EVALUATION OF SEISMIC VULNERABILITY BY MEANS OF PUSHOVER ANALYSIS. THE CASE STUDY OF THE FORMER JESUITS COLLEGE OF AMANTEA (CS)

Renato Olivito*, Alessandro Tedesco**, Saverio Porzio***

^{*}Full professor, Dep. of Civil Engineering, University of Calabria (Italy), Via P. Bucci Cubo 39B, 87036 Rende (CS), renato.olivito@unical.it

**PhD student, Dep. of Civil Engineering, University of Calabria (Italy), Via P. Bucci Cubo 39B, 87036 Rende (CS), alessandro.tedesco@unical.it

^{***}Engineer, Dep. of Civil Engineering, University of Calabria (Italy), Via P. Bucci Cubo 39B, 87036 Rende (CS), saverioporzio@gmail.com

Key words: ancient architecture, flat jacks tests, pushover analysis, structural recovery

Abstract

The pushover analysis is a 3D nonlinear static analysis commonly used to verify the seismic performance of masonry buildings. It has the advantage to consider the real mechanical behavior of materials (elasto-plastic), without involving the heavy computational burden of the classic dynamic analysis methods. This type of analysis consists in the evaluation of the displacements suffered by the structure in exam subjected to constants increases of load, proportional to the seismic masses of the building, until the reaching the collapse states.

A pushover analysis was adopted to deepen the structural performance of the former Jesuit college of Amantea (Cs), built during the XVII century, in order to highlight the critical issues of the historic masonry and to identify suitable interventions for the structural recovery of the same architecture, also using innovative materials. The numerical modeling was performed by means of the 3Muri software and it was preceded by the mechanical characterization of the masonry type most frequently detected within the ancient structure. The determination of the mechanical parameters of masonry was carried out through flat jacks tests.

Introduzione

L'efficace risposta sismica di un edificio, che in questo studio è stata valutata ricorrendo al software 3Muri, richiede come requisito fondamentale l'adeguato comportamento scatolare della struttura. Solo così potrà essere garantirà la collaborazione tra le parti strutturali, scongiurando possibili meccanismi locali di collasso [1] e assicurando il pieno contributo, in termini di resistenza nel piano e fuori piano, sia dei maschi murari che delle fasce di piano.

Tra i diversi metodi di analisi contemplati dalla NTC/2008, quello più utilizzato per valutare il comportamento sismico di un edificio in muratura è l'analisi statica non lineare, la quale considera profili di carico applicati staticamente sulla struttura nonché il comportamento meccanico non lineare dei materiali. Il software impiegato si basa su una schematizzazione dell'edificio secondo il modello a telaio equivalente (fig. 1) e considera i meccanismi resistenti nel piano tipici degli edifici esistenti, ovvero quelli: a taglio, secondo

il criterio di Turnesek-Cacovic; a pressoflessione, secondo la formulazione del terzo medio [2]. La verifica di seguito proposta è stata eseguita ricorrendo a parametri meccanici della muratura ottenuti sperimentalmente attraverso prove in sito con i martinetti piatti. Ciò ha permesso di raggiungere un livello di conoscenza accurato LC3 [3].



Fig. 1 - Schematizzazione del modello a telaio equivalente.

Caratterizzazione meccanica della muratura dell'ex collegio dei Gesuiti di Amantea

L'edificio in esame presenta un imponente volume murario su tre livelli aventi pianta ad L, pesanti orizzontamenti voltati nonché è privo della struttura di copertura. Lo stesso risente di condizioni di forte degrado, di importanti porzioni mancanti nonché di preoccupanti dissesti statici accompagnati da quadri fessurativi e cinematismi ben evidenti [4].

Le strutture murarie dell'ex collegio registrano una tipologia muraria prevalente, costituita da elementi resistenti in roccia sedimentaria locale, selci e frammenti di laterizio (mattoni o pezzi di tegole utilizzati, per lo più, per eseguire inzeppature o riempire porzioni mancanti), messi in opera ricorrendo a grandi quantità di malta di calce dalle scarse proprietà meccaniche. Gli elementi resistenti principali, pertanto, sono: ciottoli rotondeggianti, provenienti dal letto dell'adiacente torrente che lambisce il centro storico lungo il fronte nord; elementi lapidei in biocalcarenite locale, estratti direttamente dal costolone di roccia sedimentaria sul quale insiste il centro antico della città (figg. 2.a,b). Questa tipologia di muratura è, dunque, caratterizzata da elementi resistenti dalle modeste capacità meccaniche, quantità di malta abbondanti, dall'alto contenuto di impurità di natura biologica [5] e, inoltre, da un'apparecchiatura spesso disordinata. Nonostante ciò, la muratura presenta discrete capacità in termini di resistenza alle azioni di carico verticali. Ciò è stato verificato eseguendo prove di compressione uniassiale ricorrendo ai martinetti piatti in tre diversi punti della struttura. Le porzioni di muratura testate appartengono a tre setti murari caratterizzati da differenti stratigrafie della sovrastruttura, pertanto risultano sottoposti a differenti condizioni di carico. Nella fattispecie:

- la porzione di muratura M.1 appartiene ad un setto murario sul quale, oltre al carico proprio, si registrano i carichi trasmessi dalle pareti dei livelli 2 e 3 gravanti sullo stesso;
- la porzione di muratura M.2 appartiene ad un setto murario sul quale, oltre al carico proprio, si registrano i carichi trasmessi dagli orizzontamenti voltati dei livelli 1, 2 e 3 nonché dalle pareti dei livelli 2 e 3;
- la porzione di muratura M.3 appartiene ad un setto murario sul quale, oltre al carico proprio, si registrano i carichi trasmessi dagli orizzontamenti dei livelli 2 e 3 nonché dalla parete del livello 3 (figg. 3.a,b).

In tutti e tre i casi, dapprima è stata eseguita la prova a singolo martinetto piatto con la quale è stato individuato il valore del carico di esercizio σ_{ex} caratterizzante la muratura. Successivamente, è stata condotta la prova con doppio martinetto al fine di determinare il valore del carico di rottura σ_r . Infine, è stato possibile calcolare il coefficiente di sicurezza sperimentale definibile come il rapporto σ_f/σ_{ex} . I risultati ottenuti sui tre setti murari interessati dalle prove sono stati riportati all'intero della tabella 1.

SETTO MURARIO	σ _{ex} [MPa]	σ _r [MPa]	σ_r / σ_{ex}	f _{md} [MPa]	$(\sigma_{ex}/0,65) \leq (\sigma_{f}/\gamma_{m})$
M.1	0,123	3,88	31,54	1,58	VERO
M.2	0,705	3,02	4,28	1,58	FALSO
M.3	0,216	2,59	11,99	1,58	VERO

Tab. 1 - Risultati ottenuti eseguendo le prove con i martinetti piatti.

Le prove sperimentali hanno permesso di ricavare informazioni utili alla successiva fase di modellazione. Essendo state eseguite tre prove con i martinetti piatti sulla tipologia muraria prevalente, è stato raggiunto un livello di conoscenza LC3 e, dunque, è stato possibile adottare un fattore di confidenza FC=1 [3]. Inoltre, il valore medio della resistenza a compressione f_m [6] considerato risulta pari a:

$$f_{m} = f_{m,p} = 3,16 \text{ MPa}$$

dove $f_{m,p}$ rappresenta il valore medio delle tensioni di rottura σ_r determinate sperimentalmente durante le tre prove. Il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura f_{md} è stato valutato come [3]:

$$f_{md} = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} = 1,58 \text{ MPa}$$

dove γ_m rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza in zona sismica, pari a 2. Infine, eseguendo la verifica alle tensioni ammissibili sui tre setti murari provinati è stato dimostrato analiticamente il fenomeno dello schiacciamento in atto sulla parete M.2 [7]:

$$\frac{\sigma_{\text{ex}}}{0.65} \le \frac{f_{\text{k}}}{\gamma_{\text{m}}}$$

dove: la resistenza caratteristica a compressione f_k coincide con la tensione alla rottura σ_r ; γ_m rappresenta un coefficiente di sicurezza pari a 4,2.



Figg. 2 - Tipologia muraria prevalente all'interno dell'ex collegio dei Gesuiti di Amantea: a) particolare del prospetto ovest; b) particolare di una parete interna del livello 1.



Figg. 3 - Elaborati grafici dell'ex collegio: a) spaccato assonometrico; b) sezione all'interno della quale sono indicati i setti murari testati.

Analisi statica non lineare: inquadramento metodologico e normativo

L'analisi pushover (letteralmente "spingere oltre") consiste nell'assegnare alla struttura una prefissata distribuzione di forze orizzontali esterne, incrementate in maniera statica e monotona (profili di carico), fino al raggiungimento della condizione di collasso [4]. La curva di capacità ottenuta sul sistema reale a più gradi di libertà (MDOF – Multi Degree Of Freedom) viene trasformata nella curva di capacità del sistema equivalente con comportamento elastico-perfettamente plastico ad un solo grado di libertà (SDOF - Single Degree Of Freedom). La curva del sistema equivalente corrisponde ad una funzione di legame la quale riporta, convenzionalmente, l'andamento del taglio risultante alla base $V_{\rm b}$ rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura d_c (generalmente coincidente con il baricentro dell'ultimo piano dell'edificio); dalla scelta del punto di controllo dipende l'andamento della curva stessa. Ad ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema, pertanto è possibile rapportare determinati livelli di spostamento al grado di funzionalità atteso, quindi al grado di danno corrispondente. Oltre al nodo di controllo, la curva di capacità di una struttura è funzione della legge di proporzionalità (profilo di carico) con la quale vengono fatti aumentare i carichi orizzontali. La legge di proporzionalità, rappresentativa della distribuzione delle forze inerziali indotte dall'evento sismico, viene proposta dalla normativa italiana per gli edifici esistenti [6, 7] in due versioni:

a) profilo di carico proporzionale alle forze statiche (di primo modo) e alle altezze:

$$F_{i} = \frac{F_{h} \cdot z_{i} \cdot W_{i}}{\sum_{j} z_{j} \cdot W_{j}}$$

dove: $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g$ rappresenta la forza d'inerzia dell'intero edificio; F_i è la forza da applicare alla massa i-esima; W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j; z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j; $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto; W è il peso complessivo della costruzione; λ è un coefficiente pari a 0,85; g è l'accelerazione di gravità, pari a 9,806

 $m/s^{2}[7];$

b) profilo di carico proporzionale alla prima forma modale della struttura (non adattiva):

 $F_i = \alpha \cdot m_i$

dove: α è il coefficiente di proporzionalità; m_i è la massa del livello i-esimo dell'edificio di n piani [7]. In funzione di questo secondo profilo, la massa m si mantiene costante, mentre il coefficiente α cresce progressivamente fino al valore corrispondente al collasso della struttura.

La costruzione della curva del sistema reale dipende da quelle dei singoli maschi e delle fasce di piano sottoposti ad azioni orizzontali crescenti (fig. 4.a). Raggiunto il limite plastico, gli incrementi di spostamento saranno applicati fino al decadimento del taglio, rispetto al suo valore di picco, del 20% determinando così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio d_u rispetto al nodo di controllo. Successivamente, valutata la curva di capacità del sistema reale (MDOF) si può determinare quella associata al sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) ricorrendo alle seguenti relazioni:

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \qquad \qquad F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

dove Γ indica il coefficiente di partecipazione [6]. Infine, è possibile semplificare ulteriormente il problema approssimando la curva di capacità del sistema SDOF attraverso la costruzione di un'ulteriore curva che descrive il cosiddetto "sistema bilineare equivalente". Tale curva (fig. 4.b), composta da due tratti, si costruisce seguendo le seguenti prescrizioni:

- il tracciamento del ramo elastico è descritto dalla retta che, partendo dall'origine degli assi V* e d*, passa per il punto d'intersezione tra la curva del sistema SDOF e l'orizzontale passante per 0,7·V*_u;
- il tracciamento del tratto costante si ottiene mediante l'applicazione del principio di equivalenza tra le aree individuate dal ramo elastico della bilineare e la curva di capacità del sistema SDOF tale che sia rispettata la seguente condizione: Area 1+Area 3=Area 2.



Figg. 4 - Curve di legame: a) maschi murari e fasce di piano; b) sistema bilineare equivalente.

Il tracciamento della curva, relativa al sistema bilineare equivalente permette di determinare il periodo di vibrazione T^* in funzione del quale ricavare lo spostamento massimo d_{max} richiesto dal sisma secondo gli spettri riportati dalla normativa [7]. Infine, applicando le seguenti relazioni:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i \qquad \qquad k^* = \tan \alpha = \frac{0.7 \cdot V_u}{d_A^*} \qquad \qquad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k^*}}$$

oltre al periodo di vibrazione T* possono essere determinate la massa m* e la rigidezza k* dell'oscillatore semplice elasto-plastico equivalente (fig. 5).



Fig. 5 - Schematizzazione dell'edificio nel sistema bilineare equivalente.

Modellazione della struttura mediante software 3Muri

La modellazione della struttura all'interno dell'ambiente 3Muri ha richiesto una schematizzazione al fine di trascurare alcune irregolarità geometriche estremamente onerose da un punto di vista computazionale. La strategia di modellazione adottata ha comportato l'inserimento di elementi parete anche in corrispondenza degli orizzontamenti voltati, così da non interrompere la continuità del sistema a telaio equivalente. Infine, per riproporre in forma semplificata la reale conformazione degli orizzontamenti, sono state inserite delle aperture al fine di simulare la presenza delle volte. È stato così ottenuto il modello 3D dell'edificio eseguendo l'operazione di meshatura degli elementi murari (figg. 6.a,b,c) [4].



Figg. 6 - Modellazione della struttura mediante software 3Muri allo stato attuale: a) modello di calcolo; b) meshatura del modello; c) prospetto nord dell'edificio, confronto tra sistema reale e modello.

Valutazione della vulnerabilità sismica allo stato di fatto

Al fine di poter eseguire l'analisi pushover e le verifiche nei confronti dei tre stati limite richiesti per gli edifici esistenti in muratura (SLV, SLD e SLO) [2], sono stati considerati i parametri geografici e spettrali riportati all'interno della tabella 2. È stata eseguita un'analisi statica non lineare basata sul controllo degli spostamenti (*displacement based method*), piuttosto che sulle forze, con l'obiettivo di non assegnare valori arbitrari al fattore di struttura q che, invece, assume così il significato di parametro di controllo dell'analisi [8].

La combinazione dei carichi alla quale si è fatto riferimento è quella sismica [2]:

$$\mathbf{E} + \mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \sum_{i} \psi_{2i} \cdot \mathbf{Q}_{Ki}$$

in cui: E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame, considerando una distribuzione di forze principale per il gruppo 1 (1° modo di vibrare) ed una secondaria per il gruppo 2 (masse); G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; Q_{ki} è la i-esima azione variabile, valutata nel suo valore caratteristico; ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione.

Come richiesto dalla NTC/2008, sono state eseguite 24 differenti analisi pushover (fig. 7) al fine di considerare le due direzioni dell'azione sismica (X,Y), in un verso e nell'altro (\pm) , e con diversi valori dell'eccentricità accidentale $(\pm 5\%)$ per tenere in conto i possibili effetti torsionali derivanti dalla non corrispondenza tra centro di massa e centro delle rigidezze.

Direzione								
Eccentricità	e=)	e=+	-5%	e=-	e=-5%		
Verso	+X, +Y	-X, -Y	+X, +Y	-X, -Y	+X, +Y	-X, -Y		
Profili di carico (G1: 1°Modo; G2: Masse)	G1 G2							

Fig. 7 - Schema delle analisi eseguite nel rispetto delle NTC/2008.

PARAMETRI GEOGRAFICI											
Comune	Ar	nantea (O	CS)								
Longitudine [°]		16,07									
Latitudine [°]		39,13									
PARAMETRI SPETTRALI	STATI LIMITE										
Vita nominale V _N ≥50 anni; Classe d'uso III	SLV	SLD	SLO								
Accelerazione massima al suolo ag [g]	2,29	0,86	0,67								
Fattore di amplificazione massimo F_0	2,47	2,37	2,35								
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T [*] _c [s]	0,42	0,33	0,31								
Periodo di ritorno del sisma T _R [anni]	712	75	45								
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1,17	1,20	1,20								
Coefficiente di amplificazione topografica S _T		1,2									
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante T _B [s]	0,18	0,15	0,14								
Periodo di inizio del tratto a velocità costante T _C [s]	0,55	0,45	0,43								
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante T _D [s]	2,53	1,95	1,87								

Tab. 2 - Dati geografici e sulla pericolosità sismica relativi al sito e alla costruzione in esame.

Le verifiche sullo stato di fatto, i cui esiti sono riportati all'interno della tabella 3, hanno evidenziato deficienze strutturali riconducibili a una delle seguenti situazioni:

a) una richiesta di spostamento da parte del sisma d_{max} superiore rispetto alla capacità di spostamento della struttura d_u:

$$d_{max} \ge d_u$$

b) un fattore di struttura del sistema equivalente q^* superiore a 3 (limite superato il quale si ha una sovrastima improbabile delle capacità duttili del sistema):

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F^*_v} > 3$$

I problemi strutturali vengono evidenziati dai valori degli indici di vulnerabilità (interpretabili come indicatori dello stato di salute della costruzione in relazione ai singoli stati limite considerati), definibili come il rapporto tra la domanda sismica d_u e la capacità strutturale d_{max} [3]:

$$\alpha_{\rm SL} = \frac{d_{\rm u,SL}}{d_{\rm max,SL}} \ge 1$$

ANALISI			SLV				SLD				SLO	INDICI			
Ν.	Dir.	P.d.C.	Ecc. [cm]	dmax [cm]	du [cm]	q^*	Ver.	dmax [cm]	dd [cm]	Ver.	Dmax [cm]	do [cm]	Ver.	a _{SLU}	α_{SLD}
1	+X	Masse	0,0	4,56	23,80	3,87	No	1,34	1,05	No	0,99	0,72	No	0,78	0,81
2	+X	1°Modo	0,0	4,74	185,27	4,82	No	1,41	0,81	No	1,04	0,58	No	0,62	0,61
3	-X	Masse	0,0	4,78	4,74	3,89	No	1,43	1,65	Sì	1,06	1,65	Sì	0,77	1,14
4	-X	1°Modo	0,0	5,32	2,22	4,92	No	1,64	1,98	Sì	1,24	1,98	Sì	0,44	1,20
5	+Y	Masse	0,0	3,16	34,15	2,68	Sì	1,01	6,74	Sì	0,74	6,74	Sì	1,12	3,18
6	$+\mathbf{Y}$	1°Modo	0,0	3,54	38,13	3,39	No	1,09	30,64	Sì	0,81	30,64	Sì	0,88	2,73
7	-Y	Masse	0,0	2,50	8,88	1,75	Sì	0,81	8,88	Sì	0,63	8,88	Sì	1,71	4,61
8	-Y	1°Modo	0,0	2,80	11,30	2,31	Sì	0,91	3,61	Sì	0,69	3,61	Sì	1,30	3,49
9	+X	Masse	182,4	3,67	4,31	3,54	No	0,98	2,44	Sì	0,69	0,84	Sì	0,85	2,15
10	+X	Masse	-182	5,17	114,12	4,30	No	1,59	0,71	No	1,20	0,71	No	0,70	0,46
11	+X	1°Modo	182,4	4,26	214,18	4,39	No	1,22	0,96	No	0,89	0,77	No	0,68	0,82
12	+X	1°Modo	-182	6,15	597,92	5,52	No	1,91	0,76	No	1,41	0,49	No	0,54	0,40
13	-X	Masse	182,4	5,06	3,00	3,32	No	1,56	2,41	Sì	1,18	2,41	Sì	0,62	1,51
14	-X	Masse	-182	4,58	5,00	4,67	No	1,35	4,16	Sì	0,99	4,16	Sì	0,64	1,73
15	-X	1°Modo	182,4	5,57	2,36	4,62	No	1,75	2,22	Sì	1,30	2,22	Sì	0,45	1,26
16	-X	1°Modo	-182	5,39	7,23	5,38	No	1,67	4,58	Sì	1,25	3,58	Sì	0,56	1,50
17	+Y	Masse	202,7	3,24	12,06	2,00	Sì	1,04	10,16	Sì	0,77	10,16	Sì	1,50	4,40
18	+Y	Masse	-203	3,45	42,12	3,19	No	1,08	34,00	Sì	0,79	34,00	Sì	0,94	2,85
19	$+\mathbf{Y}$	1°Modo	202,7	3,13	21,52	2,73	Sì	1,00	14,31	Sì	0,74	14,31	Sì	1,10	3,10
20	+Y	1°Modo	-203	4,03	47,90	3,81	No	1,23	38,87	Sì	0,90	38,87	Sì	0,79	2,59
21	-Y	Masse	202,7	1,95	7,52	1,51	Sì	0,61	3,68	Sì	0,47	3,22	Sì	1,99	5,16
22	-Y	Masse	-203	2,89	10,98	2,15	Sì	0,96	8,26	Sì	0,71	8,26	Sì	1,39	3,76
23	-Y	1°Modo	202,7	2,60	7,27	1,76	Sì	0,86	4,78	Sì	0,66	2,50	Sì	1,71	4,59
24	-Y	1°Modo	-203	3,10	13,70	2,91	Sì	0,99	13,34	Sì	0,73	13,34	Sì	1,03	2,88

Tab. 3 - Esiti delle analisi pushover eseguite allo stato di fatto.

Le analisi più gravose sono risultate la n. 4 in direzione -X e la n. 20 in direzione +Y; per le stesse sono riportate, all'interno delle figure 8.a e 8.b, le curve di capacità del sistema bilineare equivalente allo stato di fatto. In particolare, per l'analisi n. 4 (la più gravosa) sono state analizzate le viste 3D rese dal software circa lo stato di danneggiamento della struttura (fig. 9), le quali hanno rilevato tra i risultati più significativi quelli di seguito riportati:

- a) i livelli maggiormente degradati e, dunque, quelli più critici risultano il II e il III, in virtù sia del ridotto numero di pannelli resistenti (rispetto ai piani inferiori) e sia della maggiore intensità delle forze inerziali all'aumentare delle quote considerate;
- b) gli elementi maggiormente danneggiati sono le fasce di piano, a causa della loro geometria (altezza e spessore) e della scarsa resistenza a trazione della muratura, come suggerisce il corrispondente criterio di rottura;
- c) il danneggiamento della struttura è condizionato dall'eccentricità del carico sismico e, dunque, dagli effetti torsionali;
- d) laddove lo schema strutturale è ad arco si riscontra la rottura degli elementi. Questo risultato richiede particolare attenzione in quanto risulta fortemente condizionato dai limiti propri della strategia di modellazione adottata;
- e) non si riscontra alcuna rottura per azioni di compressione o di trazione;
- f) il sistema risente, nel danneggiamento, della mancanza di continuità strutturale tra pareti, a discapito della loro risposta d'insieme nei confronti del sisma;
- g) in generale, il comportamento sismo-resistente è condizionato dalla scarsa resistenza del materiale, sia a compressione che a trazione. Infatti, cercando di consolidare la struttura puntualmente rinforzando un singolo elemento murario, non si ottengono particolari miglioramenti degli indici di vulnerabilità.



Figg. 8 - Curve di capacità valutate sul sistema allo stato di fatto: a) analisi n. 4; b) analisi n. 20.



Fig. 9 - Stato di danneggiamento dei maschi e delle fasce di piano del sistema allo stato di fatto, riscontrabile eseguendo l'analisi n. 4.

Valutazione della sicurezza sismica allo stato di progetto

Dopo aver riscontrato dalle analisi allo stato di fatto le criticità strutturali più frequenti, nonché individuato gli elementi maggiormente sollecitati, sul modello di calcolo sono stati implementati una serie di interventi di consolidamento con l'obiettivo di soddisfare le verifiche sismiche. Il primo passo per garantire un efficace consolidamento dell'edificio è stato riconosciuto nella necessaria realizzazione di una copertura lignea a falde, sorrette da capriate, indispensabile per preservare le strutture murarie nonché migliorare la connessione tra le pareti dell'ultimo livello. Al fine di assicurare l'effetto scatolare in caso di sollecitazione sismica, si potrebbe poggiare la copertura su un cordolo di calcestruzzo debolmente armato, avente altezza di 30 cm e caratterizzato da un quantitativo di armatura pari a: 4 ferri longitudinali $\phi_{1}=16$ mm, posti ai lembi della sezione in calcestruzzo di classe C25/30; staffe ϕ_{st} =8 mm, disposte con un passo di 25 cm. Così armato, si potrebbe ottenere un elemento non eccessivamente rigido sul quale poter ancorare un tetto ligneo costituito da capriate con travi 20x30 cm fissate saldamente al cordolo, in modo tale da scaricare su di esso solo azioni verticali. Il confinamento eseguibile applicando tessuti in materiale composito GFRP mediante la resina epossidica, in corrispondenza di ciascun interpiano, risulta un intervento necessario per poter assicurare il comportamento scatolare della struttura. L'utilizzo di tessuti GFRP unidirezionali, inoltre, potrebbe consentire l'incremento della resistenza di un generico maschio murario (o fascia di piano) alle sollecitazioni nel piano sia alla pressoflessione che al taglio [9]. Infatti, applicando i tessuti GFRP su tutte le pareti perimetrali e quelle di spina, si potrebbero realizzare rinforzi: longitudinali, atti ad incrementare la resistenza a pressoflessione del generico setto murario; trasversali, per consolidare la muratura a taglio [10]. L'applicazione dei tessuti in composito richiederebbe il recupero preventivo della muratura, eseguibile mediante: operazioni di risarcitura, dunque di restituzioni delle volumetrie mancanti; iniezioni di miscele leganti ad alta resistenza, le quali garantirebbero il miglioramento dei suoi valori di resistenza. Ulteriori interventi potrebbero riguardare il consolidamento delle volte interpiano, sulle quali si potrebbe prevedere: l'applicazione di una griglia estradossale in tessuti GFRP, disposti lungo le direttrici e le generatrici delle volte, al fine di migliorare la risposta della muratura nei confronti degli eccessivi sforzi di trazione; la sostituzione del pesante riempimento "totale", in malta e pietrame, con un nuovo riempimento di tipo cellulare attraverso la messa in opera di frenelli in CAA [4, 11]. Infine, per poter scaricare le volte dai carichi di esercizio, potrebbero essere adottati degli impalcati in legno lamellare non a contatto con le strutture voltate. Tali impalcati potrebbero prevedere travi portanti 20x30 cm disposte con un interasse di 150 cm, efficacemente ammorsate alle pareti perimetrali così da garantire un ulteriore contributo in termini di confinamento delle stesse pareti [12].

Una volta implementati sul modello di calcolo gli interventi su descritti (figg. 10.a,b), sono state ripetute le 24 analisi pushover sul sistema consolidato, ottenendo i risultati riportati all'interno della tabella 4. Grazie alle figure 11.a e 11.b è stato possibile eseguire un confronto tra i risultati conseguiti allo stato di fatto e quelli allo stato di progetto, mettendo in luce un sostanziale miglioramento della risposta sismica dell'edificio. Anche in questo caso, per le due analisi più gravose, ovvero la n. 11 in direzione +X e la n. 24 in quella -Y, sono state proposte le curve di capacità del sistema allo stato di progetto (figg. 12.a,b). Tra le 24 analisi eseguite, l'unica a non essere risultata soddisfatta è la n. 11, per la quale si registra un indice di vulnerabilità per lo SLV prossimo a 1 ($\alpha_{SLU}=0,96$). Intervenendo ulteriormente sull'edificio al fine di ottenere il soddisfacimento anche dell'analisi n. 11, è stato constatato un ulteriore abbassamento degli indici, ottenendo un risultato inverso rispetto a quello sperato. Per tale motivo, è stato accettato per l'analisi n. 11 un livello di vulnerabilità prossimo all'unità ($d_u=2,49$ cm < $d_{max}=2,61$ cm).







Figg. 11 – Confronto tra i risultati ottenuti mediante le analisi: a) allo stato di fatto; b) allo stato di progetto.



Figg. 12 - Curve di capacità valutate sul sistema allo stato di progetto: a) analisi n. 11; b) analisi n. 24.

ANALISI				SL		SLD			SLO			INDICI			
Ν.	Dir.	P.d.C.	Ecc. [cm]	dmax [cm]	du [cm]	q^*	Ver.	dmax [cm]	dd [cm]	Ver.	Dmax [cm]	do [cm]	Ver.	α_{SLU}	α_{SLD}
1	+X	Masse	0,0	2,21	2,51	2,03	Sì	0,46	1,28	Sì	0,35	1,28	Sì	1,10	2,02
2	+X	1°Modo	0,0	2,61	2,67	2,50	Sì	0,53	1,45	Sì	0,41	1,45	Sì	1,02	1,93
3	-X	Masse	0,0	2,58	4,00	2,37	Sì	0,54	1,89	Sì	0,42	1,89	Sì	1,26	2,37
4	-X	1°Modo	0,0	2,96	3,76	2,79	Sì	0,64	1,84	Sì	0,48	1,84	Sì	1,08	2,07
5	$+\mathbf{Y}$	Masse	0,0	1,40	2,75	1,41	Sì	0,37	2,24	Sì	0,29	2,24	Sì	1,57	4,03
6	$+\mathbf{Y}$	1°Modo	0,0	1,72	2,71	1,74	Sì	0,42	1,80	Sì	0,32	1,80	Sì	1,39	3,06
7	-Y	Masse	0,0	1,23	2,06	1,29	Sì	0,34	1,66	Sì	0,26	1,66	Sì	1,37	3,45
8	-Y	1°Modo	0,0	1,53	2,13	1,45	Sì	0,41	1,66	Sì	0,32	1,66	Sì	1,24	3,05
9	+X	Masse	182,4	2,18	2,34	1,99	Sì	0,46	1,41	Sì	0,35	1,41	Sì	1,05	2,18
10	+X	Masse	-182	2,28	2,45	2,11	Sì	0,47	1,39	Sì	0,37	1,39	Sì	1,05	2,08
11	+X	1°Modo	182,4	2,61	2,49	2,46	No	0,54	0,96	Sì	0,42	0,96	Sì	0,96	1,45
12	+X	1°Modo	-182	2,66	2,87	2,57	Sì	0,54	1,83	Sì	0,42	1,83	Sì	1,06	2,26

13	-X	Masse	182,4	2,61	4,24	2,44	Sì	0,54	1,58	Sì	0,42	1,58	Sì	1,23	2,05
14	-X	Masse	-182	2,57	2,78	2,29	Sì	0,54	1,78	Sì	0,42	1,78	Sì	1,06	2,27
15	-X	1°Modo	182,4	2,98	3,54	2,84	Sì	0,66	1,68	Sì	0,49	1,68	Sì	1,06	1,92
16	-X	1°Modo	-182	2,93	3,06	2,69	Sì	0,63	2,01	Sì	0,48	2,01	Sì	1,04	2,25
17	+Y	Masse	202,7	1,20	2,10	1,36	Sì	0,31	1,67	Sì	0,24	1,67	Sì	1,41	3,56
18	$+\mathbf{Y}$	Masse	-203	1,64	3,46	1,47	Sì	0,44	2,44	Sì	0,34	2,44	Sì	1,70	3,90
19	$+\mathbf{Y}$	1°Modo	202,7	1,51	2,32	1,67	Sì	0,36	1,29	Sì	0,28	1,29	Sì	1,35	2,62
20	$+\mathbf{Y}$	1°Modo	-203	2,02	3,63	2,01	Sì	0,49	1,20	Sì	0,38	1,20	Sì	1,49	2,00
21	-Y	Masse	202,7	1,06	1,75	1,23	Sì	0,30	1,22	Sì	0,23	1,22	Sì	1,33	3,05
22	-Y	Masse	-203	1,45	2,03	1,32	Sì	0,41	2,03	Sì	0,32	2,03	Sì	1,23	3,60
23	-Y	1°Modo	202,7	1,41	2,09	1,51	Sì	0,35	1,57	Sì	0,27	1,57	Sì	1,30	3,12
24	-Y	1°Modo	-203	1,78	2,36	1,56	Sì	0,48	1,65	Sì	0,37	1,65	Sì	1,22	2,75

Tab. 4 – Esiti delle analisi pushover eseguite allo stato di progetto.

Il consolidamento appena proposto sull'architettura in esame è riconosciuto dalla normativa vigente come un'operazione di miglioramento (e non di adeguamento) sismico in quanto, se pur incrementando la capacità di resistenza della struttura nei confronti degli eventi tellurici, non sono stati raggiunti i livelli di vulnerabilità sismica richiesti dalla stessa normativa. Però, è opportuno ricordare che "[...] per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico [...] è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza" [7].

Conclusioni

Attraverso questo studio emerge l'importanza delle indagini sperimentali preliminari alle analisi strutturali, indispensabili per poter eseguire la successiva fase progettuale nella piena consapevolezza delle reali condizioni della struttura in esame. Inoltre, risulta evidente come per le strutture storiche, come l'ex collegio gesuitico di Amantea, sia più corretto parlare di miglioramento piuttosto che di adeguamento sismico, difficilmente raggiungibile a causa delle diverse variabili che entrano in gioco nel campo delle analisi globali, tra le quali vengono mensionate: la geometria della costruzione, la resistenza meccanica delle murature costituenti, la schematizzazione del modello di calcolo, la scelta del nodo di controllo. Infine, si evidenzia la necessità di eseguire analisi locali, statiche e cinematiche, per poter cogliere quegli aspetti che un'analisi globale, condotta con un software di calcolo, tende a trascurare. Ciò avviene a causa sia della specifica tipologia di modello strutturale adottato (ad esempio, nel caso del 3Muri si parla del modello a telaio equivalente), ma anche per i limiti riconoscibili nella riproduzione semplicistica di un sistema complesso come è da intendersi un edificio storico in muratura, un sistema che risulta contraddistinto da un numero altissimo di variabili impossibili da riprodurre puntualmente. In conclusione, si può affermare che le analisi globali pushover su architetture storiche rappresentano, comunque, un utilissimo strumento a disposizione del progettista al fine di raccogliere informazioni utili durante la fase di progettazione.

Bibliografia

- 1. R.S. Olivito, *Statica e stabilità delle costruzioni murarie*, Pitagora Editrice, Bologna 2009.
- 2. Manuale software 3Muri versione 10.0.0.
- D.P.C.M. 9 febbraio 2011, Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011, Supplemento ordinario n. 54.

- 4. S. Porzio, Il recupero del Collegio dei Gesuiti di Amantea (CS): analisi storico-critica, diagnosi dei dissesti e consolidamento strutturale, Tesi di Laurea, Unical 2016.
- 5. A. Tedesco, C. Gattuso, V. Roviello, *Study of historical grouts through microscopic analysis SEM/EDX: the case study of the former Jesuit college of Amantea (Cs)*, in XIV Forum Internazionale di Studi Heritage and Technology. Mind Knowledge Experience Le vie dei mercanti, a cura di C. Gambardella, Aversa 2016.
- 6. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Circolare applicativa delle norme tecniche per costruzioni di cui al decreto ministeriale del 14 gennaio 2008*, G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009, Supplemento ordinario n. 27.
- 7. D.M. 14 gennaio 2008, *Norme tecniche per le costruzioni*, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30.
- 8. M. Vnci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2012.
- 9. A. BIONDI, Analisi pushover: verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2014.
- 10. F. FOCACCI, Rinforzo delle murature con materiali compositi. Progettazione Calcolo Esempi applicativi, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2008.
- 11. CNR-DT 200 R1/2013, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Inter-venti di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di compositi Fibrorinforzati, Roma 2014.
- 12. R. OLIVITO, A. TEDESCO, S. PORZIO, Static instabilities of masonry walls and vaults: structural analyses and possible interventions of consolidation, in Diagnosis for the conservation and valorization of cultural heritage. Atti del VI Convegno Internazionale, a cura di L. Campanella, C. Piccioli, Napoli 2015.