

INVESTIGATIONS ABOUT THE STRUCTURAL DAMAGES OF THE CLOISTER OF ST. BERNARDINO IN AMANTEA (CS)

Renato Olivito*, Alessandro Tedesco**

*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

Key words: masonry pillars, overloading, flat jacks tests, endoscopic tests, sonic tests.

Abstract

The structural recovery project requires an important plan of preliminary investigations in order to analyze the features of the damages of the structures and to determine the characteristics of building materials. This phase is essential on historical architectures on which it is necessary to perform non-invasive tests, respectful of historical material.

This paper deals with the experience relative to the plan of investigations carried out inside the cloister of St. Bernardino of Amantea (CS), built in the XV century. The arcades, made with calcarenite blocks, are subjected to the overloading due to the loads transmitted from the superstructure; this situation has produced different signs of instability, typical of the crushing phenomenon. The quantification of the overloading was highlighted by means of the execution of single and double flat jacks tests, which permitted to define the pre-existing internal stresses and the strength of first crack. At the same time, further signs of damage detected on the historical masonry of the cloister were caused by improper metallic elements, used in the past as reinforcements, placed inside the pillars. The presence of those reinforcement elements has been discovered by performing endoscopic tests. At the end, the levels of structural integrity of the masonry pillars, affected by overloading, were investigated by means of the sonic tests, in order "to measure" the degree of development of the instabilities detected within the religious structure.

Introduzione

È ormai noto come i dissesti statici caratterizzanti gli edifici in muratura siano sempre riconducibili a precise cause, le quali producono sulla struttura quadri fessurativi tipici [1]. Pertanto, osservando le manifestazioni con le quali un dato dissesto si presenta su una struttura in muratura, facilmente si può individuare la causa che ha prodotto lo specifico meccanismo instabilizzante e, dunque, la connessione causa-effetto [2]. All'interno del complesso di San Bernardino di Amantea (fig. 1), monumento nazionale sul quale è in atto un complesso iter progettuale, durante la fase di rilevamento architettonico eseguito sulle arcate del chiostro (fig. 2) sono stati riscontrati danneggiamenti strutturali riconducibili ad un dissesto per schiacciamento (fig. 3.a,b) [3]. Tale problema statico, in atto sugli elementi del chiostro (fig. 4) ormai da decenni [4], è stato accertato mediante la determinazione degli stati tensionali caratterizzanti la muratura dei pilastri, eseguita ricorrendo all'esecuzione di prove con i martinetti piatti. Dall'attenta campagna di rilevamento architettonico svolta è inoltre emerso, in corrispondenza di due pilastri del chiostro, l'insorgere di lesioni "anomale"

difficilmente riconducibili al dissesto per schiacciamento. Infatti questo tipo di dissesto, in uno stadio avanzato, solitamente produce sul generico pilastro un “accorciamento” verticale e una dilatazione trasversale orizzontale [5]. L’abbassamento comporta, sulla porzione di muratura di rinfiango compresa tra i due semiarchi portati (fig. 5.a), il superamento della coesione interna della muratura con conseguente formazione di lesioni ad andamento parabolico (fig. 5.b) [3]. Però, la situazione rilevata in corrispondenza di due pilastri disposti lungo il fronte ovest (è il lato del chiostro lungo il quale il sovraccarico produce gli effetti più gravosi) si discosta dalla classica situazione di danneggiamento appena descritta. Infatti, su queste porzioni murarie le lesioni caratterizzanti i rinfianchi degli archi presentano un andamento non più parabolico, bensì tendenzialmente verticale (fig. 5.c).



Fig. 1



Fig. 2



Fig. 3.a



Fig. 3.b

Fig. 1 – Il complesso architettonico di San Bernardino di Amantea, XV secolo.

Fig. 2 – Il chiostro di San Bernardino, opera di maestranze della Val di Crati.

Fig. 3 – Danneggiamenti strutturali provocati dallo schiacciamento in atto: a) sul generico pilastro; b) lungo l’intradosso di un arco.

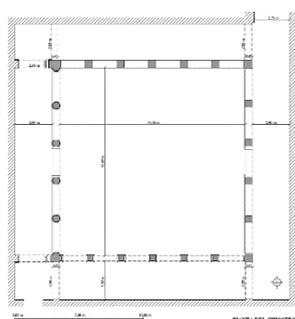


Fig. 4

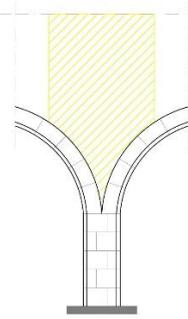


Fig. 5.a

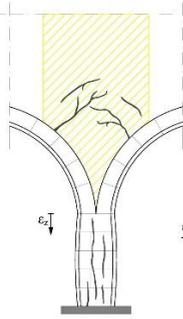


Fig. 5.b

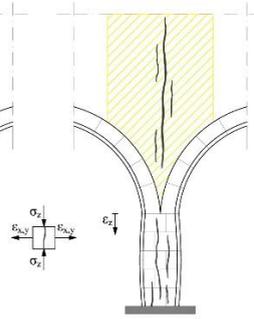


Fig. 5.c

Fig. 4 – Il chiostro quadrangolare di San Bernardino di Amantea, opera del XV secolo.

Fig. 5 – Quadro fessurativo indagato: a) indicazione sulla porzione muraria di rinfiango sulla quale sono state rilevate le lesioni anomale; b) classico quadro fessurativo con lesioni ad andamento “parabolico”; c) quadro fessurativo anomalo costituito da lesioni pressoché verticali.

Questo strano andamento delle lesioni su alcune porzioni murarie di rinfiango ha suggerito l’esecuzione di ulteriori indagini al fine di ricercare una causa intrinseca alla muratura che potesse spiegare tale “anomalia”. Questa scelta operativa è stata ulteriormente supportata dall’osservazione dei quadri fessurativi caratterizzanti i pilastri appartenenti ai medesimi lati

del chiostro: i pilastri, nonostante siano tra di loro geometricamente uguali e sottoposti a risultanti di carico molto prossime, presentano quadri fessurativi diversi. In virtù di queste anomalie, sui pilastri del chiostro sono state eseguite indagini endoscopiche al fine di indagare dall'interno le strutture murarie. Infine, con l'obiettivo di “quantificare” la diffusione del dissesto per schiacciamento in atto, su alcuni pilastri del chiostro sono state eseguite prove soniche. Queste ultime hanno consentito di definire una mappatura del livello di integrità strutturale interna della muratura degli elementi indagati.

Analisi dello schiacciamento in atto attraverso le prove con i martinetti piatti

Il dissesto in atto sulle arcate del chiostro è dovuto ai seguenti fattori: il decadimento, col passare del tempo, delle proprietà fisico-meccaniche della muratura; l'aumento dei carichi gravanti sugli elementi strutturali. Nella fattispecie, durante gli ultimi due secoli l'architettura in esame fu interessata da diversi interventi strutturali, nonché varie ridestinazione d'uso, che hanno prodotto un aggravio dei carichi (permanenti e variabili) agenti sulle arcate del chiostro, provocando nel tempo i danneggiamenti oggi riscontrabili [6]. Lo schiacciamento in atto interessa diversi pilastri ma anche alcuni archi (fig. 6.a). Il tipico quadro fessurativo rilevabile sulle strutture murarie è costituito da lesioni che si sviluppano pressoché verticalmente, ovvero nella direzione di carico, e si aprono dal basso verso l'alto [3] (fig. 6.b). In funzione delle linee preferenziali assunte dalle tensioni interne all'elemento sollecitato, in uno stadio di fessurazione avanzato si registra la scagliatura del materiale lapideo [7]. Lo schiacciamento è ormai giunto a manifestarsi anche attraverso l'espulsione di porzioni lapidee dal corpo dell'elemento portante (fig. 6.c), comportando una progressiva riduzione delle sezioni resistenti [5]. Negli anni, si è cercato di porre rimedio a questo continuo meccanismo di espulsione rimpiazzando le porzioni murarie mancanti con materiali di natura differente rispetto alla pietra originaria (fig. 6.d).

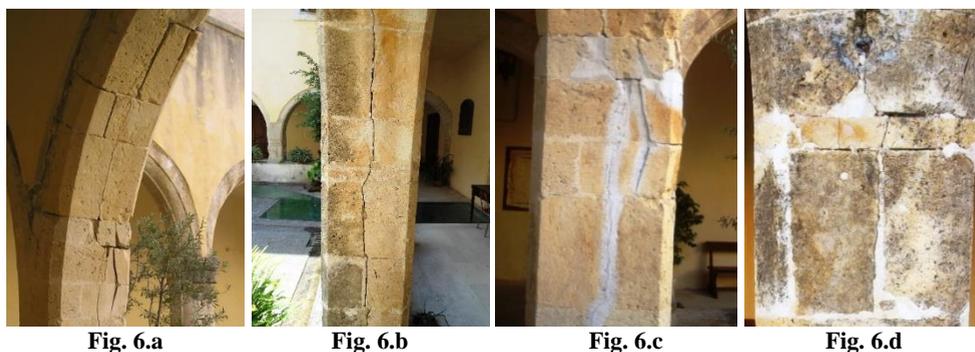


Fig. 5 – Tipico quadro fessurativo da schiacciamento: a) generico arco del fronte ovest del chiostro; b) classica lesione longitudinale da schiacciamento; c) fenomeno di espulsione di porzioni lapidee dall'elemento portante; d) esempio di intervento restitutivo eseguito utilizzando elementi in laterizio.

Rilevato il classico quadro fessurativo e la relativa fenomenologia associata al dissesto per schiacciamento, è stata eseguita una “quantificazione” del sovraccarico in atto eseguendo la verifica alle tensioni ammissibili sui pilastri danneggiati. Pertanto, innanzi tutto si è proceduto sperimentalmente alla valutazione degli stati tensionali caratterizzanti gli elementi

portanti del chiostro. Due pilastri, uno appartenente al lato est (il quinto, contando da sud a nord) e uno al lato sud (il terzo, da ovest ad est), sono stati sottoposti a prove in sito con i martinetti piatti. Tali prove sono state eseguite utilizzando quattro martinetti semicircolari di diametro 27 cm, una pompa idraulica manuale Glötzl dotata di due manometri WIKA ad alta precisione, nonché un comparatore millesimale utilizzato per determinare le deformazioni. Le prove sono state eseguite nel rispetto delle seguenti normative di riferimento: *ASTM C 1196-91*; *ASTM C 1197-91*; *Rilem Lum 90/2 Lum.D.2*.

Nella prima fase delle operazioni è stata eseguita la misurazione dello stato tensionale preesistente (stato tensionale di esercizio σ_{ex}) mediante la prova a singolo martinetto piatto. Pertanto, è stato eseguito un taglio piano ortogonale all'asse del pilastro e valutata, poco dopo, la convergenza (chiusura parziale) subita dalle due facce del taglio stesso, misurando le distanze tra coppie di punti di riferimento simmetrici identificati preventivamente sulla parete (fig. 7.a) al di sopra e al di sotto dei lati del taglio (fig. 7.b). Dopodiché, inserito opportunamente il martinetto (fig. 7.c), mediante la pompa idraulica è stato immesso olio al suo interno, mettendolo progressivamente in pressione e facendolo dilatare fino a ripristinare la geometria iniziale del taglio (fig. 7.d). La prova ha avuto fine quando la chiusura parziale è rientrata completamente, ovvero quando la sollecitazione preesistente sulla muratura del pilastro (agente nella direzione di carico) è risultata pari alla pressione idraulica indotta all'interno del martinetto [8], corretta mediante parametri che tengono conto sia delle caratteristiche geometriche del martinetto e sia del rapporto fra la sua area e quella del taglio. In virtù del principio appena descritto, la tensione interna alla muratura σ del generico pilastro è stata valutata mediante la seguente relazione [3]:

$$\sigma = k_m \cdot k_a \cdot p$$

dove: σ è la tensione normale caratterizzante la muratura; k_m è la costante che tiene conto delle caratteristiche geometriche e della rigidità della saldatura di bordo del martinetto, pari a 0,96; k_a è il rapporto area martinetto/area taglio A_m/A_t , pari a 0,81; p è la pressione idraulica. Al fine di valutare le caratteristiche di deformabilità e di resistenza della muratura, ultimata la prova a singolo martinetto è stato eseguito, a distanza di 50 cm dal primo, un secondo taglio all'interno del quale è stato immesso un ulteriore martinetto. I due elementi sono stati collegati entrambi alla medesima pompa idraulica, così da creare un unico circuito all'interno del quale l'olio è stato messo in pressione. In questo modo, è stata eseguita una prova di compressione monoassiale su un campione murario “indisturbato” di grandi dimensioni, sufficientemente rappresentativo del comportamento globale della muratura dell'elemento esaminato [8]. Durante le prove, in virtù della delicatezza delle strutture sulle quali tali indagini meccaniche sono state eseguite, dopo aver constatato un rapido sviluppo del quadro fessurativo all'aumentare della pressione oleodinamica una volta raggiunto il livello di prima fessurazione σ_f , si è deciso di non procedere con ulteriori incrementi di sollecitazione in fase plastica. È stato così evitato che ulteriori aumenti di carico oleodinamico potessero danneggiare la muratura al punto da innescare meccanismi strutturali imprevisti e indesiderati, pur con la consapevolezza che si sarebbe potuto registrare in campo plastico un importante incremento di resistenza fino al raggiungimento di una tensione di rottura σ_r certamente più alta rispetto alla σ_f .

Eseguito la prova con doppio martinetto è stato possibile determinare: i moduli elastici longitudinale E e tangenziale G ; la tensione di prima fessurazione σ_f . Nella prova a doppio

martinetto il valore della pressione effettivamente applicata alla muratura è stato definito mediante la seguente formula [9]:

$$\sigma = k_m \cdot \frac{A_m}{A_t} \cdot p$$

dove: σ è la tensione normale caratterizzante la muratura; k_m è il valore medio dei due coefficienti di taratura dei martinetti, pari a 0,96; A_m è l'area del martinetto; A_t è il valore medio delle due aree di taglio; p è la pressione idraulica nel martinetto. All'interno delle figure 8, 9.a e 9.b vengono riportati i grafici relativi agli andamenti tensionali-deformativi ottenuti eseguendo le prove, mentre all'interno della tabella 1 vengono riportati i valori delle tensioni di esercizio σ_{ex} e di prima fessurazione σ_f valutati sui due pilastri testati, nonché quello del coefficiente di sicurezza sperimentale definibile come il rapporto σ_f/σ_{ex} . Dalla tabella si evince come tali coefficienti siano elevati, suggerendo stati di sollecitazione a compressione ammissibili dalla muratura dei pilastri. Però, un simile approccio non considera le eccentricità delle sollecitazioni agenti, le quali sono sicuramente presenti comportando un aumento delle tensioni interne in alcune zone dei corpi murari. In funzione di tali eccentricità, pertanto, si producono tensioni massime σ_{max} che, evidentemente, superano il limite di resistenza a compressione della muratura, avviandone la plasticizzazione.

Essendo stata eseguita un'unica prova con i martinetti piatti su due elementi strutturali distinti, è stato raggiunto un livello di conoscenza LC3 per il quale, all'interno delle analisi, bisognerà considerare un fattore di confidenza $FC=1$ [10]. Con l'obiettivo di definire i valori medi dei parametri meccanici della muratura delle arcate del chiostro, essendo la stessa caratterizzata da “*conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc...)*” [11] la tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009 indica una resistenza media a compressione f_m pari a 1,4÷2,4 MPa. In questo caso, essendo il valore di resistenza ottenuto sperimentalmente σ_f maggiore rispetto al limite inferiore $f_{m,min}$ del range su riportato, allora la resistenza media della muratura f_m verrà assunta pari a [11]:

$$f_m = \frac{f_{m,min} + f_{m,max}}{2} \quad \text{con} \quad \sigma_f > f_{m,min}$$

mentre il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura f_{md} è valutabile come [10]:

$$f_{md} = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC}$$

dove γ_m rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza in zona sismica, pari a 2. A questo punto, si può dimostrare analiticamente il fenomeno dello schiacciamento in atto eseguendo la verifica alle tensioni ammissibili prevista dalla NTC/2008 [12]:

$$\frac{\sigma_{ex}}{0,65} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove: la resistenza caratteristica a compressione f_k coincide con la tensione al limite di prima fessurazione σ_f ; γ_m rappresenta un coefficiente di sicurezza pari a 4,2. Dai risultati riportati in tabella 1 si evince che la verifica alle tensioni ammissibili, eseguita sui due pilastri del chiostro, non risulta soddisfatta; ciò dimostra analiticamente il fenomeno dello

schacciamento rilevato sugli elementi strutturali esaminati. Infine, considerando che tutti i pilastri appartenenti al medesimo lato del chiostro sono caratterizzati da stratigrafie delle sovrastrutture identiche e, di conseguenza, dai medesimi carichi agenti, si può affermare che tutti i pilastri dei fronti est e sud sono affetti da schacciamento, così come verosimilmente quelli del fronte ovest i quali mostrano i danneggiamenti più rilevanti.



Fig. 7 – Operazioni relative alla prova a singolo martinetto: a) disposizione delle basi di misura; b) esecuzione del taglio sulla muratura; c) collegamento del martinetto, inserito nel taglio, al circuito oleodinamico; d) fase di misurazione durante la prova.

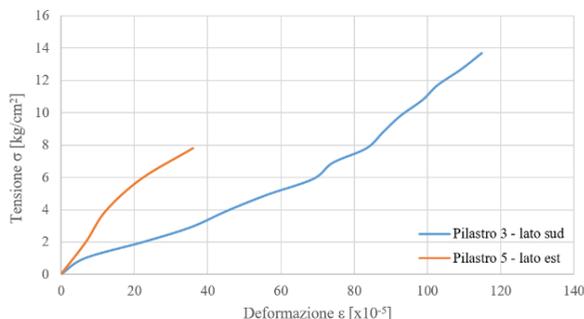


Fig. 8 – Andamenti tensione-deformazione ottenuti mediante le prove con singolo martinetto.

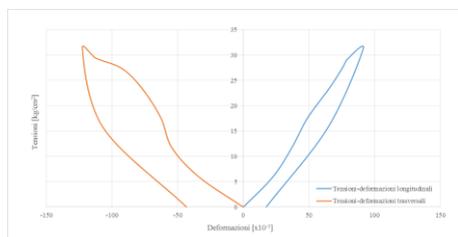


Fig. 9.a

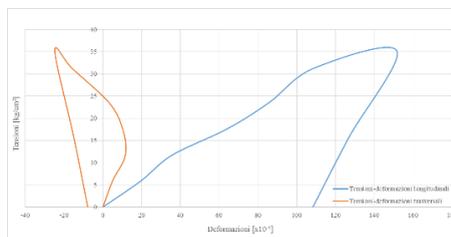


Fig. 9.b

Fig. 9 – Andamenti delle σ - ϵ_m (tens.-def. long.) e delle σ - ϵ_t (tens.-def. trasv.) ottenuti eseguendo le prove a doppio martinetto: a) pilastro 5, fronte est; b) pilastro 3, fronte sud.

PILASTRO 5 - FRONTE EST					PILASTRO 3 - FRONTE SUD				
σ_{ex} [MPa]	σ_r [MPa]	σ_r/σ_{ex}	f_{md} [MPa]	$(\sigma_{ex}/0,65) \leq (\sigma_r/\gamma_m)$	σ_{ex} [MPa]	σ_r [MPa]	σ_r/σ_{ex}	f_{md} [MPa]	$(\sigma_{ex}/0,65) \leq (\sigma_r/\gamma_m)$
0,53	3,07	5,79	0,95	FALSO	1,32	3,45	2,61	0,95	FALSO

Tab. 1 – Risultati ottenuti sulla muratura dei pilastri sottoposti alle prove con i martinetti piatti.

La ricerca delle cause di dissesto interne alla muratura mediante prove endoscopiche

Le indagini endoscopiche eseguite all'interno del chiostro hanno richiesto inizialmente la realizzazione di fori del diametro di $\Phi=10$ mm, mediante tassellatore a basso numero di giri, all'interno dei quali è stato inserito il videoendoscopio. È stato utilizzato un endoscopio modello SECURSCAN MW72 dotato di un cavo sonda avente diametro 5,8 mm, capace di catturare immagini e video con una risoluzione di 720x480 pixel, angolo di visuale 67° e illuminazione garantita da 6 micro led. Mediante il progressivo avanzamento nei fori della sonda ottica è stato possibile documentare l'aspetto interno dei corpi murari indagati. Le prove endoscopiche hanno interessato tutti i pilastri del lato ovest del chiostro (n. 5 pilastri), aventi sezione 40x40 cm, praticando fori lungo il loro asse alle quote di 1,15 m (quota corrispondente alla metà dell'altezza del pilastro) e/o di 2,30 m (quota superiore a quella della sezione di testa del pilastro) rispetto al piano di calpestio del porticato interno (fig. 10). Inoltre, è stata eseguita un'ulteriore indagine endoscopica su un sesto pilastro, posto lungo il lato sud (il secondo, da ovest a est) e avente sezione 50x54 cm.

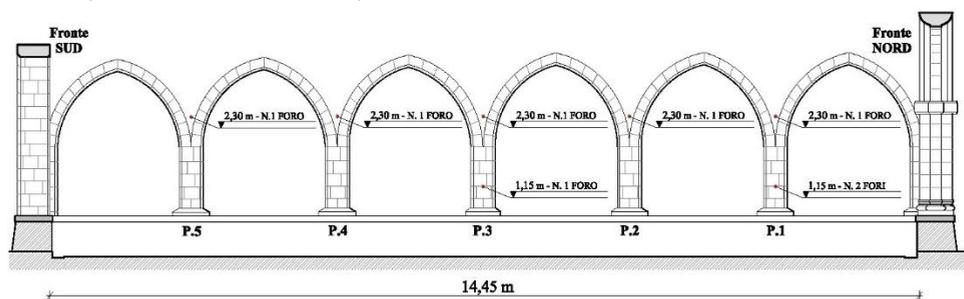


Fig. 10 – Archi del lato ovest del chiostro, con indicate le quote e il numero di fori di prova eseguiti.

Sul primo pilastro indagato (P.1) è stata dapprima eseguita un'ispezione alla quota di 1,15 m lungo la linea mediana del fronte ovest. Nel praticare il foro, però, la punta del trapano è riuscita a penetrare la muratura per soli 16 cm (il lato del pilastro misura 40 cm) prima di fermarsi. Inserendo la sonda ottica nel foro e facendola avanzare al suo interno, sono state valutate centimetro dopo centimetro la morfologia della struttura muraria nonché la presenza di eventuali anomalie. Nel dettaglio, alle varie profondità del foro x [cm] si registra: per $0 \leq x < 10$ cm, la pietra calcarea risulta priva di anomalie (fig. 11.a); per $10 \leq x < 15$ cm, la pietra calcarea presenta una lesione longitudinale (fig. 11.b); per $15 \leq x < 16$ cm, si nota un vuoto prodotto dal distacco tra la muratura e un elemento metallico interno (fig. 11.c); per $x = 16$ cm si registra la presenza di un elemento metallico ossidato (fig. 11.d).

Conclusa la prima ispezione, è stato eseguito un secondo foro in posizione speculare al primo, ovvero alla quota di 1,15 m lungo la linea mediana del fronte est. Questa volta, la punta del trapano si è fermata alla profondità $x = 14$ cm e la sonda ottica ha mostrato: per $0 \leq x < 13$ cm, la pietra calcarea risulta priva di anomalie (fig. 12.a); per $13 \leq x < 14$ cm, si nota un vuoto prodotto dal distacco tra la muratura e l'elemento metallico interno; per $x = 14$ cm si registra la presenza dell'elemento metallico ossidato (fig. 12.b). Grazie ai due fori speculari, praticati sul pilastro P.1, è stata messa in luce al suo interno la presenza, del tutto ignorata fino a questo momento anche dagli attuali tecnici della Sovrintendenza, di un profilato metallico, probabilmente scatolare, a sezione quadrangolare avente lato pari a 10 cm (oppure a sezione circolare avente diametro $\Phi=10$ cm). Inoltre, grazie alle immagini catturate si può

osservare l’ossidazione del profilato, la quale ha prodotto il distacco tra l’elemento metallico interno e la muratura circostante a causa del conseguente aumento volumetrico del metallo. Pertanto, l’ossidazione del profilato ha generato dall’interno una spinta orizzontale sulla muratura circostante. Ciò viene dimostrato dalla presenza di vuoti tra l’armatura e la muratura, nonché dalle lesioni che dall’interno del pilastro si diffondono fino alle superfici esterne, peggiorando le condizioni della muratura già danneggiate dal sovraccarico.

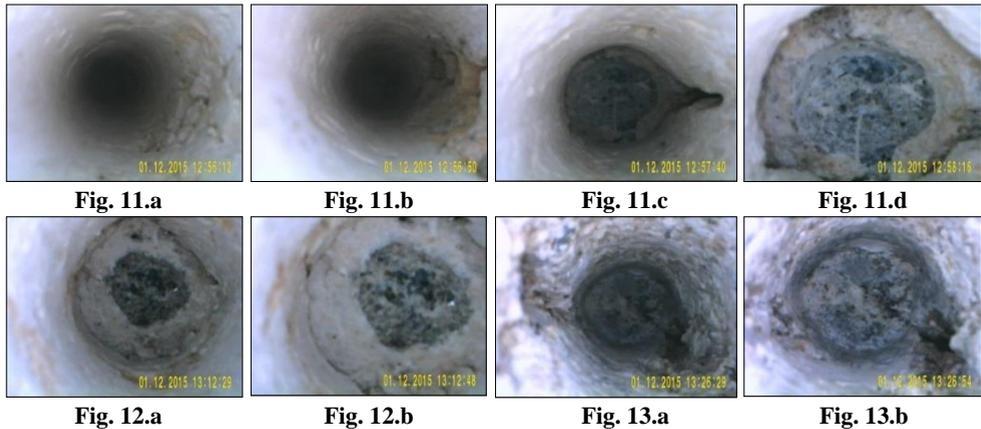
Al fine di indagare la lunghezza del profilato metallico, è stato eseguito un terzo foro a circa 20 cm al di sopra della sezione di testa del pilastro (a quota 2,30 m dal piano di calpestio). In questo caso, la punta del trapano si è fermata ad una profondità $x = 14$ cm, mentre in merito alla morfologia e alle anomalie riscontrate si registra: per $0 \leq x < 12$ cm, la pietra calcarea/malta risulta priva di anomalie; per $12 \leq x < 14$ cm, la pietra calcarea/malta risulta interessata da una lesione (fig. 13.a); per $x = 14$ cm si registra la presenza dell’elemento metallico ossidato (fig. 13.b). Mediante questa terza ispezione è stato dimostrato come il profilato metallico interno rappresenta un elemento di rinforzo di lunghezza pari alla quota del solaio interpiano posto tra il piano terra e il primo livello. Inoltre, si può notare come un tale sviluppo in altezza del profilato metallico spiega la comparsa delle lesioni “anomale” verticali precedentemente analizzate sulla muratura di rinfiaccio di alcuni archi (fig. 5.c).

Conclusa l’indagine endoscopica sul pilastro P.1, sono stati eseguiti ulteriori fori sui restanti n. 4 pilastri del lato ovest e sul secondo pilastro del lato sud (P.6). All’interno della tabella 2 vengono sintetizzati i risultati delle ulteriori ispezioni endoscopiche eseguite.

Negli anni gli effetti del sovraccarico in atto sulle arcate del chiostro, oltre ad indurre all’esecuzione di numerosi interventi di sostituzione dei conci ammalorati (utilizzando elementi di varia natura, come laterizi o blocchi di calcarenite) hanno suggerito l’introduzione, all’interno dei corpi murari, di elementi metallici dotati di una certa rigidità nonché resistenza. Questa operazione fu riconosciuta come un utile intervento di consolidamento strutturale, in quanto i profilati metallici, collaborando con la muratura, sono in grado di garantire la funzione portante. Purtroppo, l’ossidazione progressiva del metallo ha reso nel tempo tali elementi di rinforzo causa essi stessi di danneggiamento per la muratura. Dalle indagini endoscopiche eseguite si evince, infine, come all’interno dei pilastri interessati gli elementi metallici di rinforzo occupano una posizione quasi sempre centrale rispetto all’asse geometrico, ma possono risultare anche decentrati.

PILASTRO	FRONTE, DIREZIONE, ALTEZZA DEL FORO	PROFONDITA' x [cm]	MORFOLOGIA	ANOMALIE
P.2 (Fronte Ovest)	Ovest; Ovest-Est; 2,30 m	$0 \leq x < 14$ $x = 14$ cm	Calcarenite Tubolare metallico	--- Ossidazione
P.3 (Fronte Ovest)	Ovest; Ovest-Est; 1,15 m Ovest; Ovest-Est; 2,30 m	$0 \leq x < 14$ $x = 14$ $0 \leq x < 14$ $x = 14$	Calcarenite Tubolare metallico Calcarenite Tubolare metallico	--- Ossidazione --- Ossidazione
P.4 (Fronte Ovest)	Ovest; Ovest-Est; 2,30 m	$0 \leq x \leq 35$ cm	Calcarenite	---
P.5 (Fronte Ovest)	Ovest; Ovest-Est; 2,30 m	$0 \leq x \leq 35$ cm	Calcarenite	---
P.6 (Fronte Sud)	Sud; Sud-Nord; 1,30 m	$0 \leq x < 16$ cm $x = 16$ cm	Calcarenite Tubolare metallico	--- Ossidazione

Tab. 2 – Risultati ottenuti sui pilastri P.2, P.3, P.4, P.5 e P.6 eseguendo le prove endoscopiche.



Figg. 11 – Indagine attraverso il primo foro praticato sul pilastro P.1: a) $0 \leq x < 10$ cm; b) $10 \leq x < 15$ cm; c) $15 \leq x < 16$ cm; d) $x = 16$ cm.

Figg. 12 – Indagine attraverso il secondo foro praticato sul pilastro P.1: a) $0 \leq x < 13$ cm; b) $x = 14$ cm.

Figg. 13 – Indagine attraverso il terzo foro praticato sul pilastro P.1: a) $12 \leq x < 14$ cm; b) $x = 14$ cm.

Studio dell'integrità dei volumi murari dissestati mediante le prove soniche

Al fine di analizzare la diffusione dei sistemi fessurati dovuti allo schiacciamento all'interno della muratura, sono state eseguite prove soniche sui pilastri 1, 2 e 3 del fronte est (figg. 14.a,b,c), aventi dimensioni 56x56x120 cm e caratterizzati dal tipico quadro fessurativo prodotto dal sovraccarico. Mediante la determinazione della velocità di propagazione di onde meccaniche sonore attraverso il mezzo murario indagato, è stato possibile ottenere informazioni qualitative sul livello di compattezza della muratura, sulla presenza di cavità o fessure, nonché sul livello di eterogeneità dei materiali [13]. Le indagini soniche applicate alla muratura, soprattutto quelle storiche, consentono di ottenere solo risultati qualitativi proprio in virtù della natura del materiale il quale è fortemente eterogeneo e anisotropo [14]; dunque tali risultati non possono essere correlati alle proprietà meccaniche e di resistenza del mezzo murario [15].



Fig. 14.a

Fig. 14.b

Fig. 14.c

Figg. 14 – Pilastri del fronte est soggetti alle indagini soniche: a) pilastro 1; b) pilastro 2; c) pilastro 3.

Le prove soniche rappresentano un metodo di indagine non distruttivo basato sulla generazione di impulsi meccanici (fig. 15.a), con frequenze nel campo del sonoro (20-20000 Hz), mediante apposito strumento di battitura; tali impulsi vengono poi ricevuti da un sensore (accelerometro piezoelettrico) posto in un punto diverso della struttura. Entrambi i dispositivi sono collegati alla centralina che consente di convertire i segnali analogici in digitali (fig. 15.b), ma anche di visualizzare il treno d'onde (fig. 15.c). La centralina restituisce in automatico: il tempo di transito t delle onde attraverso il mezzo murario; la velocità di attraversamento della muratura v (è noto a priori lo spazio che divide trasmettitore e ricevitore, pari allo spessore del mezzo attraversato) [16]. Le prove soniche sono state svolte in modalità diretta (o in trasparenza), modalità che consiste nell'emettere e ricevere l'onda strumentale in punti corrispondenti sulle due facce opposte della muratura in esame. Rispetto agli altri metodi di analisi, quello diretto fornisce i dati più significativi in merito alla consistenza interna della sezione muraria [17]. Le prove sono state eseguite nel rispetto della norma UNI EN 12504-4 e ricorrendo a: una centralina MAE A5000UM S.N. M044771, un martello strumentato Trigger trasmittente (T) MA-UM; una sonda ricevente (R) SC55R con frequenza 55kHz. L'esecuzione delle prove ha richiesto preliminarmente l'identificazione della cosiddetta “griglia sonica” sulle superfici esterne degli elementi murari da investigare, utilizzata come schema di riferimento per l'acquisizione delle misurazioni strumentali [17] e, successivamente, per tracciare la mappatura sul livello di integrità strutturale. Pertanto, sulle superfici dei tre pilastri indagati sono state individuate griglie 2x4, con maglie elementari di dimensioni 28x25 cm, mentre laddove la muratura si presenta particolarmente lesionata è stata aumentata l'accuratezza delle analisi ripartendo ulteriormente metà griglia (1x4) ricorrendo a maglie di dimensioni 14x25 cm (fig. 16.a,b,c). Su ciascuna coppia di facce parallele è stata tracciata la medesima griglia, mentre le misurazioni sono state effettuate considerando i punti centrali all'interno di ciascuna coppia di maglie parallele corrispondenti. Le misurazioni sono state effettuate secondo le direzioni ovest-est e nord-sud. Per ciascuna coppia di punti equidistanti sono state effettuate tre misure del tempo di propagazione delle onde soniche attraverso il mezzo murario, delle quali è stato poi determinato il valore medio. Di conseguenza, conoscendo la distanza tra le coppie di punti di misura, è risultato facile risalire alla velocità di propagazione. I valori medi dei tempi di transito t [μ s] e delle velocità di attraversamento v [m/s], relativi alla muratura dei tre pilastri indagati, vengono riportati all'interno della tabella 3.

Le misurazioni hanno richiesto un'ulteriore importante operazione propedeutica, ovvero la taratura dello strumento di misura, in funzione: del tipo di muratura caratterizzante gli elementi indagati; i diversi livelli di integrità strutturale. Tale operazione è stata effettuata individuando sulla muratura dei pilastri del chiostro tre diverse condizioni facilmente riscontrabili: a) muratura compatta, qualora la stessa non presenta segni di dissesto; b) muratura con lievi discontinuità, qualora la stessa presenta piccole cricche o comunque lesioni aventi ampiezza inferiore a 1 mm; c) muratura con forti discontinuità, qualora la stessa presenta lesioni importanti aventi ampiezza superiore a 1 mm. Per questi tre diversi livelli di integrità strutturale della muratura, sono stati definiti precisi range delle velocità di propagazione v [m/s]: per $v > 1800$ m/s la muratura si presenta compatta (M.C.); per $900 < v < 1800$ m/s la muratura è caratterizzata da lievi discontinuità (M.L.D.); per $v < 900$ m/s la muratura è caratterizzata da forti discontinuità (M.F.D.).

Associando a ciascun range un colore, è stata definita una mappa cromatica attraverso la quale è facile interpretare il livello di compattezza interna della muratura dei tre pilastri

indagati. In particolare, per $v > 1800$ m/s è stato adottato il verde, per $900 < v < 1800$ m/s il giallo, per $v < 900$ m/s il rosso (fig. 17.a,b,c). La costruzione di tali mappe si basa sull'incrocio delle misurazioni ottenute, alle varie quote e rispetto alle due direzioni di misura, su ciascun elemento indagato.



Fig. 15.a



Fig. 15.b

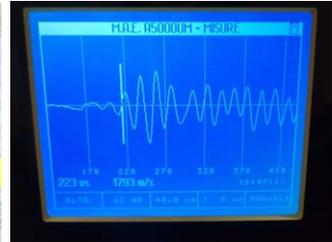


Fig. 15.c

Fig. 15 – Fasi operative delle indagini soniche eseguite sui pilastri del chiostro di San Bernardino: a) produzione dell'onda sonora; b) registrazione e pulizia delle onde soniche; c) treno d'onde.

DIREZIONE D'INDAGINE NORD-SUD						
LINEA D'INDAGINE	PILASTRO 1		PILASTRO 2		PILASTRO 3	
	TEMPO [μs]	VELOCITÀ [m/s]	TEMPO [μs]	VELOCITÀ [m/s]	TEMPO [μs]	VELOCITÀ [m/s]
1-1'	320	1750	440	1272	265	2113
2-2'	740	756	640	875	610	918
3-3'	270	2074	622	900	519	1077
4-4'	220	2545	270	2074	1170	478
5 ₁ - 5 ₁ '	420	1383	240	2333		
5 ₂ - 5 ₂ '	/	/	520	1076	280	2000
6 ₁ - 6 ₁ '	500	1120	770	727	535	1046
6 ₂ - 6 ₂ '	394	1420	830	674		
7 ₁ - 7 ₁ '	720	777	/	/	354	1580
7 ₂ - 7 ₂ '	/	/	/	/		
8 ₁ - 8 ₁ '	900	565	700	800	253	2213
8 ₂ - 8 ₂ '	880	636	/	/		

DIREZIONE D'INDAGINE EST-OVEST						
LINEA D'INDAGINE	PILASTRO 1		PILASTRO 2		PILASTRO 3	
	TEMPO [μs]	VELOCITÀ [m/s]	TEMPO [μs]	VELOCITÀ [m/s]	TEMPO [μs]	VELOCITÀ [m/s]
1-1'	370	1513	1080	518	200	2800
2-2'	470	1190	640	875	230	2434
3-3'	1076	520	520	1076	210	2666
4-4'	554	1010	230	2434	560	1000
5-5'	360	1555	800	700	320	1750
6-6'	470	1191	350	1600	330	1696
7-7'	200	2800	420	1333	570	982
8-8'	280	2000	840	666	660	848

Tab. 3 – Valori medi dei tempi di transito t [μs] e delle velocità di attraversamento v [m/s] misurati.

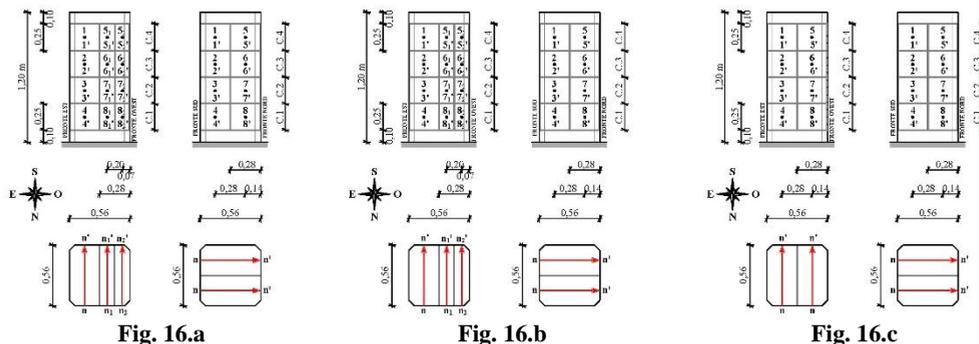


Fig. 16 – Griglie soniche adottate sui pilastri soggetti ad indagini soniche: a) pilastro 1; b) pilastro 2; c) pilastro 3.

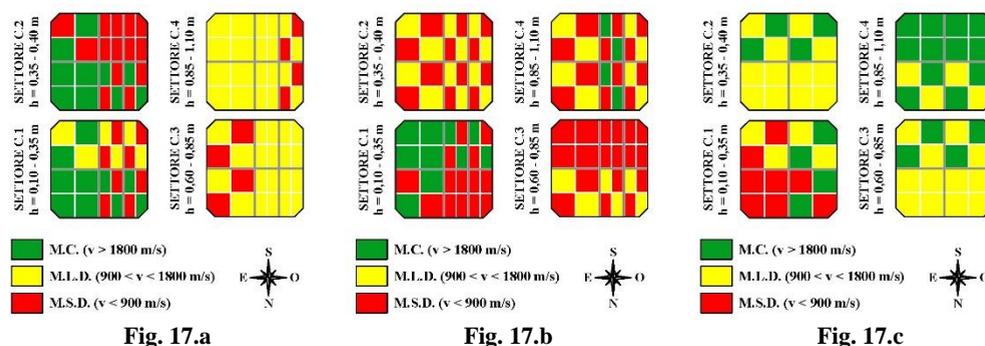


Fig. 17 – Mappe cromatiche relative alla valutazione dell'integrità strutturale interna della muratura dei pilastri indagati: a) pilastro 1; b) pilastro 2; c) pilastro 3.

Conclusioni

La campagna di indagini diagnostiche effettuate sulle arcate del chiostro di San Bernardino offre diversi spunti di riflessione, nonché il senso della misura sul grado avanzato di danneggiamento raggiunto dagli elementi murari indagati. È ormai noto come gli elementi portanti del chiostro soffrono da tempo la superficialità di passati interventi strutturali e variazioni di destinazione d'uso non ben ponderati. Tali iniziative furono prese in maniera del tutto incurante delle reali capacità portanti delle strutture del chiostro, le quali a partire da un certo momento in poi si trovarono a possedere una resistenza insufficiente per sopportare le sollecitazioni agenti. Le verifiche alle tensioni ammissibili, basate sui risultati ottenuti sperimentalmente attraverso le prove con i martinetti piatti, hanno dimostrato un'evidente incapacità della muratura di resistere ai carichi agenti. L'analisi sperimentale svolta, inoltre, non considera le eccentricità delle risultanti di carico agenti sui pilastri, condizione quest'ultima che andrebbe a peggiorare ulteriormente i risultati delle verifiche.

Le indagini endoscopiche hanno evidenziato un aspetto estremamente delicato riguardante la conservazione delle architetture storiche, ovvero quello relativo alla compatibilità tra i

materiali di rinforzo e la materia storica. L'intervento di consolidamento, eseguito ricorrendo all'inserimento nei corpi murari di profilati metallici malamente, o per nulla, trattati superficialmente, rappresenta un esempio emblematico di incompatibilità tra materiali. Infatti, il metallo non opportunamente trattato, a contatto con la muratura storica, ha subito un processo di ossidazione accompagnato da una dilatazione volumetrica; tale deformazione del metallo ha, a sua volta, comportato sollecitazioni sulla muratura circostante, danneggiandola irrimediabilmente. Una simile situazione si sarebbe potuta facilmente evitare nei seguenti modi: ricorrendo a un differente intervento di consolidamento dei pilastri, capace di ottenere il medesimo risultato ma adoperando materiali di rinforzo differenti e compatibili; eseguendo la caratterizzazione chimica e morfologica dei materiali costituenti la muratura, così da approfondire la compatibilità tra materiali di rinforzo e quelli storici [18].

È dunque emersa la necessità di individuare un metodo per “quantificare” il danneggiamento prodotto dal dissesto per schiacciamento in atto. La mappatura sul livello di integrità strutturale interna della muratura, costruita eseguendo le prove soniche, non offre informazioni quantitative puntuali ma solo valutazioni qualitative che però, se correttamente interpretate, suggeriscono utili indicazioni sullo stato di conservazione della stessa muratura. La precisione sulle indicazioni ottenibili può progressivamente essere migliorata effettuando una discretizzazione del volume murario indagato sempre più spinta, ovvero adottando maglie della griglia sonica sempre più piccole [19]. Così facendo, la mappatura definibile sul livello di integrità strutturale della muratura risulterà sempre più accurata, permettendo di ottenere informazioni dettagliate utili per la definizione degli interventi di consolidamento strutturale, necessari a garantire il miglioramento della funzionalità portante degli elementi dissestati.

Bibliografia

1. S. Mastrodicica, *Dissesti statici delle strutture edilizie. Diagnosi, consolidamento, istituzioni teoriche*, Hoepli Editore, Milano 2002.
2. 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.
3. M. Como, *Statica delle costruzioni storiche in muratura*, Aracne Editrice, Roma 2010.
4. R. Olivito, A. Tedesco, C. Gattuso, *The complex of S. Bernardino in Amantea: study of structural damage and degradation of materials*, in *Diagnosis for the conservation and valorization of cultural heritage. Atti del V Convegno Internazionale, Napoli 2014*, a cura di L. Campanella, C. Piccioli, Aracne Editrice, Roma 2014.
5. R. Olivito, A. Tedesco, G. Spadea, R. Codispoti, *Strengthening strategies of a historical masonry construction*, in *Key Engineering Materials vol. 624, Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials*, 2014.
6. R. Olivito, A. Tedesco, G. Fortunato, C. Gattuso, *Thermographic analysis in diagnostics for cultural heritage*, in *ARKOS. Science Restoration Valorisation, V series, n. 11-12*, Editinera Editrice, 2015
7. A. Lio, *Le cause del degrado in un organismo edilizio*, in *Strategie didattiche di ricerca*, a cura di A. De Sanctis, G. Fortunato, F. Parise, Edizione Kappa, Roma 2011.

8. L.Jurina, *Alcuni recenti sviluppi nella tecnica dei martinetti piatti*, Atti del Convegno Nazionale *La meccanica delle murature tra teoria e progetto*, Messina 1996.
9. M.Vinci, *Metodi e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, Palermo 2013.
10. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 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. del 14 gennaio 2008*, alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011, Supplemento ordinario n. 54.
11. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009, Supplemento Ordinario n. 22.
12. D.M.14 gennaio 2008 *Norma tecniche per le costruzioni*- G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30.
13. E.A. Eissa, A. Kazi, *Relation between static and dynamic Young's moduli of rocks*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 25 (6), 1988.
14. V. Brotóns Torres, R. Tomás Jover, S. Ivorra Chorro, *Estudio de la influencia de la temperatura en las propiedades físicas y mecánicas de la calcarenita de San Julián*, in *Rehabend 2014, Congreso Latinoamericano. Patología de la construcción, tecnología de la rehabilitación y gestión del Patrimonio*, 2014.
15. E. Vasanelli, D. Colangiuli, A. Calia, M. Sileo, M.A. Aiello, *Ultrasonic pulse velocity for the evaluation of physical and mechanical properties of a highly porous building limestone*, Ultrasonics 60, 2015.
16. P. Cicchiello, *Diagnostica strutturale*, Maggioli Editore, Santarcangelo di Romagna 2010.
17. S. Bufarini, V. D’Aria, R. Giacchetti, *Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura*, EPC Libri, Roma 2010.
18. 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.
19. R. Olivito, A. Tedesco, G. Forestieri, *Study of crack patters of historical masonry elements of the cloister of St. Bernardino and the church of St. Biagio in Amantea (Cs) by means of sonic tests*, in *IX Congresso Nazionale AIAR*, Rende 2016.