonry, a local rock also frequently named “tuff”, and show a high degree of seismic vulnerability also facilitated by many factors such as, for example, the material inhomogeneity, the low connections among the structural elements in conjunction with an inadequate maintenance status. In this paper the most vulnerable local collapse mechanisms of an ancient masonry church are at first individuated and, then, analytically evaluated. Two different approaches are followed: by using the classical kinematic linear analysis, and by simulating the nonlinear response of these macro-elements by the means of nonlinear pushover analyses. Moreover, in the paper some comparisons among the obtained results are shown.

1 INTRODUZIONE

La salvaguardia e la conservazione del patrimonio storico architettonico italiano dal rischio sismico è una tematica attuale e di particolare interesse per la comunità scientifica. Parte del patrimonio storico costruito è rappresentato da luoghi di culto realizzati molto spesso da sistemi edilizi in muratura.

Parte integrante di tale patrimonio è il sito Unesco dei Sassi di Matera, ove è dominante la presenza di Chiese sia scavate (rupestri) sia costruite accomunate tra loro nell'utilizzo di strutture in murature sia verticali sia voltate per realizzare gli orizzontamenti di piano e le coperture. (Giuffrè, 1997).

La muratura impiegata in tali strutture, è costituita da blocchi di calcarenite, roccia sedimentaria locale denominata impropriamente anche “tufo di Matera”, costituita da blocchi di forma quadrata tenuti insieme da malte prevalentemente di calce che fungevano da legante.

Come noto a seguito dei recenti eventi sismici registrati in Italia (Aquila 2009, Norcia 2016), le chiese storiche in muratura presentano un'elevata vulnerabilità sismica (Lagomarsino e Podestà

2005), (Benedetti, 1982) dovuta a diversi fattori quali ad esempio:

- lo scarso ammassamento tra gli elementi strutturali;
- l'intrinseca bassa capacità delle murature esistenti di resistere a tensioni di trazione;
- la presenza di numerosi elementi aggettanti particolarmente vulnerabili rispetto alle azioni orizzontali;
- la vetustà delle strutture dovuta alla scarsa/assente attività di manutenzione delle stesse;
- la presenza di organismi strutturali compositi, ovvero realizzati da più parti realizzate in periodi storici differenti aventi uno scarso/assente collegamento tra loro.

Tali caratteristiche fanno sì che, per effetto di azioni laterali anche di modesta entità il danno strutturale si concentra solo in alcune parti della struttura, attivando meccanismi di risposta che riguardano solo alcune parti della struttura, piuttosto che avere una risposta globale dell'intera costruzione. (Brencich e Lagomarsino 1997).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-08, 2008) e le Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio

culturale (Circ. 26 Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2010) indicano diversi metodi per l'analisi della risposta sismica di porzioni e/o strutture in muratura, che richiedono un numero maggiore di informazioni ed hanno un crescente livello di raffinatezza nella modellazione:

- analisi semplificate;
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità;
- analisi non lineari.

Le diverse tipologie di analisi permettono di giungere a risultati con un livello di attendibilità crescente in relazione al numero di informazioni disponibili e al livello di raffinatezza nella modellazione. Ad esempio, è evidente che un'analisi semplificata come quella a macro elementi non coglierebbe, a differenza di un'analisi non lineare, le possibili ridistribuzioni delle sollecitazioni dovute alle fessurazioni interne. D'altra parte, modelli complessi richiederebbero oltre che notevoli oneri computazionali anche un'oculata valutazione dell'attendibilità dei risultati ottenuti, molto spesso dipendenti dalle ipotesi di modellazione adottate. Ne consegue, quindi, la necessità di definire modelli interpretativi che seppur meno complessi e quindi semplificati risulterebbero capaci di portare in conto i principali fattori da cui dipendono i possibili meccanismi di risposta.

Nel presente lavoro è stato affrontato lo studio della vulnerabilità sismica di una chiesa in muratura di tufo di Matera, denominata Chiesa di San Rocco, realizzata a metà del 1300 e attualmente aperta al culto. In particolare in questo articolo dapprima vengono esaminate le caratteristiche strutturali principali del caso studio, e successivamente presentati i risultati numerici a valle dell'analisi di vulnerabilità sismica eseguita con riferimento ai meccanismi di risposta considerati. Il presente lavoro rientra all'interno di un'estesa campagna studio attualmente in corso e riguardante le chiese Materane (Laterza et al., 2017a, Laterza et al., 2017b).

2 CASO STUDIO: LA CHIESA DI SAN ROCCO

La chiesa di San Rocco, nota anche come San Anna, fu costruita come segno di gratitudine al santo durante la grande peste del 1348. Essa fu innalzata tra il Sasso Barisano, il largo di S. Biagio e la piana di S. Maria la Nova.

Raccogliendo le informazioni derivanti dalle fonti storiche a disposizione è possibile

concludere che nel 1544/1545, secondo gli atti della visita pastorale, la chiesa si presentava con un'unica navata con quattro altari, due per lato, e quindi di dimensioni molto ridotte rispetto a quelle attuali.

La chiesa venne successivamente ristrutturata nel 1935/1936 con la sostituzione della copertura, e poi nel 1938 quando essa fu rimodernata in maniera radicale, come attesta l'epigrafe sul portale, rendendo difficile l'individuazione dell'originaria configurazione degli interni e della facciata.

Oggi la chiesa, addossata sul lato destro alle edificazioni attigue, si presenta con una facciata caratterizzata da un portale costituito da incorniciatura con bordo interno concavo, un timpano triangolare spezzato sorretto da due mensole a volute (Figura 1); al centro, sopra l'architrave, vi è una lapide dedicatoria. All'interno, la navata centrale presenta archi che si susseguono lungo i fianchi formando, a destra, nicchie che accolgono altari minori, e a sinistra, altrettanti ingressi all'unica navata laterale. La navata laterale presenta una copertura composta da volte a crociera, mentre la navata centrale viene coperta da una volta a botte. L'imposta dell'ampia volta a botte è marcata da un cornicione aggettante. L'arco trionfale introduce nel presbiterio e nell'abside semicircolare concluso da una cupola (Figura 2); le pareti sono caratterizzate dalla presenza di stucchi e dipinti murari.



Figura 1. Facciata anteriore chiesa di San Rocco – Matera.

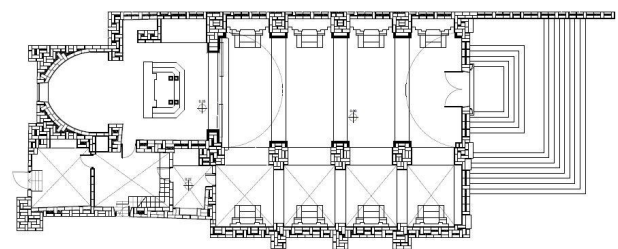


Figura 2. Pianta chiesa di San Rocco – Matera.

L'apparecchiatura muraria si compone di più strati, connessi tra loro grazie all'impiego di blocchi disposti di testa, i diatoni, che si inseriscono trasversalmente nei filari, le cui altezze variano tra i 25 e 27 cm. La larghezza dei blocchi è, invece, compresa tra i 20 e i 25 cm e la lunghezza tra i 45 e 60. Sottili giunti di malta, dello spessore non maggiore a 0,5 cm, si giustappongono tra i blocchi fungendo da legante, il quale sarà ottenuto dalla stessa polvere di tufo, impiegata come inerte, mescolata a calce.

Lo spessore delle murature della chiesa di San Rocco, compreso tra i 50 e i 75 cm circa, è stato ottenuto, come accade spesso nelle edificazioni dei Sassi, trascurando il contatto interno tra i blocchi: gli spazi all'interno del muro, tra un concio e l'altro, venivano colmati con scaglie di pietra e malta, realizzando in tal modo una sorta di conglomerato più o meno compatto.

Nel caso in esame i fattori da considerare nella valutazione della qualità muraria, riguardano la rispondenza o meno alla cosiddetta "regola d'arte", ovvero gli accorgimenti costruttivi che garantiscono il buon comportamento dell'elemento e ne assicurano la compattezza ed il monolitismo (Figura 3). Nel caso oggetto di studio è stata confermata la rispondenza alla cosiddetta "regola d'arte" ovvero:

- Giunti sottili di malta di buona qualità;
- Presenza di diatoni trasversali che collegano il paramento esterno a quello interno;
- Blocchi di tufo squadrati di forma pressoché regolare;
- Lo sfalsamento tra i giunti verticali.

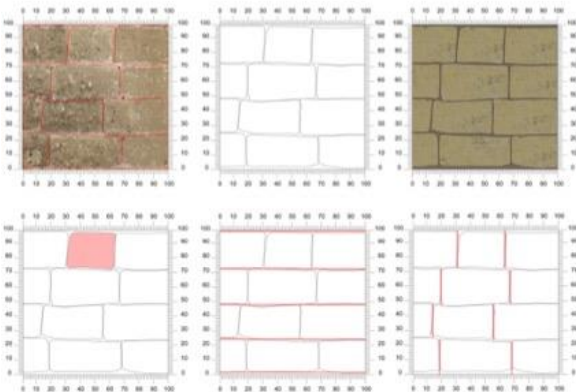


Figura 3. Muratura chiesa di San Rocco – Matera.

3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA IMPIEGANDO I MACROELEMENTI

L'analisi cinematica lineare viene impiegata per la valutazione della vulnerabilità sismica dei meccanismi di risposta di porzioni di costruzioni. Tali porzioni, denominate anche *macro-elementi*, vengono individuate a priori poiché, così come evidenziato nei recenti terremoti, hanno mostrato meccanismi di risposta simili, interessando solo porzioni limitate dell'intero organismo strutturale. E' evidente che la verifica nei riguardi di tali ipotetici meccanismi di risposta assume significato se e soltanto se viene garantito un comportamento monolitico delle pareti murarie, tale da impedire collassi per disgregazione della muratura.

Per macro elemento si intende una parte costruttivamente riconoscibile e compiuta del manufatto, che può coincidere con una parte identificabile anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale, è di norma estesa almeno ad un'intera parte o ad un orizzontamento, ma solitamente è formata da più pareti ed elementi orizzontali connessi tra loro a costituire una parte costruttivamente unitaria, e in alcuni casi, volumetricamente definita, pur se in genere collegata e non indipendente dal complesso della costruzione.

Al fine della valutazione della sicurezza sismica dei beni culturali le Linee Guida di cui alla Circolare n. 26/2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali definiscono tre differenti livelli di valutazione con diverso livello di approssimazione in relazione al risultato atteso:

- *Livello di Valutazione LV1*, per la valutazione della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale sui beni culturali tutelati;
- *Livello di Valutazione LV2*, per le valutazioni con un approccio a macro elementi;
- *Livello di Valutazione LV3*, per un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto con un approccio ad elementi finiti, ove si tiene conto dell'interazione delle diverse porzioni del manufatto in esame.

Con particolare riferimento al livello di valutazione LV2 per le chiese, le Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale hanno catalogato 28 meccanismi di collasso per effetto delle azioni

sismiche, così come riportato in Figura 4. Alcuni sono:

- *Ribaltamento della facciata*: Il meccanismo di ribaltamento rappresenta una delle situazioni di danno più frequenti provocate da un evento sismico. Il cinematiso si verifica a seguito della formazione di una o più cerniere cilindriche, orizzontali o inclinate, attorno alle quali ruota rigidamente il blocco interessato da sollecitazioni fuori dal piano. Nel caso specifico delle facciate, l'assenza totale di ammorsamenti o l'inefficienza dei collegamenti con i muri perimetrali determina, nei casi di attivazione del cinematiso in oggetto, la formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale, alla base o in quota rispetto al piano di campagna, e di un conseguente quadro fessurativo corredato di lesioni pressoché verticali, poste in prossimità dei cantonali. A favorire l'attivazione del cinematiso concorre la presenza di elementi spingenti, come puntoni di copertura, volte o archi, o ancora grandi aperture nelle pareti laterali.
- *Ribaltamento del timpano*: Tale danneggiamento è conseguenza dell'attivazione di un meccanismo di lesione orizzontale che investe la parte sommitale di facciata, determinando la rotazione fuori dal piano di macro elementi cuneiformi, a seguito della formazione di cerniere cilindriche oblique. Il meccanismo in questione è favorito dall'assenza di un'adeguata e funzionale connessione tra la struttura del timpano e la copertura che poggia su questa; inoltre, ulteriore causa determinante è la presenza di una pesante trave di colmo che genera un'azione di martellamento sulla parete, in vista di un evento tellurico, provocando l'instaurarsi di condizioni di instabilità.
- *Risposta trasversale dell'aula*: si tratta dello spazio compreso tra le pareti di chiusura laterale, le quali possono essere soggette, in occasione di evento sismico, a meccanismi di rottura che provocano ribaltamento fuori dal piano, sviluppando deformazioni o abbassamenti in chiave di archi o volte con conseguente formazione di cerniere plastiche. Il quadro fessurativo che ne deriva è composto da lesioni longitudinali, rispetto allo sviluppo dell'ambiente, che interessano gli archi di irrigidimento e che possono

proseguire anche lungo le volte. Catene trasversali e contrafforti esterni contribuiscono al miglioramento della risposta trasversale dell'aula. La valutazione della capacità dell'aula di opporsi alla sollecitazione sismica avviene, innanzitutto, considerando nel calcolo una sola porzione della stessa, generalmente coincidente con il modulo o campata centrale.



Figura 4. Meccanismi di collasso secondo le Linee Guida 2010.

Le Linee Guida di cui alla Circolare n. 26/2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, consentono di valutare la vulnerabilità dei diversi macro elementi attraverso l'analisi cinematica lineare con approccio basato sul principio dei lavori virtuali.

I diversi meccanismi di collasso che interessano il caso studio che si andrà a valutare, vengono individuati attraverso la lettura della conformazione del fabbricato e delle sue caratteristiche costruttive. Il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi calcolato attraverso l'applicazione del teorema dei lavori virtuali è dato da (1) (Circolare n° 617 del 02-02-2009 - equazione C8A.4.1):

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^0 F_h \delta_h = L_{fi} \quad (1)$$

L'accelerazione spettrale di attivazione dei meccanismi a_0^* (Circolare n° 617 del 02-02-2009

- equazione C8A.4.4) viene calcolata nel modo seguente (2):

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* F_c} \quad (2)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, e^* la frazione di massa partecipante e F_c il fattore di confidenza. La verifica secondo l'analisi cinematica lineare viene condotta in termini di accelerazione, confrontando la capacità α_0^* del cinematisma definita come sopra riportato, con la domanda sismica come riportato nelle Formule da (3) a (6):

Elementi isolati o porzione della costruzione comunque appoggiata a terra.

$$\alpha_0^* \geq \frac{\alpha_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \quad (3)$$

$$\alpha_0^* \geq \alpha_g(P_{VR}) \cdot S \quad (4)$$

Porzioni della costruzione posta ad una certa quota.

$$\alpha_0^* \geq \begin{cases} \frac{\alpha_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \\ \frac{S_g(T_1) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma}{q} \end{cases} \quad (5)$$

$$\alpha_0^* \geq \begin{cases} \alpha_g(P_{VR}) \cdot S \\ S_g(T_1) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \end{cases} \quad (6)$$

4 CASO STUDIO: ANALISI CINEMATICA LV2

L'approccio a macro elementi per la valutazione della vulnerabilità sismica viene di seguito applicato al caso studio della Chiesa di San Rocco, precedentemente descritta in dettaglio. Si riportano alcune delle analisi eseguite mediante l'applicazione dell'analisi cinematica lineare sui diversi macro elementi individuati, assumendo un fattore di confidenza $FC=1.35$. Inoltre, è stato assunto un sottosuolo di Categoria A (fattore di amplificazione stratigrafica $S=1$) e, cautelativamente un fattore di struttura $q=1$ per tutti i meccanismi di risposta. Il valore della massa partecipante e^* , è stata

cautelativamente assunta pari al 100% in tutti i casi.

Nel caso specifico analizzato, è stata stimata l'entità sismica in un periodo di riferimento VR di 30 anni, da intendersi come vita nominale ridotta così come indicato nelle le Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, ottenuto moltiplicando il valore della vita nominale della chiesa, pari a 20 anni, e il coefficiente 1,5 determinato dalla classe d'uso III, associata a significativi affollamenti. Di seguito si riporta la Tabella 1 che definisce la pericolosità sismica di base del sito in esame.

Tabella 1. Accelerazioni attese in sito.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C (s)
SLO	30	0,038	2,470	0,283
SLD	35	0,041	2,484	0,288
SLV	332	0,121	2,494	0,341
SLC	682	0,158	2,519	0,346

4.1 Ribaltamento semplice della facciata



Figura 5. Ribaltamento semplice della facciata.

È stato ipotizzato un meccanismo di collasso che prevede il ribaltamento fuori dal piano del prospetto d'ingresso con coinvolgimento di tutte le paraste (Figura 5). Nel calcolo del moltiplicatore è stato considerato parte del proprio peso della prima volta a crociera e della volta a botte che poggiano anche sulla facciata unitamente al peso della muratura sovrastante. Infine, su quest'ultima, è stato considerato il

carico portato dalle capriate di copertura a chiusura della navata centrale, e le mezze capriate di chiusura di quelle laterali.

Per il cinematismo considerato, i momenti stabilizzanti e ribaltanti sono riportati in Tabella 2, mentre in Tabella 3 vengono riportati il moltiplicatore di collasso α_0 , l'accelerazione al suolo a_g^* corrispondente all'attivazione del meccanismo, e le accelerazioni attese al suolo a_g in sito allo SLV e SLC, assumendo un periodo di riferimento $V_R=35$ anni.

Tabella 2. Ribaltamento semplice facciata.

Momento stabilizzante		Momento ribaltante		
Peso proprio parete	Carico volte e murature	Inerzia parete	Inerzia volte e murature	Spinta delle volte
(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)
502,96	353,25	8223	2829,5	105,08

Tabella 3. Ribaltamento semplice facciata. Risultati.

Moltiplicatore di collasso α_0	Acc. al suolo di attivazione del cinem. a_g^*	Accelerazione al suolo attesa in sito a_g	
		SLV	SLC
0,068	0,050g	0,121g	0,158g

4.2 Ribaltamento semplice parete laterale inferiore

Dal prospetto orientato a nord, si considera la porzione inferiore della parete a chiusura della navata laterale, per la quale si ipotizza un meccanismo di rotazione fuori dal piano, ipotizzando la formazione di una cerniera orizzontale cilindrica alla quota del piano di calpestio (Figura 6). Nel cinematismo considerato vengono portati in conto anche i contrafforti realizzati per contenere le spinte statiche delle strutture voltate interne.

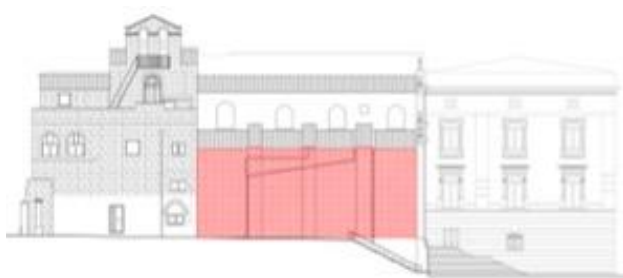


Figura 6. Ribaltamento semplice parete laterale inferiore.

I valori dei momenti stabilizzanti e ribaltanti sono riportati in Tabella 4 e Tabella 5, mentre in

Tabella 6 vengono riportati il moltiplicatore di collasso α_0 , l'accelerazione al suolo a_g^* corrispondente all'attivazione del meccanismo, e le accelerazioni attese al suolo a_g in sito allo SLV e SLC.

Tabella 4. Ribaltamento semplice parete laterale inferiore.

Momento stabilizzante		
Peso proprio parete e contrafforti	Carico coperture	Carico volte
(KNm)	(KNm)	(KNm)
1645,8	37,97	241,68

Tabella 5. Ribaltamento semplice parete laterale inferiore.

Momento ribaltante			
Inerzia parete e contrafforti	Inerzia copertura	Inerzia volte	Spinta delle volte
(KNm)	(KNm)	(KNm)	(KNm)
5318,1	182,9	983,55	510,3

Tabella 6. Ribaltamento semplice parete laterale inferiore. Risultati.

Moltiplicatore di collasso α_0	Acc. al suolo di attivazione del cinem. a_g^*	Accelerazione al suolo attesa in sito a_g	
		SLV	SLC
0,218	0,161g	0,121g	0,158g

4.3 Risposta longitudinale del colonnato

Il macro elemento "colonnato longitudinale", è posto a separazione tra la navata principale e quella laterale. Per il cinematismo considerato si assume un ribaltamento semplice dei piedritti attorno a cerniere di base, e la formazione di due cerniere per ciascuna arcata presente (Figura 7). I valori dei momenti stabilizzanti e ribaltanti sono riportati in Tabella 7 e Tabella 8, mentre in Tabella 9 vengono riportati il moltiplicatore di collasso α_0 , l'accelerazione al suolo a_g^* corrispondente all'attivazione del meccanismo, e le accelerazioni attese al suolo a_g in sito allo SLV e SLC.

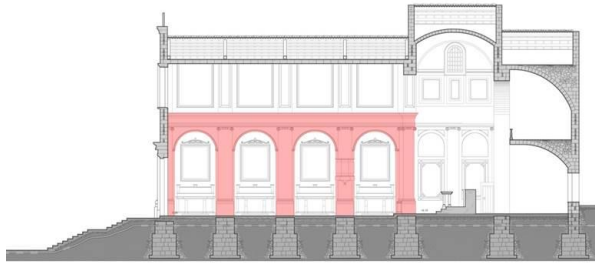


Figura 7. Risposta longitudinale del colonnato.

Tabella 7. Risposta longitudinale del colonnato.

Momento stabilizzante		
Peso proprio macro elementi	Carico murature sovrastanti, volta a botte e capriate	Carico volte a crociera
(KNm)	(KNm)	(KNm)
355,889	527,78	43,482

Tabella 8. Risposta longitudinale del colonnato.

Momento ribaltante		
Inerzia macro elementi	Inerzia murature sovrastanti, volta a botte e capriate	Inerzia volte a crociera
(KNm)	(KNm)	(KNm)
2391,902	3677,46	398,337

Tabella 9. Risposta longitudinale del colonnato. Risultati.

Moltiplicatore di collasso α_0	Acc. al suolo di attivazione del cinem. a_g^*	Accelerazione al suolo attesa in sito a_g	
		SLV	SLC
0,143	0,106g	0,121g	0,158g

4.1 Risposta trasversale dell'aula

Il moltiplicatore di tale cinematismo viene calcolato assumendo la formazione di cerniere alla base dei piedritti e due cerniere nelle due arcate trasversali presenti (Figura 8). I valori dei momenti stabilizzanti e ribaltanti sono riportati in Tabella 10 e Tabella 11, mentre in Tabella 12 vengono riportati il moltiplicatore di collasso α_0 , l'accelerazione al suolo a_g^* corrispondente all'attivazione del meccanismo, e le accelerazioni attese al suolo a_g in sito allo SLV e SLC.

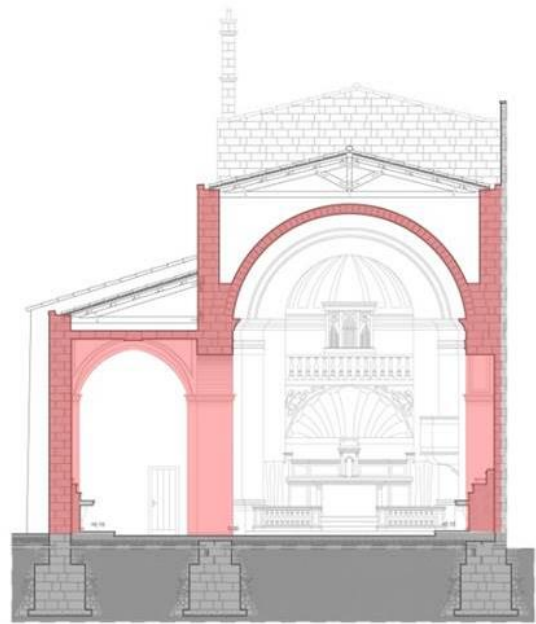


Figura 8. Risposta trasversale dell'aula.

Tabella 10. Risposta trasversale dell'aula.

Momento stabilizzante		
Peso proprio macro elementi	Carico volte	Carico coperture
(KNm)	(KNm)	(KNm)
1127,27	22,88	66,78

Tabella 11. Risposta trasversale dell'aula.

Momento ribaltante		
Inerzia macro elementi	Inerzia volte	Inerzia coperture
(KNm)	(KNm)	(KNm)
7298,45	120,53	941,49

Tabella 12. Risposta trasversale dell'aula. Risultati.

Moltiplicatore di collasso α_0	Acc. al suolo di attivazione del cinem. a_g^*	Accelerazione al suolo attesa in sito a_g	
		SLV	SLC
0,146	0,108g	0,121g	0,158g

5 CASO STUDIO: ANALISI DI PUSHOVER LV3

Per ciascun meccanismo di collasso precedentemente studiato con l'approccio a macro elementi di tipo LV2, si è proceduto anche ad una valutazione della vulnerabilità sismica più accurata in accordo al livello LV3, ovvero mediante l'impiego di un modello non-lineare agli elementi finiti e l'impiego di analisi di pushover. La modellazione di tutti i meccanismi di collasso considerati in precedenza, è stata eseguita in SAP 2000 v. 18, ove è stato anche

implementato un modello globale elastico (Figura 9), quest'ultimo impiegato per stabilire più precisamente la ripartizione dei carichi verticali sugli elementi portanti e le spinte delle strutture voltate.

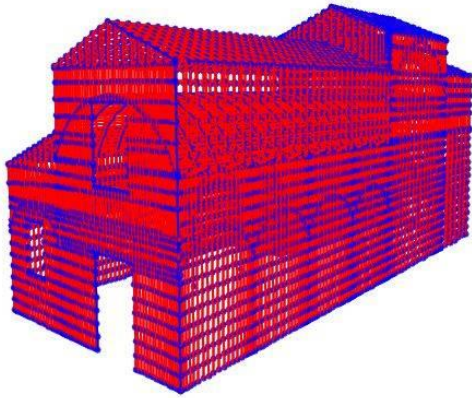


Figura 9. Modello globale.

A valle dell'analisi a carichi verticali sul modello globale, le aliquote di carico verticale con le relative spinte sono state assegnate ai macro-elementi considerati, e successivamente sono state eseguite le analisi di pushover sino al collasso. Da Figura 10 a Figura 13 si riportano i modelli FEM implementati. In particolare per gli elementi Shells non lineari è stato assegnato il legame costituito riportato in Figura 14, mentre per gli elementi frame in muratura invece è stato impiegato il legame indicato in Figura 15.

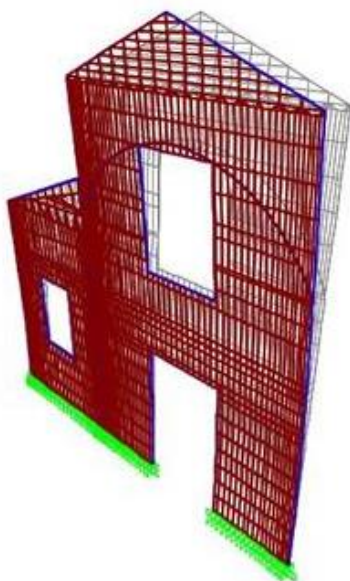


Figura 10. Facciata.

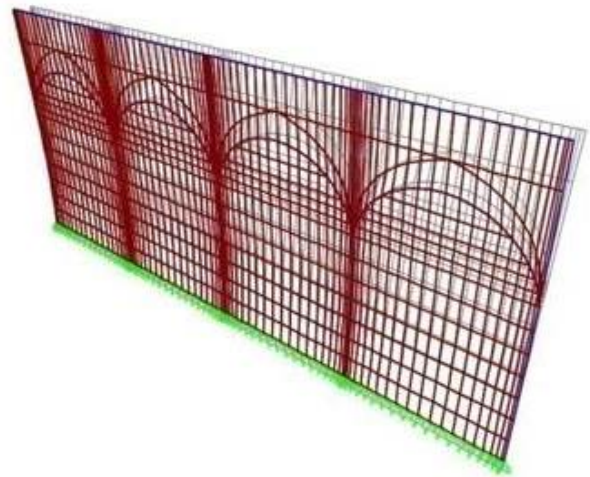


Figura 11. Parete laterale inferiore.

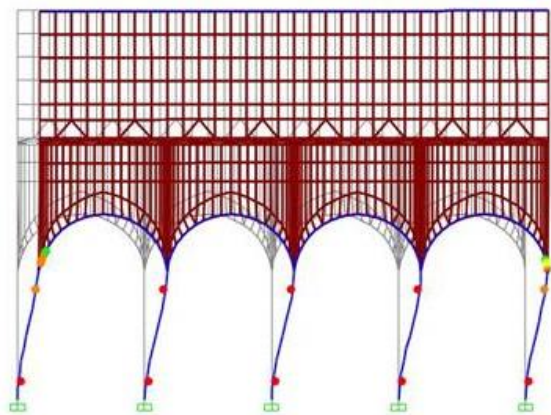


Figura 12. Colonnato.

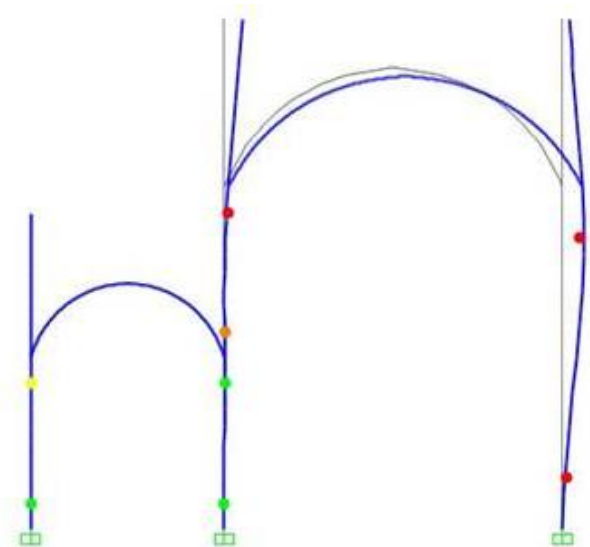


Figura 13. Aula.

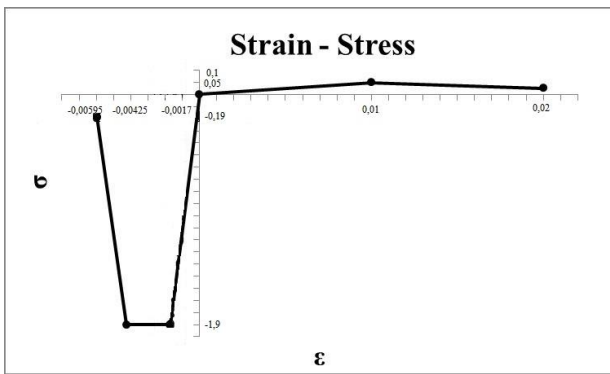


Figura 14. Legame Strain – Stress. σ (MPa).

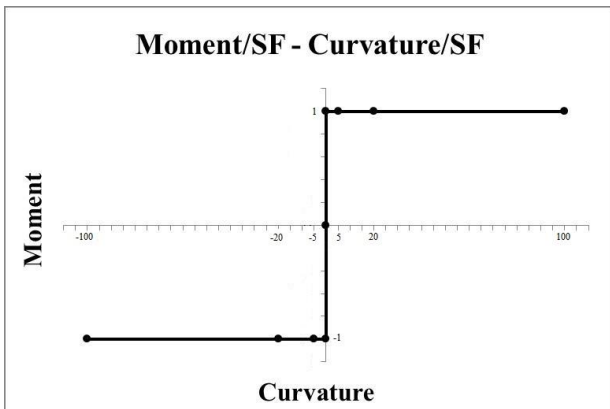


Figura 15. Legame Moment/SF – Curvature/SF. Moment/SF=26.5 kN m, Curvature/SF=0.0027 m^{-1}

6 CONFRONTI LV2 VS LV3

I confronti tra i risultati ottenuti con il metodo LV2 (a macro elementi) e il metodo LV3 (analisi di pushover) vengono riportati nei grafici dalla Figura 16 alla Figura 19, in termini di spostamento in sommità d - accelerazione a_0^* spettrale corrispondente all'attivazione del meccanismo in esame. Inoltre, per completezza vengono riportate anche le accelerazioni a_0 spettrali corrispondenti a quelle attese a_g per il sito in esame sia allo SLV sia allo SLC. I risultati numerici sono sintetizzati anche nell'istogramma di Figura 20.

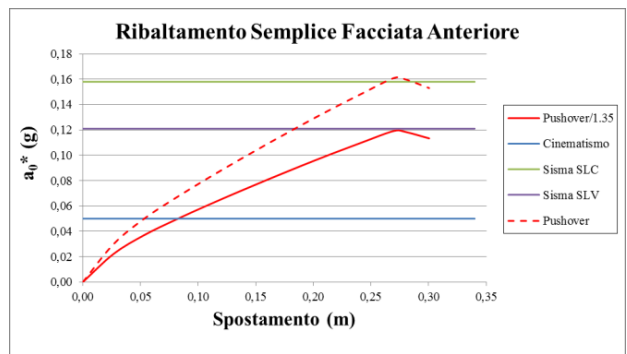


Figura 16. Confronti Ribaltamento semplice facciata.

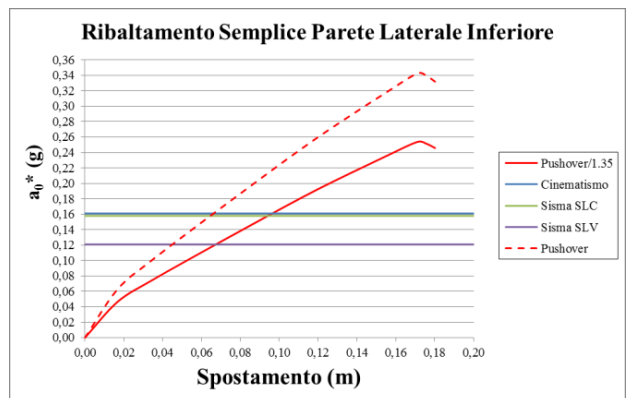


Figura 17. Confronti Ribaltamento semplice parete laterale inferiore.

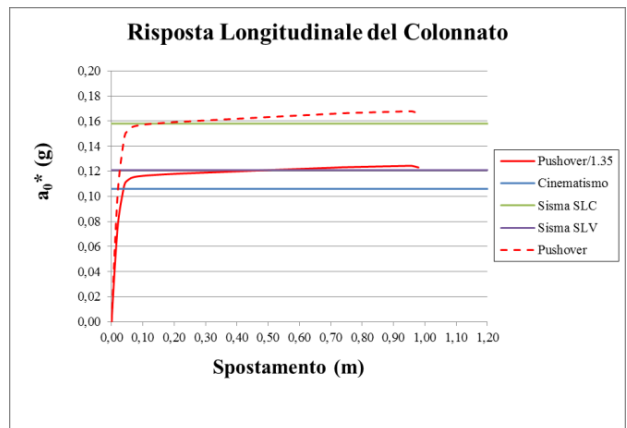


Figura 18. Confronti Risposta longitudinale del colonnato.

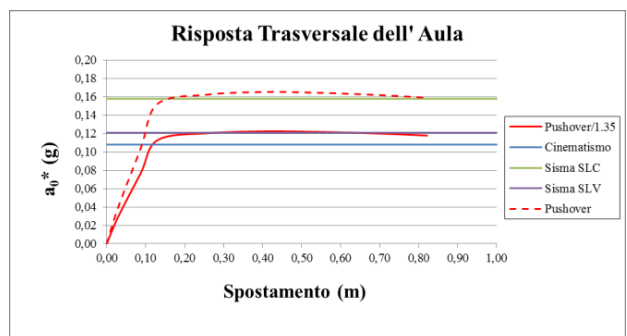


Figura 19. Confronti Risposta trasversale dell'aula.

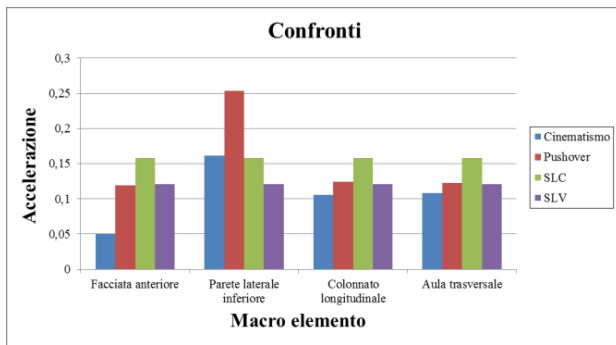


Figura 20. Istogramma dei confronti.

I confronti effettuati sul caso studio della Chiesa di San Rocco sono stati effettuati abbattendo la curva di pushover, così come indicato dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” di cui alla Circolare n.26/2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, utilizzando FC nel caso specifico pari a 1.35. Dai confronti eseguiti, sul caso oggetto di studio, si osserva che per tutti i cinematismi studiati, l’analisi di livello LV2 fornisce accelerazioni corrispondenti al cinematismo considerato sempre inferiori rispetto al livello LV3. Queste differenze di accelerazioni sono abbastanza prevedibili per via della natura stessa che le due tipologie di analisi hanno. Nel caso in esame con il livello LV3 sono state riscontrate accelerazioni massime sempre maggiori di circa il 30 per cento.

7 CONCLUSIONI

Le chiese rappresentano senza dubbio una parte importante del nostro patrimonio monumentale per cui la loro conservazione, oltre che la salvaguardia delle vite umane in esse presenti, è obiettivo fondamentale da perseguire attraverso opportune verifiche di sicurezza ed eventuali interventi di miglioramento sismico.

Le “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” di cui alla Circolare n.26/2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, indicano i livelli di sicurezza minimi per tali edifici derogando, in ragione innanzitutto delle esigenze di conservazione del bene, dagli standard richiesti alle strutture ordinarie. Ciò è racchiuso nel concetto di vita nominale ridotta: scegliere, cioè, intervalli temporali più brevi ove verificare la sicurezza rispetto ad azioni sismiche più basse a cui sono legate, evidentemente per la natura intrinseca dei beni monumentali, i rischi maggiori. In tale ottica, la sicurezza potrà essere

certificata anche progettando eventuali interventi meno invasivi, poiché questi tuteleranno il bene monumentale per un numero minore di anni. Concluso il periodo relativo alla vita nominale, l’utilizzo della costruzione potrà essere esteso a seguito di un aggiornamento delle condizioni di sicurezza.

Nel presente lavoro, in particolare, sono stati esaminati e confrontati il livello LV2 e il livello LV3 per la valutazione della sicurezza sismica, con particolare riferimento ad un caso studio, la chiesa di San Rocco in Matera. Con riferimento al caso in esame, l’analisi a macro elementi ha confermato la sua facile applicabilità e limitata complessità nelle calcolazioni fornendo risultati significativamente più cautelativi di circa il 30% in termini di accelerazione che attiva il meccanismo rispetto ai risultati ottenuti con le analisi di pushover di livello LV3. Tali risultati confermano che l’incremento del livello di conoscenza e della complessità del modello di calcolo possono rivelarsi determinanti per la valutazione dell’attuale condizione di vulnerabilità. Va infine precisato che un’accurata conoscenza dei dettagli costruttivi è determinante nell’individuazione dei potenziali meccanismi di collasso, in quanto questi possono determinare situazioni particolari di vulnerabilità non facilmente prevedibili e definibili a priori.

BIBLIOGRAFIA

- Benedetti, M., 1982. *Comportamento statico e sismico delle strutture murarie*, Clup Editori, Milano.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., 1997, *Un modello a macro elementi per l’analisi ciclica di pareti murarie*, Atti 8° convegno nazionale ANIDIS, Taormina, 21-24 Settembre. Casolo, S., 2004, “Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements”, *International Journal of Solids and Structures* 41, 3625-3641.
- Giuffrè A. , 1997, *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione dei Sassi di Matera*, La Baitta Editori, Matera.
- Lagomarsino S., Podestà S., *Inventario e vulnerabilità del patrimonio monumentale dei parchi dell’Italia centro-meridionale, Vol. III – Analisi di vulnerabilità e rischio degli edifici monumentali*, INGV/GNDT – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia/Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, L’aquila, 2005
- Laterza, M., D’Amato, M., Diaz, D., 2017a. *Seismic assessment of masonry churches in Matera landscape, Proceeding of XVII ANIDIS Congress*, 17-21 September, Pistoia (Italy).
- Laterza, M., D’Amato, M., Diaz, D., Chietera, M. 2017b. *Seismic analysis methods of ancient masonry churches in Matera, Proceeding of XVII ANIDIS Congress*, 17-21 September, Pistoia (Italy).