



L'USO DI MATERIALI INNOVATIVI NELL'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN MURATURA

Andrea Benedetti, Luca Pela' *

* Università di Bologna
Dipartimento DISTART
Viale Risorgimento 2, 40136 Bologna, Italy

Sommario. *La problematica della sicurezza degli edifici di uso pubblico è diventata oggi un tema cruciale, alla luce delle nuove normative sismiche e dei recenti terremoti avvenuti in Italia. I progettisti sono pertanto chiamati a eseguire un'accurata valutazione della vulnerabilità sismica di strutture esistenti, in modo da poter procedere con il progetto di un efficace e affidabile intervento di riabilitazione e adeguamento. In questo contesto, recentemente sta assumendo notevole importanza nel campo del rinforzo strutturale l'impiego di materiali innovativi, quali i compositi fibrorinforzati. In questo lavoro, si descrive la procedura seguita nel consolidamento e adeguamento normativo di alcuni edifici significativi, sottolineando l'importanza fondamentale delle indagini sperimentali e dell'analisi strutturale per una corretta scelta degli interventi più idonei.*

EL USO DE MATERIALES INNOVADORES EN LA ADECUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Andrea Benedetti, Luca Pelà *

* Universidad de Bolonia
Departamento DISTART
Viale Risorgimento 2, 40136 Bolonia, Italia

Sumario. *La problemática de la seguridad de los edificios de uso público, se ha convertido hoy en un tema crucial, a la luz de las nuevas normativas sísmicas y los recientes terremotos que se han producido en Italia. Los diseñadores tienen por lo tanto la tarea de realizar una cuidadosa evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes, para poder proceder con el proyecto de una eficaz y fiable intervención de rehabilitación y adecuación. En este marco, en tiempos recientes está adquiriendo mucha importancia en el campo del refuerzo estructural, el uso de materiales innovadores, tales como los compuestos fibroreforzados. En este trabajo, se describe el procedimiento adoptado en la consolidación y adecuación normativa de algunos edificios significativos, destacando la importancia fundamental de las investigaciones experimentales, así como del análisis estructural, para una correcta selección de las intervenciones más idóneas.*

1 INTRODUZIONE

L'estensione delle zone a rischio sismico e i terremoti verificatisi recentemente sul territorio nazionale con tragiche conseguenze, stanno imponendo alle amministrazioni e agli enti locali la valutazione del livello di sicurezza strutturale degli edifici di uso pubblico. Nella maggior parte dei casi, è necessario ricorrere a una rivisitazione critica dei livelli di rischio accettabili e alla definizione degli interventi di riabilitazione necessari. Tenuto conto che la maggior parte degli edifici pubblici in Italia rappresenta una parte consistente del patrimonio storico e architettonico, è possibile immaginare i molteplici vincoli che necessariamente influenzano il progettista nella scelta delle tecniche di adeguamento sismico.

Sulla base di tali considerazioni, nell'ambito del restauro e della riabilitazione del costruito stanno assumendo sempre maggiore importanza soluzioni di ultima generazione, che consentano sistemi progettuali non invasivi, rapidi da installare e durevoli nel tempo. L'impiego di materiali compositi fibrorinforzati, infatti, si sta diffondendo in maniera consistente laddove sia richiesto un compromesso tra incremento di resistenza dell'elemento rinforzato, leggerezza e possibilità di rimovibilità futura. Nel caso di CFRP e GFRP (carbon/glass fiber reinforced polymers) è possibile annoverare importanti vantaggi quali la grande adattabilità di forma, la facile lavorabilità, la limitatezza di ingombro ed infine l'elevata durabilità, in grado di garantire ottime prestazioni anche in ambienti aggressivi.

Dall'evoluzione dei compositi FRP nascono i sistemi compositi in acciaio al carbonio SRCM (steel reinforced cement matrix) che offrono ulteriori vantaggi quali la resistenza al fuoco, la traspirabilità e la possibilità di un facile pretensionamento. Un'importante caratteristica riguarda, inoltre, la capacità di poter essere attorcigliati senza creare nessun danno alle fibre stesse. In tal modo, è possibile migliorare l'ancoraggio della parte terminale del rinforzo, inserendolo in opportune perforazioni eseguite sul supporto alle estremità.

In questo articolo, viene analizzato l'utilizzo dei materiali innovativi citati in precedenza, attraverso la presentazione di alcuni casi studio di interventi di adeguamento sismico condotti su edifici di uso pubblico di importanza significativa. Gli interventi di rinforzo che verranno descritti riguardano la correzione sia della resistenza locale che del comportamento globale. Tra i possibili meccanismi di collasso riscontrabili negli edifici in muratura, quelli locali di flessione fuori dal piano della parete risultano essere generalmente i più gravosi, ma possono essere presidiati per mezzo dell'applicazione di strisce di rinforzo verticali ed orizzontali. Particolare importanza assume la cura dei particolari costruttivi, quali l'ancoraggio del rinforzo alla base del muro, in modo da garantire l'efficacia del sistema progettato.

Il processo di rinforzo e adeguamento sismico non può prescindere da una precisa indagine sperimentale in cantiere atta alla caratterizzazione meccanica della muratura, che funge da materiale di supporto del rinforzo, e alla verifica della corretta installazione dei rinforzi. In tale ottica, verranno analizzate alcune modalità di prova significative per la valutazione della muratura così come le verifiche degli incollaggi tramite prove di strappo (pull-off adhesion testing) per testare l'adesione del rinforzo al supporto.

2 PROVE SPERIMENTALI PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA

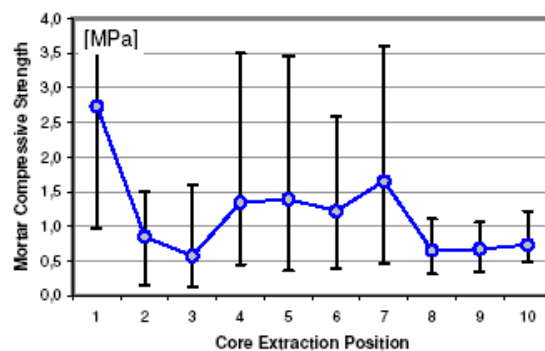
La riabilitazione e l'adeguamento sismico del costruito seguono procedimenti operativi del tutto differenti da quelli normalmente adottati nel campo del progetto di nuove strutture. Tale aspetto è ancor più evidente nel caso di costruzioni storico-monumentali, in cui le informazioni sul rilievo geometrico e i dati corrispondenti alle caratteristiche meccaniche dei materiali devono essere dedotti da una dispendiosa attività di indagine in sito.

Il progettista, pertanto, incorre in notevoli difficoltà, in quanto oltre alla descrizione delle caratteristiche dei materiali deve dedicarsi alla descrizione del livello di degrado esistente e della presenza di vuoti o difetti negli elementi che compongono il composito murario. In particolare, si osserva che mentre le proprietà dei mattoni possono essere rilevate con sufficiente precisione sulle diverse parti della costruzione, le proprietà locali della malta sono piuttosto difficili da ottenere e i risultati sono spesso caratterizzati da notevole dispersione [1].

Tra le tecniche in situ più utilizzate per la caratterizzazione della malta vi sono quelle che correlano la resistenza a compressione con l'energia dissipata durante un processo di penetrazione di una punta nel materiale. Gli apparecchi generalmente utilizzati sono i penetrometri BRE e PNT-G [2], il secondo dei quali viene mostrato in Figura 1a. Tali strumenti sono pratici e poco ingombranti, permettono una rapida esecuzione e ripetizione della prova ma la dispersione dei risultati raggiunge valori anche del 100% (Figura 1b). Occorre evidenziare, inoltre, come la valutazione di un materiale su una superficie esterna del volume debba sempre essere condotta con particolare cautela: negli edifici storici, infatti, i giunti degradati possono essere stati risigillati superficialmente con malte di caratteristiche migliori di quella originale.



a)



b)

Figura 1: a) Penetrometro PNT-G e b) risultati di prove su malta.

D'altra parte, le prove a compressione su cubetti standard di malta di lato 40 mm o le prove a punzonamento su piastrine di malta ("double punch test", visualizzato in Figura 2 e descritto in [3]), conducono generalmente a stime inferiori del modulo elastico e della resistenza a compressione della malta, in quanto trascurano il contributo di confinamento esercitato dai mattoni sullo strato di malta. A tale difficoltà si aggiunge ovviamente quella legata all'estrazione di provini indisturbati dai giunti della muratura dell'edificio oggetto di analisi.

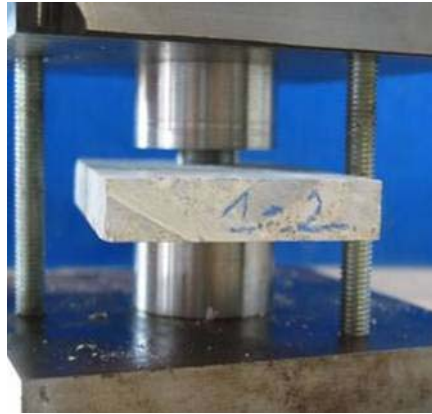


Figura 2: Prova a punzonamento su malta.

Una possibilità per affrontare il problema consiste nell'esecuzione di test distruttivi in laboratorio su piccoli provini [4]. Tale attività sperimentale può essere condotta senza arrecare eccessivo danno alla struttura esistente. Un tipo di campione appetibile è quello cilindrico, in quanto può essere facilmente estratto dalla muratura per mezzo di una comune carotatrice secondo diverse configurazioni geometriche: cilindro di mattone, cilindro che interessa due mattoni e uno strato di malta trasversale, cilindro che interessa due mattoni e uno strato di malta longitudinale (Figure 3a-c).

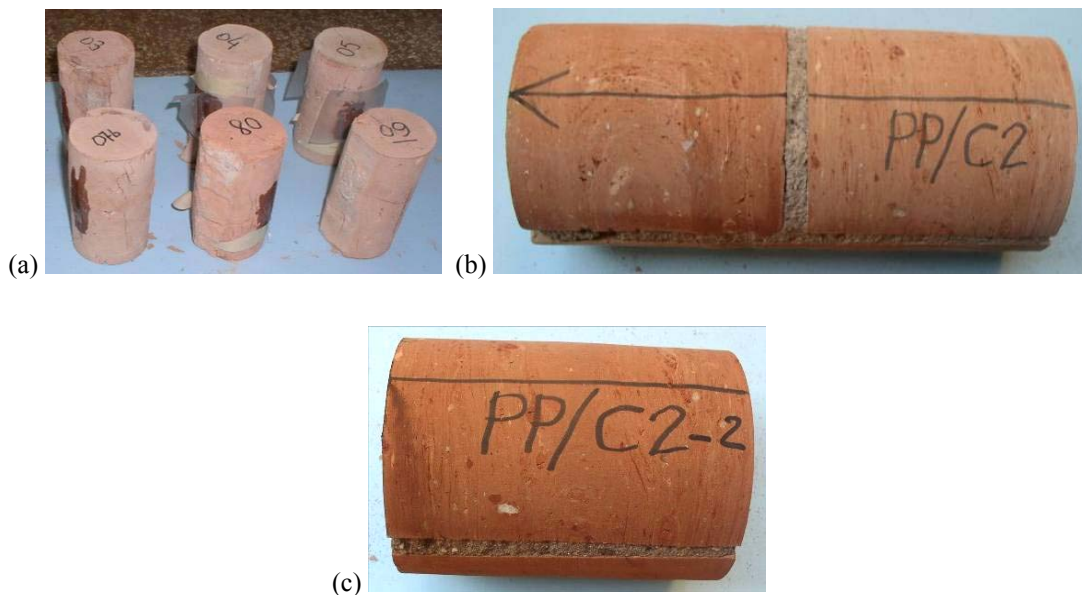


Figura 3: Diversi tipi di carote estratte dalla muratura: (a) cilindro di solo mattone, (b) con giunto di malta trasversale e (c) con con giunto di malta longitudinale lungo il diametro.

I test su tali tipi di provini possono essere eseguiti applicando il carico sulle basi del cilindro oppure lungo un piano di simmetria diametrico per tutta la lunghezza. Se si considera un provino cilindrico di solo mattone, il primo test fornisce la resistenza a compressione del mattone mentre il secondo rappresenta una prova brasiliana (“splitting test”) dalla quale è possibile dedurre la resistenza a trazione del mattone.

Informazioni interessanti possono essere ottenute considerando provini con un giunto di malta intercluso in direzione trasversale o longitudinale. Nel primo caso, comprimendo il cilindro alle basi è possibile ottenere una stima della resistenza complessiva della muratura. Nel secondo caso, invece, è possibile dedurre interessanti informazioni se si conduce una prova brasiliana con lo strato di malta diametrale inclinato di 45° rispetto al piano di carico: in tale situazione, il giunto è soggetto a uno stato di sforzo di taglio-compressione e il comportamento attritivo dell'interfaccia malta-mattone è analogo a quello di un "wall diagonal test". Lo stato limite al collasso del provino può essere interpretato correttamente attraverso un criterio di Mohr-Coulomb, come mostrato in [5] ed in Figura 4. In questo modo, il test permette di determinare le caratteristiche della malta e conseguentemente della muratura, adottando un appropriato sistema di formule sequenziali, analogo a quello riportato in [6].

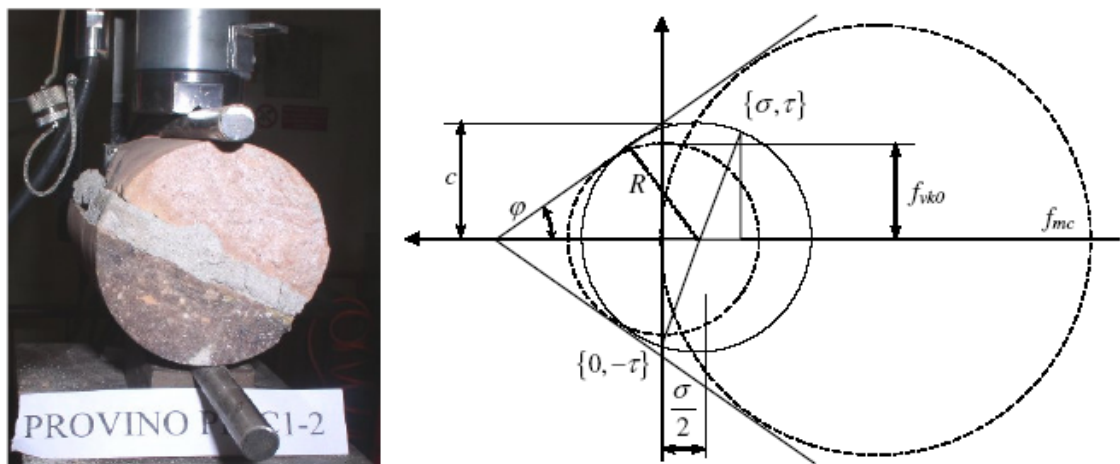


Figura 4: Prova brasiliana con giunto di malta ruotato di 45° e interpretazione del test con il criterio di Mohr-Coulomb [5].

3 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

La valutazione del grado di sicurezza di un edificio di uso pubblico richiede una procedura affidabile per la stima della vulnerabilità sismica del complesso strutturale. Un altro aspetto importante riguarda la rilevazione dei fattori di vulnerabilità non strutturali (pareti divisorie, soffitti, parapetti...), la cui crisi, se da un lato non influenza il collasso della costruzione, dall'altro assume un carattere di notevole pericolosità nei confronti degli occupanti.

In questo articolo vengono riportati alcuni casi studio, riconducibili a strutture di uso pubblico e suscettibili ad affollamento che, dal punto di vista strutturale, risultano caratterizzate da elevata complessità e irregolarità. Nell'ambito del consolidamento e della riabilitazione del costruito, infatti, è molto tipico incorrere in casi di edifici profondamente articolati, caratterizzati da più corpi annessi risultati da ampliamenti avvenuti in epoche successive. Spesso le diverse unità non possono essere considerate come organismi indipendenti, per cui il complesso deve necessariamente essere considerato come un unico sistema resistente. In tale contesto, risulta cruciale la scelta del metodo di analisi strutturale più adeguato per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Le analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo (o "time history analyses")

non appaiono adeguate nel caso citato, in quanto sono eccessivamente complesse ed onerose, a causa dell'alto costo computazionale richiesto. D'altro lato, le analisi statiche non lineari (o "pushover analyses") non risultano affidabili nel caso di sistemi irregolari, in quanto i modi superiori giocano un ruolo molto importante nella definizione del comportamento dinamico del sistema globale. Nel caso in questione, pertanto, l'unica via percorribile è necessariamente quella delle analisi dinamiche lineari con spettro di risposta: seppure esse non siano in grado di fornire alcuna informazione su meccanismi di collasso, duttilità e livello di danneggiamento atteso, forniscono comunque utili indicazioni sul comportamento elastico di una struttura, indicando quali siano i componenti più vulnerabili che per primi entrano in campo plastico. Tale procedura permette pertanto di comprendere, con un accettabile costo computazionale, il comportamento della struttura nel suo complesso, rimandando l'indagine su problematiche particolari a tecniche più precise ed appropriate.

Per condurre tale tipo di analisi è necessario eseguire un modello ad elementi finiti, in cui la geometria della struttura sia riprodotta fedelmente. Spesso si rende necessaria non solo la discretizzazione delle pareti murarie, ma anche degli orizzontamenti, nel caso in cui essi non possano essere considerati come diaframmi rigidi, in modo da poter rappresentare la loro effettiva deformabilità. Come già osservato, i materiali vengono modellati con leggi costitutive di tipo elastico lineare rispettando le caratteristiche dei materiali rilevate per mezzo delle prove sperimentali eseguite. Nella Figura 5 vengono riportati alcuni esempi di modelli ad elementi finiti di edifici complessi o irregolari che, nell'ambito del processo di analisi strutturale, sono stati studiati nella loro globalità.

La normativa di riferimento in Italia è il DM 14/1/2008 [7] con la nuova classificazione sismica introdotta dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia per mezzo delle recenti mappe di pericolosità sismica. Per gli edifici di uso pubblico, la sola conoscenza del massimo livello di accelerazione sismica sopportabile dalla costruzione o del coefficiente di sicurezza rispetto al livello di rischio sismico prescritto dalla normativa sono informazioni troppo indefinite per avere un quadro chiaro della vulnerabilità sismica. Allo scopo di ottenere un quadro di valutazione esaustivo, occorre determinare per differenti valori di accelerazione sismica di picco (PGA) il numero di elementi strutturali non verificati suddividendoli per tipo di collasso atteso, in modo da poter individuare il più corretto intervento di rinforzo e di adeguamento sismico.

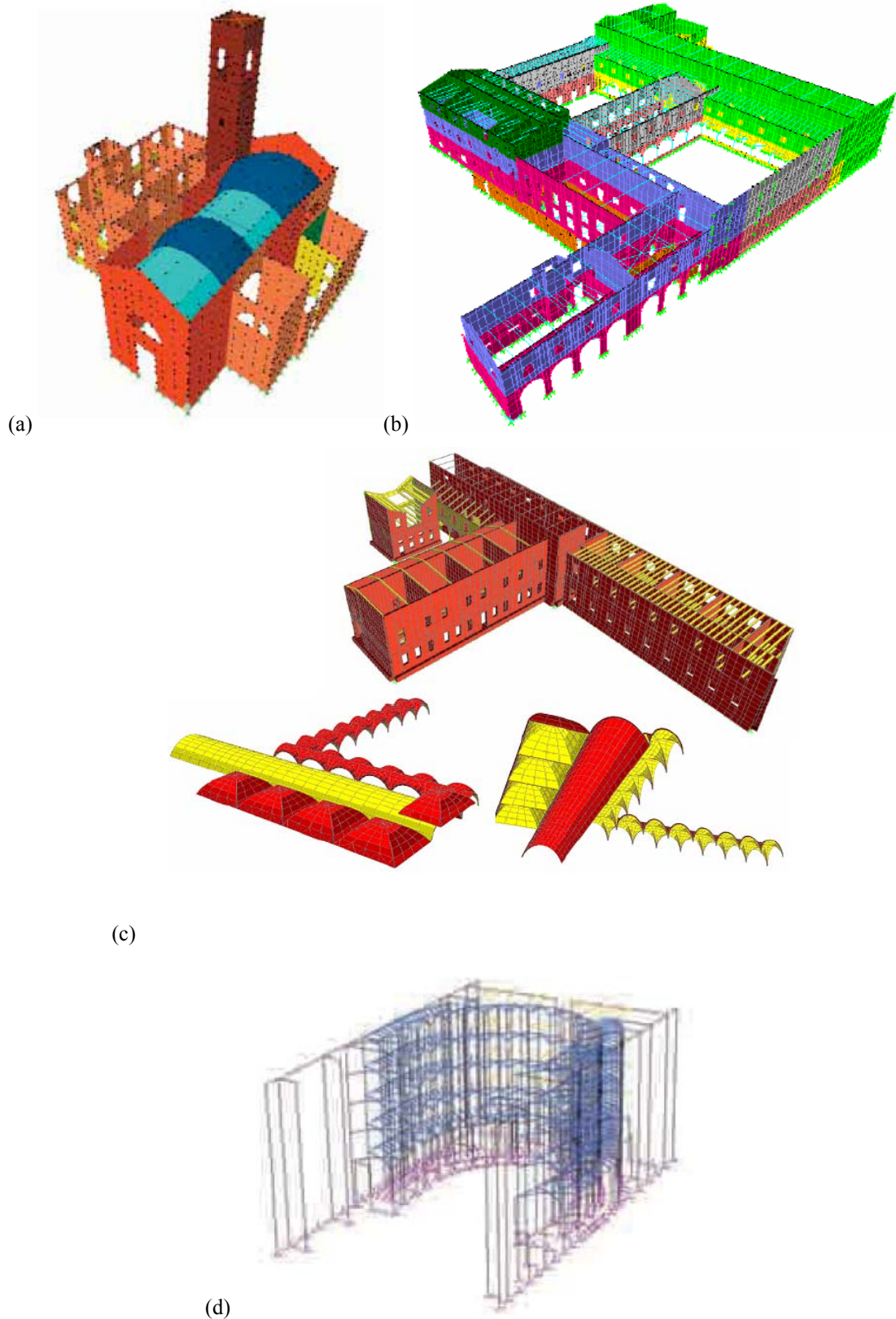


Figura 5: Modelli agli elementi finiti di edifici complessi: a) Chiesa di S. Martino in Casola [8], b) Complesso Scolastico di S. Domenico a Cesena [9], c) Scuola "Filippo Mordani" a Ravenna [9] e d) Teatro "Ebe Stignani" di Imola [10].

4 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO CON MATERIALI INNOVATIVI

Fino ad alcune decine di anni fa i compositi erano utilizzati solo nell'Ingegneria Aeronautica e Aerospaziale a causa del loro elevato costo rispetto ai materiali tradizionali. Successivamente alla messa a punto di processi di produzione più economici, gli FRP hanno avuto una più ampia diffusione anche in altri campi applicativi, come ad esempio quelli dell'Ingegneria Civile [11]. In tale ambito, assume notevole rilevanza il loro utilizzo nel rinforzo e riabilitazione del costruito, o nell'adeguamento antisismico. Il largo impiego di questi materiali innovativi si deve a tutta una serie di vantaggi che sono in grado di offrire, quali la economicità connessa alla facilità di trasporto e montaggio, la modestissima manutenzione richiesta, la resistenza alla corrosione e la durezza, la bassa invasività e la reversibilità dell'intervento di rinforzo.

Recentemente, l'interesse verso i materiali compositi fibrorinforzati è sempre maggiore ed il risultato è un loro sempre più massiccio utilizzo nel campo del mantenimento di edifici storici e monumentali e del loro recupero pre- e post-sisma. Le caratteristiche di resistenza al deterioramento e alle alterazioni chimiche, la durezza, la bassa conducibilità termica, la scarsa invasività su edifici monumentali e la totale reversibilità dell'intervento, oltre alla facilità di montaggio che non prevede la sospensione d'uso della struttura e la mancanza di manutenzione, rendono questi materiali particolarmente adatti per opere di ripristino e manutenzione.

I polimeri fibro-rinforzati, inoltre, presentano un'alta resistenza a trazione ed una modesta rigidità flessionale; pertanto, sono dei validi candidati per incrementare la capacità portante di strutture caratterizzate da una bassissima resistenza alla trazione, quali quelle in muratura, che rappresentano gran parte del patrimonio edilizio esistente in Italia ed in Europa [12].

In questo paragrafo, verranno presentati alcuni casi studio su edifici complessi di uso pubblico, in modo da poter mettere in luce le maggiori caratteristiche e potenzialità degli interventi con materiali innovativi. Il riferimento normativo adottato per la scelta dei criteri di calcolo e di progetto dei rinforzi in FRP è il documento CNR-DT200/2004 [13].

4.1 Interventi di rinforzo della Chiesa di S. Martino in Casola

La chiesa di San Martino in Casola [8] è un edificio in muratura la cui costruzione risale per la parte più antica ai primi anni del 1800. L'edificio presenta una navata centrale, sulla quale si aprono due cappelle su ogni lato, e un'abside semicircolare. I soffitti sono costituiti da una volta a botte in muratura per il corpo principale, da voltine a vela per le cappelle laterali e da una cupola di gesso sostenuta da stuoie di canne e nervature di legno per quel che riguarda la zona dell'altare antistante l'abside. La copertura è costituita da capriate lignee. I muri e le volte sono costituiti da murature in mattoni pieni legati con malta di calce.

Nel corso del tempo sono stati aggregati alla chiesa ulteriori proiezioni di fabbricato: il campanile, alto 20 m e a pianta quadrata, la canonica e il teatro che si sviluppa alla spalle dell'abside. Le cappelle laterali sono state aggiunte alla costruzione principale procedendo alla demolizione delle pareti e costruendo le nuove aree a sezione rettangolare con nuova muratura collegata da diaconi discontinui a quella preesistente.

Lo stato di conservazione della chiesa presentava le solite problematiche degli organismi murari con fondazioni a contatto con il terreno: oltre ai problemi riconducibili all'umidità di risalita capillare e al dilavamento delle malte dei giunti dovuti alle azioni meteoriche, si potevano notare cedimenti fondali differenziali delle parti costruite più recentemente e fessurazioni in prossimità delle aperture. Attraverso l'analisi con un modello ad elementi finiti (Figura 5a) della struttura soggetta ai carichi verticali, si è potuto comprendere la distribuzione del quadro fessurativo, dovuta principalmente all'interazione struttura-terreno di fondazione.

Sono state rilevate, inoltre, problematiche statiche legate al tipo di edificio, con coperture spingenti e tetti non a perfetta tenuta d'acqua, e difetti intrinseci legati all'uso di materiali poveri e a soluzioni costruttive poco idonee alla geometria dell'edificio. In particolare i fattori citati sono sfociati nell'apertura di consistenti lesioni nelle volte e nelle pareti delle cappelle, con caduta di porzioni di malta e di elementi in laterizio.

Una delle problematiche salienti della chiesa è apparsa da subito la posizione e l'organizzazione strutturale del campanile, in quanto elemento parzialmente connesso alle pareti perimetrali della chiesa. In particolare, nelle pareti della canonica al di sotto del campanile erano presenti ampie fessure causate dall'interazione dinamica dei due corpi di fabbrica durante il movimento a distesa delle campane. Attraverso l'esecuzione di prove di valutazione sperimentale delle accelerazioni e dei movimenti della cella campanaria nel corso dell'eccitazione data dal movimento delle campane, è stato possibile comprendere meglio l'entità del fenomeno.

La studio del comportamento strutturale in campo sismico è stato effettuato secondo i criteri esposti nel Paragrafo 3, considerando diversi spettri di accelerazione al suolo, conformi con quelli previsti dalla normativa vigente [7], corrispondenti a diversi valori di accelerazione di picco. Coerentemente alle sollecitazioni ottenute sui setti murari per i diversi valori di accelerazione sismica di picco (PGA) assunti, sono state eseguite le verifiche di sicurezza nei confronti delle rotture per pressoflessione, taglio e ribaltamento. Per ciascun elemento strutturale, il valore del coefficiente di sicurezza è stato definito come il minimo tra quelli relativi ai possibili meccanismi di rottura. Si sono pertanto costruite, con un processo sequenziale, le curve di variazione del valore percentuale di elementi a collasso e del coefficiente minimo di sicurezza, al variare della PGA di progetto.

Per diversi elementi tale valore è risultato inferiore all'unità e dunque si è resa necessaria la progettazione di interventi di consolidamento. Tale miglioramento non è quasi mai ottenibile dalla sola applicazione di rinforzi sugli elementi più critici, ma più generalmente è necessario andare a correggere il comportamento globale della costruzione mediante interventi diffusi.

Dall'esame della Figura 6 si evince che il valore di accelerazione di verifica per il complesso murario è assai lontano dal valore di progetto fissato dalla normativa (pari a 0.15g). In particolare, è interessante notare che esiste una relazione lineare inversa tra il numero di elementi al di là della soglia di collasso e l'accelerazione di picco assunta per il calcolo.

In conclusione, il grado iniziale di sicurezza della chiesa è apparso piuttosto basso, come conseguenza delle forti spinte alle quali erano soggette alcune pareti in conseguenza dei moti di torsione causati dall'irregolarità della pianta. Pur considerando che gli elementi con caratteristiche peggiori avrebbero subito un intervento di consolidamento, il coefficiente di sicurezza è risultato comunque insufficiente,

soprattutto per il mancato grado di vincolo esercitato dalla copertura alla sommità dei setti. Sono anche da segnalare numerosi pannelli murari per i quali la verifica a ribaltamento fuori dal piano ha fornito margini di sicurezza non accettabili. Si è pertanto concluso che l'insufficienza statica della chiesa non derivava da un unico problema, ma dal concomitante effetto di una non corretta ripartizione delle forze sismiche, dal ribaltamento di pareti prive di cordolo di sommità e dall'insufficiente resistenza al taglio di alcuni pannelli alla base della costruzione.

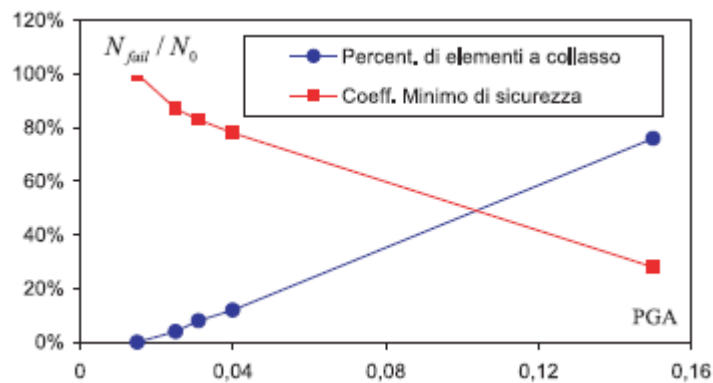


Figura 6: Chiesa di S. Martino: variazione del numero di elementi a collasso con il valore della PGA.

Sulla base delle osservazioni citate, sono stati effettuati sulla struttura diversi interventi per migliorare il livello di sicurezza sismico:

- 1) *Irrigidimento del piano delle capriate mediante controventi* - Sono state introdotte nel piano delle capriate nuove travi in legno lamellare e crocette di tondino d'acciaio con tenditori in modo da realizzare una struttura rigida nei confronti delle azioni orizzontali e con il fine di vincolare con maggiore efficacia le pareti perimetrali in sommità.
- 2) *Consolidamento delle murature in corrispondenza delle aperture* - Sono stati realizzati dei rinforzi sul perimetro delle finestre utilizzando barre di C-FRP nelle parti rettilinee e strisce di tessuto da 400 g/m² nelle parti curvilinee (Figura 7); le barre sono state inserite nei corsi di malta e fissate mediante malte da restauro addizionate di resina epossidica.
- 3) *Consolidamento delle volte e delle cupole* - Al disopra delle volte e delle cupole sono state fissate, mediante resina epossidica, strisce di G-FRP larghe 150 mm, spessore 0,22 mm, a formare un reticolo di rinforzo (Figura 8).
- 4) *Spostamento e sostituzione di due catene esistenti* - Le catene esistenti delle cappelle laterali erano disposte fuori del piano medio degli archi di entrata, per cui sono state rimosse e riposizionate nel piano medio.
- 5) *Cucitura degli angoli superiori della facciata anteriore* - La facciata anteriore presentava un basso coefficiente di sicurezza al ribaltamento; si è pertanto provveduto a realizzare cuciture mediante barre in FRP ad aderenza migliorata ϕ 10 mm, lunghezza 1200 mm (Figura 9).
- 6) *Ricucitura delle fessure delle volte* - Le fessure delle volte sono state richiuse mediante cuciture/mattoni rotti, strisce di FRP spessore 0,22 mm, e barre in FRP ϕ 4 mm, allargando la zona di intervento a circa 1,0 m sui due lati della fessura (Figura 10).
- 7) *Adeguamento delle pareti principali* - Le pareti principali della navata, sono state

adeguate al taglio di progetto mediante ricostruzione dei giunti di malta e inserzione di barre di C-FRP ϕ 4 mm ogni tre ricorsi di mattoni (Figura 11).

8) *Eliminazione delle spinte nella navata centrale* - La navata centrale è stata vincolata trasversalmente mediante l'inserimento di due nuove catene in corrispondenza della cupola centrale.

9) *Prevenzione del degrado della malta esterna esposta a bagnatura* - Le pareti esterne della chiesa, per una altezza di 5 m dal piano di campagna, sono state soggette a manutenzione mediante ristilatura dei giunti di malta con calce pozzolanica priva di cemento allo scopo di impedire degrado atmosferico.

10) *Irrigidimento delle pareti della canonica sotto il campanile* - La parete di appoggio del campanile risultava fessurata dall'oscillazione del campanile. Si è proceduto ad eseguire un rinforzo in grado di assorbire le trazioni mediante cucitura delle zone fessurate con strisce di tenuta in FRP spessore 0,22 mm, di larghezza 250 mm (Figura 12).

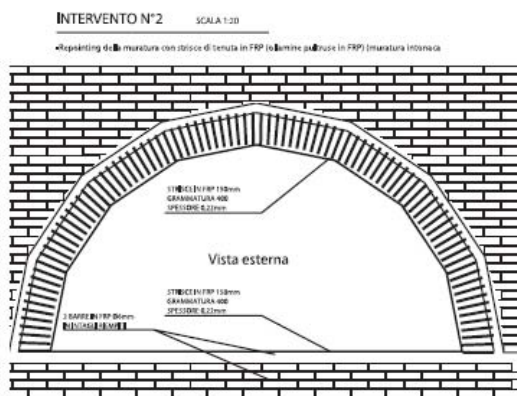


Figura 7: Intervento n°2: rinforzo del bordo delle aperture mediante barre di C-FRP inserite nei corsi sottostanti la finestra e mediante tessuto nello stipite curvo superiore.

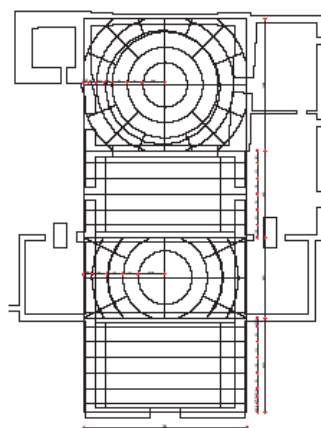


Figura 8: Intervento n°3: rinforzo delle volte e delle cupole mediante realizzazione di una rete di strisce di G-FRP secondo meridiani e paralleli.

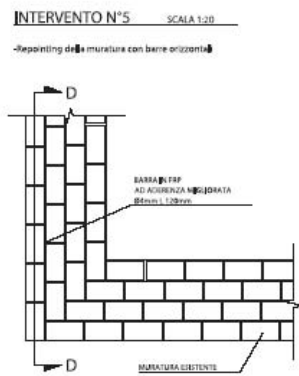


Figura 9: Intervento n°5: fissaggio dello spigolo superiore della facciata principale allo scopo di ridurre la vulnerabilità nei confronti del ribaltamento attorno al piede.

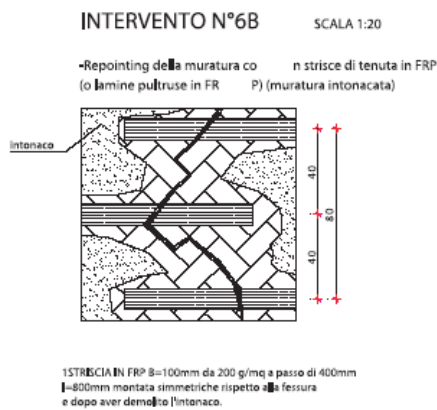


Figura 10: Intervento n°6: cucitura dei lembi delle fessure mediante scuci e cucì dei mattoni rotti e armatura con strisce di FRP ortogonale alla lesione.



Figura 11: Intervento n°7: repointing dei giunti di malta con inserimento di armature a taglio costituite da barre Ø 4 mm in C-FRP.



Figura 12: Intervento n° 10: adeguamento mediante strisce di C-FRP della parete della canonica soggetta a trazione per effetto dell'oscillazione delle campane.

4.2 Interventi di rinforzo della Scuola “Filippo Mordani” di Ravenna e del Complesso Scolastico di S. Domenico a Cesena

La Scuola “Filippo Mordani” di Ravenna [9] è un edificio in muratura il cui nucleo originario risale al secolo XVII° ma che è stato oggetto di ampliamenti fino al XX° secolo durante diverse fasi di costruzione. Le diverse parti dell'edificio interagiscono durante il moto sismico e, pertanto, danno luogo a un complesso sistema resistente altamente irregolare (Figura 5c). Una problematica rilevante riguarda l'eterogeneità delle caratteristiche meccaniche della muratura, di tipologia differente a seconda dell'epoca di costruzione della porzione di fabbricato. Anche le fondazioni non sono di ugual tipologia e pertanto le pareti delle parti più antiche presentano un ispessimento fino al terreno di fondazione, mentre quelle delle parti più recenti poggiano su un basamento costituito da una trave in calcestruzzo. Anche il sistema di orizzontamenti non è omogeneo, essendo costituito da volte a crociera, volte a botte, volte a padiglione o da solai unidirezionali in laterocemento. Il coperto è costituito da capriate in legno o in acciaio.

Il Complesso Scolastico di S. Domenico a Cesena si sviluppa attorno al chiostro rinascimentale originario, che cambiò destinazione d'uso durante la Campagna Napoleonica per poi subire annessioni di ulteriori porzioni di fabbricato nel corso dei secoli, alterandone l'assetto fino a dopo la Seconda Guerra Mondiale. Il complesso presentava problematiche simili a quelle descritte per la Scuola “Filippo Mordani”, dovute all'eterogeneità e all'irregolarità (Figura 5b). In aggiunta, si è evidenziato il problema della mancanza di connessione tra gli orizzontamenti e le pareti portanti verticali: tale problema investiva i solai lignei così come le volte in muratura.

Entrambi gli edifici, oltre a presentare caratteri comuni come l'irregolarità, l'eterogeneità e la complessità, erano caratterizzati da una spiccata vulnerabilità delle pareti murarie al ribaltamento fuori dal piano. Tale fattore è dovuto principalmente all'altezza dei setti, all'eccessiva distanza tra i muri ortogonali di ritegno ma soprattutto alla mancanza di un vincolo alla quota dei solai, non essendo questi sufficientemente rigidi o efficacemente connessi ai muri verticali.

In questo contesto, si è reso necessario su tali strutture un attento controllo dei meccanismi locali al variare del valore della PGA. Le verifiche sono state eseguite adottando i seguenti valori di accelerazione di picco: 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.20g e 0.25 g. Nella Scuola Mordani, le pareti più snelle non connesse appropriatamente ai diaframmi orizzontali sono risultate non sicure già per un'azione sismica fuori dal piano pari a 0.025g. Per un valore di PGA pari a 0.15g quasi tutti gli elementi non sono risultati verificati al collasso per ribaltamento fuori piano, come mostrato in Figura 13a. La situazione nel caso del Complesso di S. Domenico è apparsa altrettanto critica, come si può osservare in Figura 13b.

Il confronto di diverse analisi lineari con spettro di risposta, assumendo diverse ipotesi sul comportamento degli orizzontamenti, hanno mostrato che l'introduzione di diaframmi rigidi orizzontali avrebbe incrementato drasticamente la sicurezza sismica degli edifici. Pertanto, si è compreso che per ridurre la vulnerabilità sismica delle strutture era necessario in principio garantire un efficace collegamento tra i muri perpendicolari e, successivamente, incrementare la rigidità degli orizzontamenti. Anche l'introduzione di opportune catene nelle volte ha permesso di assorbire le spinte orizzontali, presidiando tali elementi strutturali dal collasso.

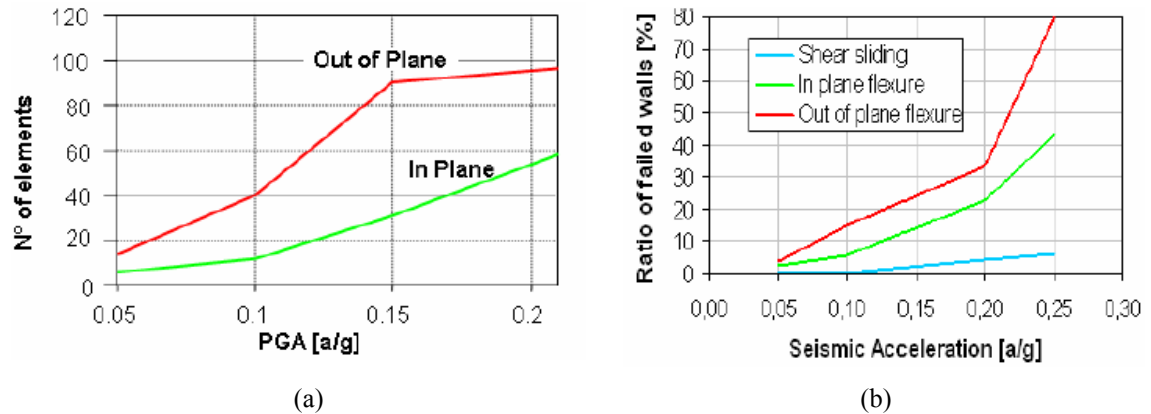


Figura 13: Quantità di elementi murari non verificati per un assegnato valore di PGA, per i casi studio della Scuola Mordani (a) e del Complesso di S. Domenico (b).

Gli interventi sono stati progettati dapprima per rinforzare i muri con insufficiente resistenza flessionale nel piano, per mezzo dell'applicazione di tessuto in CFRP; in aggiunta, le pareti sono state rinforzate nei confronti del loro ribaltamento fuori dal piano e del meccanismo di taglio per mezzo di barre in FRP inserite nei giunti di malta ed inghisati per mezzo di resina epossidica ad alta resistenza; infine, sono state stilate delle mappe con gli interventi necessari su ogni parete, come mostrato in Figura 14a.

Un problema che necessita particolare cautela riguarda il meccanismo di delaminazione del rinforzo verticale alla base della parete: esso è stato affrontato eseguendo il sistema di ancoraggio presentato in Figura 14b, costituito da profili di acciaio ancorati al supporto per mezzo di connettori inghisati con resina epossidica.

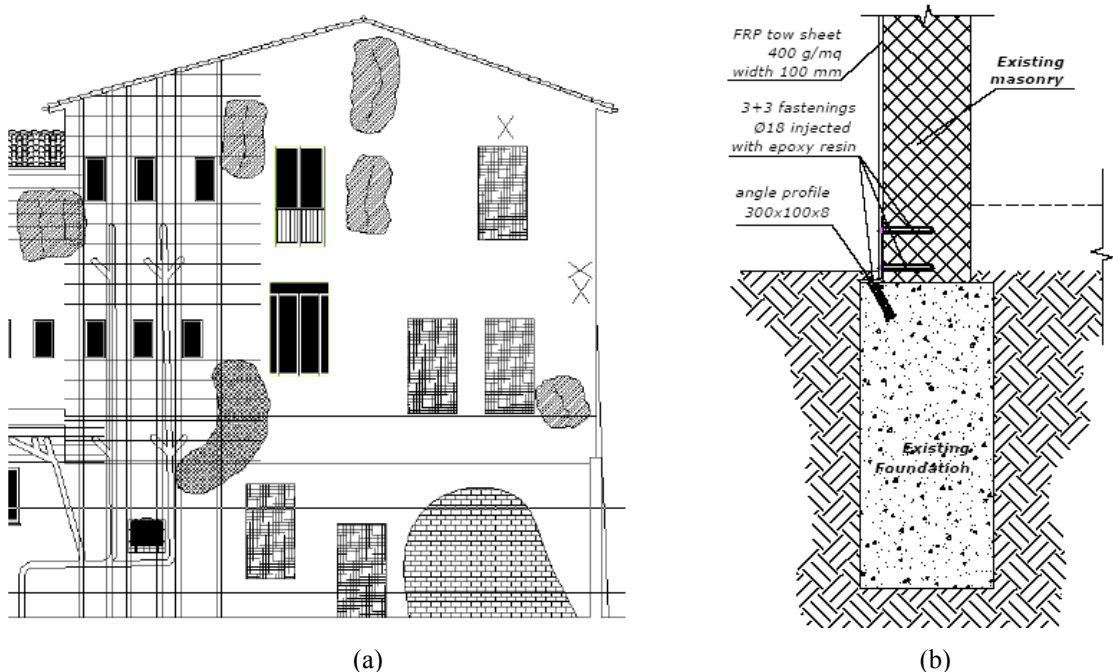


Figura 14: a) Sistema di rinforzi in FRP a flessione e a taglio su una parete in muratura del Complesso di S. Domenico e b) particolare costruttivo dell'ancoraggio dei rinforzi al piede della parete.

4.3 Interventi di rinforzo del Teatro “Ebe Stignani” di Imola

Il teatro di Imola intitolato ad Ebe Stignani [10], è un raro esempio di teatro a pianta ellittica tra quelli esistenti in Italia ed è ricavato all'interno di una chiesa gotica, la chiesa superiore di San Francesco realizzata nel XIV° secolo e requisita, insieme a gran parte dei beni ecclesiastici, in epoca napoleonica.

Le demolizioni dei pavimenti operate nel corso della prima fase di apertura del cantiere hanno mostrato l'esiguità delle strutture portanti del sistema dei palchi. Nella situazione precedente ai consolidamenti, l'organismo murario del teatro presentava una notevole vulnerabilità sismica, con la possibilità che nel corso di uno scuotimento sismico le volte realizzate con mattonelle di cotto disposte a pietra in foglio potessero perdere la forma geometrica e cadere per annullamento dell'effetto ad arco.

A tale problematica si è cercato di dare risposta progettando e realizzando un sistema di rinforzo basato su di un reticolo di strisce di fili metallici unidirezionali applicati esternamente all'estradosso delle volte per mezzo di un legante idraulico (figura 15). Gli impalcati dei corridoi comprendevano le volte in muratura di circa 30 mm di spessore, un riempimento di ulteriori 10 mm in chiave e un pavimento seminato alla veneziana. La necessità di mantenere le quote di calpestio esistenti, ha limitato lo spazio disponibile agli interventi ai 10 mm di spessore superiormente alle volte in muratura. Si è pertanto optato per l'applicazione all'estradosso delle volte di compositi SRCM (“steel reinforced cement matrix”) che consentissero di ottenere il sovraccarico utile netto di 600 kg./m² pur rispettando la condizione di resistenza al fuoco R90 per le strutture portanti.



Figura 25: Posa di elementi di rinforzo SRCM (a) su volta in muratura, mediante reticoli di strisce (b).

Le strisce unidirezionali di micro trefoli di acciaio nichelato hanno una larghezza di 100 mm ed un'area specifica di 0,19 mm²/mm. Resistono a tensioni fino a valori di circa 2800 MPa, ma come è usuale per le armature applicate esternamente per incollaggio, la tensione critica risulta essere quella di delaminazione, che nel caso di supporto di mattoni di laterizio raggiunge valori pari a circa 1000 MPa di tensione.

I materiali SRCM consentono tuttavia una notevole miglioria rispetto alle soluzioni con C-FRP, in conseguenza della loro capacità di essere attorcigliati senza creare nessun danno alle fibre stesse. Nel caso in esame per ciascuna striscia di SRCM sono state eseguite due perforazioni a trapano nelle murature di confine delle volte, inserendo in tali fori due code attorcigliate ottenute dalla parte terminale della striscia. Attraverso tale accorgimento, la tensione di delaminazione effettiva, che dipende dall'energia di frattura specifica dell'interfaccia e che nel caso di mattoni di laterizio generalmente si

aggira attorno ai 1000 MPa, può incrementare notevolmente rispetto al valore teorico.

La resistenza a flessione di una volta si esplica attraverso l'incurvamento della curva delle pressioni fino a toccare le superfici superiore o inferiore della volta. La presenza di un rinforzo all'estradosso, pertanto, è in grado di incrementare la capacità a sostenere momenti negativi della volta attraverso la traslazione verso l'alto della zona ove il passaggio della curva delle pressioni risulta ammissibile.

I rinforzi sono stati progettati a partire dai valori delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi strutturale sul modello matematico presentato in Figura 5d. Dallo studio d'insieme della struttura e dalla successiva analisi dei risultati si è appurato che le condizioni di carico più svantaggiose erano quella con i soli carichi verticali allo stato limite ultimo e quella con azione sismica dominante agente in direzione ortogonale all'asse di simmetria del teatro. Questa azione sismica, infatti, produce degli effetti torsionali nella struttura a seguito dell'elevata eccentricità tra il centro di massa e quello di taglio per ogni impalcato.

Nella Figura 16 sono illustrate le distribuzioni di strisce di rinforzo adottate per i differenti impalcati a servizio dei palchi. Si noti che, nel caso di volte a crociera, il sistema strutturale si comporta come una griglia composta di due archi incrociati, e dunque la capacità portante può essere aumentata disponendo croci di tessuti d'acciaio.

Lo schema a tirante d'estradosso è stato utilizzato per assorbire le spinte orizzontali esercitate dalle volte. In questo modo, inoltre, si è potuta garantire un'efficace connessione tra il sistema delle volte e le pareti perimetrali, impedendo di fatto l'allontanamento delle pareti stesse e la perdita di appoggio. Lo stesso schema di rinforzo è stato adottato anche per i parapetti dei palchi, utilizzando un composito di assi di legno con interposto un tessuto di fili d'acciaio per realizzare il sistema resistente alle forze orizzontali date dalla presenza del pubblico.

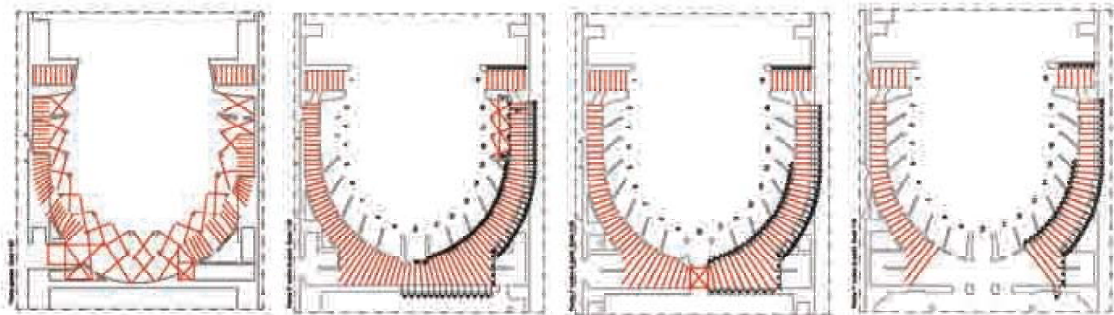


Figura 36: Piante delle griglie di rinforzo disposte ai quattro piani.

5 PROVE SPERIMENTALI PER LA VERIFICA DELLA CORRETTA ESECUZIONE DEI RINFORZI

La verifica della corretta esecuzione dei rinforzi FRP è essenziale per poter procedere al collaudo delle opere e garantire l'efficienza statica delle stesse nel tempo. In primo luogo, occorre eseguire la qualificazione del sistema di rinforzo in termini di qualità dei materiali, procedendo alla campionatura dei materiali impiegati, per poterli inviare ad un laboratorio per le prove di routine: prove di trazione sui tessuti o sulle lamine, prove di trazione sulle resine, prove di taglio sulla connessione fibra – resina. La campionatura va eseguita secondo regole standardizzate, adottando sistemi facilitati e comprovati per il prelievo [14].

Per quanto riguarda la qualificazione della corretta esecuzione del sistema stratificato supporto – resina – rinforzo, occorre eseguire in situ la prova di adesione, le cui normative di riferimento sono i documenti ASTM D4541 e ISO 4624 “Pull-off adhesion testing”. Il metodo di prova è basato sulla determinazione della forza di estrazione di una piastrina incollata mediante resine epossidiche su nastri in fibra di materiale composito posti in opera (Figura 17). Sul perimetro della piastra fissata al materiale sotto test, viene realizzata un'incisione mediante disco o corona diamantata in modo da separare la stratigrafia delle interfacce al di sotto della piastra dal materiale contiguo. L'attrezzatura è costituita da un estrattore strumentato e da nottolini di strappo a norma UNI con diametro pari a 20 mm circa (Figure 18-19). L'estrattore è in grado di applicare alla piastra metallica una forza di trazione gradualmente crescente, facendo contrasto sulla superficie circostante, fino a provocare il distacco della piastrina incollata. Il contrasto avviene attraverso un appoggio a tre punti in modo da garantire che la forza di estrazione agisca lungo l'asse dello stelo, perpendicolarmente alla piastra (Figura 20).

La prova si conclude in modo positivo se il sottile cilindro che viene estratto contiene sia il rinforzo FRP che lo strato di resina, essendosi prodotta la rottura nello strato di supporto della muratura con perfetta tenuta del rinforzo, come mostrato in Figura 21. Valori compresi tra 1.50 MPa a 3.00 MPa risultano sufficientemente elevati e garantiscono la corretta lavorazione e messa in opera del sistema sulla muratura (Figura 6). In questo modo, è possibile assicurare che il distacco del rinforzo allo stato limite ultimo avverrà secondo il meccanismo previsto in sede di progetto.

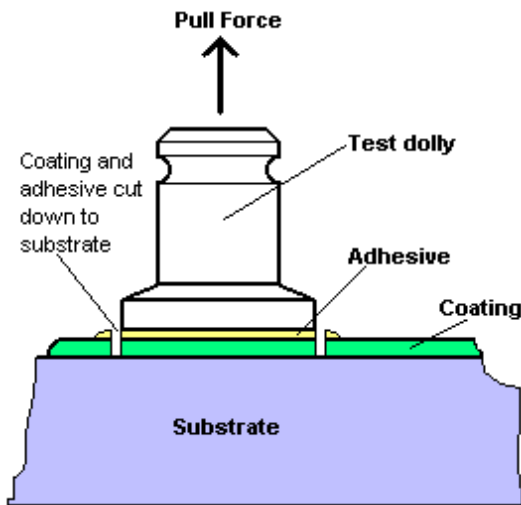


Figura 17: Schema della prova di strappo.



Figura 18: Scala graduata del tester.



Figura 19: Piastrina con testa incollata sul tessuto.



Figura 20: Esecuzione della prova.



Figura 21: Corretto meccanismo di rottura.



Figura 22: Campioni a fine prova.

6 CONCLUSIONI

Nella presentazione degli interventi eseguiti su alcuni edifici di importanza significativa per il loro potenziale affollamento, si sono evidenziati i percorsi seguiti per condurre le verifiche di sicurezza e per definire gli interventi atti a migliorare i margini di sicurezza dei diversi elementi strutturali.

L'illustrazione delle tecniche di consolidamento adottate ha permesso di comprendere i diversi campi d'impiego e le potenzialità dei materiali innovativi nel far fronte alle problematiche più ricorrenti nel processo di adeguamento sismico. In particolare, si è potuta evidenziare la correlazione tra interventi di correzione del comportamento globale, generalmente finalizzati ad incrementare la monoliticità della costruzione, interventi di correzione della resistenza locale, principalmente tesi a ridurre il pericolo di ribaltamento rigido delle pareti e delle volte murarie e interventi di correzione delle vulnerabilità non strutturali, in modo da poter garantire la sicurezza degli occupanti.

In tale contesto, si è potuta apprezzare la fondamentale importanza delle prove sperimentali preliminari, atte alla valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'apparato murario, e di quelle conclusive, finalizzate alla verifica della corretta installazione dei rinforzi sulla struttura.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] MC Cann D. M., Forde M. C. - *Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures* - NDT & E International 2001, Volume 34, Issue 2, pagg. 71-84.
- [2] Gucci N., Barsotti R. - *A non-destructive technique for the determination of mortar load capacity in situ* - RILEM, Materials and Structures 1995, Volume 28, Issue 179), pagg. 276 - 283.
- [3] Henzel J., Karl S. - *Determination of strength of mortar in the joints of masonry by compression tests on small specimens* - Darmstadt Concrete 1987, Volume 2, pagg. 123-136.
- [4] Filardi B., Liberatore D., Masi A., Nigro D. - *Valutazione della resistenza a taglio di una tipologia muraria tramite prove su pannelli, carote e triplete* - La Meccanica della Muratura tra teoria e progetto, Pitagora Editrice, 1996, pagg. 75-84.
- [5] Benedetti A., Pelà L., Aprile A. - *Masonry properties determination via splitting tests on cores with a rotated mortar layer* – 8th International Seminar on Structural Masonry (ISSM 08), Istanbul 5-7 Novembre 2008, ISBN 978-975-561-342-0..
- [6] Aprile A., Benedetti A., Grassucci F. - *Assessment of Cracking and Collapse for Old Brick Masonry Columns* - ASCE Journal of Structural Engineering 2001, Volume 127, Issue 12, pagg. 1427–1435.
- [7] D.M. 14 Gennaio 2008 - *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* - pubblicato sulla G.U. del 4 Febbraio 2008 n° 29.
- [8] Benedetti A., Mangoni E., Montesi M., Steli E. - *Verifiche di sicurezza ed interventi di consolidamento della Chiesa di S. Martino in Casola* – Ingegneri Architetti Costruttori 2007, Anno LXII, Numero 680.
- [9] Benedetti A., Camata G., Mangoni E., and Pugi F. - *Out of Plane Seismic Resistance of Walls: Collapse Mechanisms and Retrofit Techniques* - The Tenth North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri - June 3-6, 2007, ISBN 1-929081-28-6.
- [10] Benedetti A., Bettini A., Battaglia A. - *Intervento di restauro conservativo e miglioramento strutturale del teatro comunale "Ebe Stignani" di Imola* - Ingegneri Architetti Costruttori 2009, Anno LXIV, Numero 698.
- [11] Benedetti A. - *Composite Innovative Materials in Structural Repairing* - CDS 2 - The Conceptual Design of Structures, CI Premiere Ltd, Singapore, 2003.
- [12] Aprile A., Benedetti A., Cosentino N. - *Seismic Reliability of Masonry Structures Strengthened with FRP Materials* - 100th Anniversary Earthquake Conference, San Francisco, April 18-22, 2006, paper n° 1677.
- [13] Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) – *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati* – CNR-DT 200/2004, Roma, 13 Luglio 2004.
- [14] Poggi C., Fava G. - *Il controllo di accettazione dei materiali fibrorinforzati per il rinforzo strutturale* - I Quaderni Tecnici di Assocompositi, 1, Milano, 2008.