

Università degli Studi di Napoli “Federico II”

Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e l’Architettura

Dottorato di Ricerca in

“INGEGNERIA DEI PRODOTTI E DEI PROCESSI INDUSTRIALI”

XXIX Ciclo

Coordinatore: Prof. Giuseppe Mensitieri

*Dipartimento di Ingegneria Chimica, dei Materiali e della Produzione
Industriale*



Tesi di Dottorato in

**ANALISI SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO DI
EDIFICI IN MURATURA RINFORZATI CON TECNICHE
E MATERIALI INNOVATIVI**

Candidato:

Gennaro Maddaloni

Tutor:

Prof. Ing. Andrea Prota

Prof. Ing. Marco Di Ludovico

Co-Tutor:

Prof. Ing. Alberto Balsamo

“Il tutto è maggiore della somma delle sue parti”

Aristotele

Indice

Introduzione	5
Capitolo 1: Comportamento di edifici in muratura	9
1.1. Meccanismi fuori piano a seguito di azioni sismiche	12
1.2. Meccanismi nel piano a seguito di azioni sismiche	18
Capitolo 2 : Meccanismi fuori piano: comportamento sperimentale di un martello murario in scala reale rinforzato con chiodature in composito	26
2.1. Stato dell'arte	27
2.2. Programma sperimentale	29
2.3. Caratterizzazione dei materiali	32
2.4. Setup di prova	37
2.5. Previsioni teoriche	42
2.6. Risultati sperimentali	47
2.6.1. Prova monotona su campione "as-built"	47
2.6.2. Prova ciclica su provino riparato	55
2.6.3. Tecnica di rinforzo	61
2.6.4. Prova ciclica su provino rinforzato	65
2.7. Discussione comparativa dei risultati	67
2.8. Conclusioni	69
Capitolo 3: Meccanismi nel piano: comportamento sperimentale di pannelli murari rinforzati con FRCCM	72
3.1. Stato dell'arte	75
3.2. Programma sperimentale	86
3.3. Caratterizzazione dei materiali	92
3.4. Setup di prova	94
3.5. Risultati sperimentali	96
3.5.1. Pannelli non rinforzati	99
3.5.2. Pannelli rinforzati	102
3.6. Discussione comparativa dei risultati	110
3.6.1. Confronto Circolare n.617 del 2 febbraio 2009	110
3.6.2. Confronto ACI 549.4R-13.....	113
3.7. Conclusioni	118
Capitolo 4: Crisi per schiacciamento: comportamento sperimentale di colonne in scala reale confinate con sistemi in composito	120
4.1. Stato dell'arte	123
4.2. Programma sperimentale	127
4.3. Caratterizzazione dei materiali	136
4.4. Setup di prova	139
4.5. Risultati sperimentali	143
4.5.1. Colonna non rinforzata	143

4.5.2. Colonne rinforzate	146
4.6. Discussione comparativa dei risultati	154
4.6.1. Confronto CNR DT-200 R1/2013.....	154
4.6.2. Confronto ACI 549.4R-13.....	160
4.7. Conclusioni	163
Capitolo 5: Comportamento globale di edifici in muratura: prove dinamiche su edificio in scala non rinforzato e rinforzato con sistemi innovativi	165
5.1. Stato dell'arte	166
5.2. Programma sperimentale	168
5.3. Caratterizzazione dei materiali	176
5.4. Procedura e setup di prova	179
5.5. Risultati sperimentali	187
5.5.1. Test su provino non rinforzato	187
5.5.2. Intervento di riparazione del danno e di rinforzo strutturale	202
5.5.3. Test su provino rinforzato	211
5.6. Discussione comparativa dei risultati	215
5.7. Conclusioni	218
Capitolo 6: Conclusioni	220
Appendice al Capitolo 4	229
Bibliografia	233
Indice delle figure	244
Indice delle tabelle	249

Ringraziamenti

È doveroso ringraziare coloro che hanno permesso la stesura di questo lavoro di tesi:

il Prof. Ing. Andrea Prota, per la possibilità datami di collaborare nei diversi progetti di ricerca e approfondire tematiche all'avanguardia;

il Prof. Ing. Marco Di Ludovico, per la disponibilità, i consigli e la fiducia datami stimolando in me la continua ricerca di soluzioni alle diverse problematiche;

il Prof. Ing. Alberto Balsamo, che ha permesso la mia crescita professionale con i suoi insegnamenti;

i valutatori Prof.ssa Maria Rosa Valluzzi e Prof. Claudio Mazzotti per l'oculata revisione e i preziosi suggerimenti utili alla valorizzazione del lavoro svolto;

lo staff del laboratorio del Dipartimento che ha permesso con disponibilità e pazienza lo sviluppo delle fasi sperimentali;

la società Stress Scarl per la collaborazione attiva nei progetti di ricerca in cui le attività presentate nel lavoro si sono sviluppate (Progetto Provaci – Progetto Metrics);

la società Mapei S.p.A. per aver fornito il supporto tecnico e i materiali al fine della realizzazione delle campagne sperimentali;

i colleghi del DiSt che hanno reso piacevole l'ambiente di lavoro creando un gruppo unito;

la mia famiglia per la continua presenza e Vittoria per il sostegno, i sacrifici e le attenzioni dedicatemi.

Gennaro Maddaloni

Introduzione

Le strutture in muratura portante rappresentano una tra le tipologie costruttive più diffuse nell'ambito del patrimonio edilizio esistente. Purtroppo, l'esperienza acquisita con i recenti terremoti, ha messo in luce che gli edifici esistenti in muratura, sia ordinari che di valore storico-monumentale, rappresentano una delle classi di manufatti più vulnerabili al sisma. L'elevata vulnerabilità di queste costruzioni, è legata a diversi aspetti tra cui certamente l'epoca di realizzazione e la messa in opera nel tempo di molteplici interventi che ne hanno evidentemente modificato il comportamento strutturale originale.

I terremoti rappresentano certamente uno tra gli eventi naturali con maggiore capacità distruttiva e, pertanto, il miglioramento sismico di strutture esistenti diventa oggi di vitale importanza, sia per la salvaguardia della vita delle persone sia per la conservazione di edifici di interesse storico-monumentale.

Gli interventi di miglioramento/adeguamento dovrebbero corroborare la sicurezza strutturale senza modificarne il valore architettonico, né la forma, né il peso degli elementi. Per questo motivo, gli interventi eseguiti devono essere conformi alle più stringenti regole della moderna cultura del restauro che prevedono la minimizzazione della variazione rispetto all'autenticità, alla reversibilità e alla compatibilità dell'opera.

In questo campo le tecniche tradizionali di intervento non sempre soddisfano tali criteri che dovrebbero soddisfare le esigenze strutturali e le esigenze di conservazione. In questi casi, l'impiego di tecniche innovative può essere utile per risolvere il problema.

Tali difficoltà sono ancora maggiori se gli edifici oggetto del rinforzo sono sottoposti a vincolo. In tal caso, infatti, la scelta dei materiali e delle tecniche di rinforzo si riduce ulteriormente, in quanto condizionata da requisiti specifici di compatibilità con la costruzione esistente.

Inoltre, lo sviluppo del costruito urbano va guidato secondo un approccio alla sostenibilità, perseguendo contemporaneamente lo sviluppo economico, il benessere sociale e la protezione dell'ambiente. Ciò porta alla ricerca e allo sviluppo di tecnologie e materiali in grado di offrire specifiche prestazioni, con bassi costi economici, ambientali e sociali.

Il miglioramento delle performance strutturali può essere perseguito attraverso lo sviluppo di sistemi di rinforzo basati su materiali innovativi e tecniche che risultano essere chimicamente, fisicamente e meccanicamente compatibili con i materiali esistenti, oltre che conformi con i criteri guida (quali reversibilità, durabilità, basso impatto sulla configurazione geometrica e strutturale esistente).

Lo sviluppo della ricerca e della tecnologia, in questi ultimi decenni, ha permesso di utilizzare in diversi settori industriali i materiali compositi, frutto dell'affinamento delle conoscenze chimiche, capaci di soddisfare al

meglio le richieste prestazionali. Tale innovazione ha coinvolto anche il settore dell'edilizia, ambito nel quale i materiali compositi si sono affermati come valida alternativa alle tradizionali tecniche di rinforzo risultando, spesso anche più efficaci da un punto di vista di compatibilità e durabilità dell'intervento.

La presente tesi si è posta come obiettivo principale l'analisi del comportamento di strutture in muratura nei confronti di azioni sismiche. Sulla base della risposta sismica di tali elementi si indaga l'efficacia di tecniche di intervento innovative, atte a ridurre la vulnerabilità.

Lo scopo è stato perseguito mediante la progettazione e l'esecuzione di prove sperimentali su elementi, sub-assemblaggi e strutture in scala reale e ridotta, testate in condizioni non rinforzate e rinforzate con sistemi in composito di ultima generazione. In particolare si sono investigati alcune tra le più diffuse problematiche relative alle strutture esistenti in muratura: comportamento di un martello murario soggetto ad azioni fuori piano, rinforzato con cuciture armate mediante tubi pultrusi cavi in fibra di carbonio e iniezione di malta di calce; comportamento di pannelli murari soggetti ad azioni nel piano, rinforzati con “intonaco armato” eseguito con reti in materiale composito e malte fibrorinforzate; comportamento di colonne in muratura in scala reale soggette a carichi gravitazionali, confinate con differenti sistemi in FRCM (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*) con o senza la presenza di rinforzo interno mediante barre pultruse in GFRP o barre in acciaio inox elicoidali; comportamento globale di un edificio in muratura tipico dell'area mediterranea in scala 1:2, rinforzato con differenti tecniche innovative a seguito del danno prodotto.

Le tecniche di intervento adottate, oltre ad assolvere la propria funzione di mitigazione del rischio sono risultate idonee a risolvere i problemi

emersi nel corso degli anni a causa dell'adozione di tecniche tradizionali, offrendo risultati soddisfacenti sia dal punto di vista della sicurezza strutturale che della compatibilità al supporto murario e nell'ottica della sostenibilità dell'intervento.

Le prove e le analisi teorico-sperimentali hanno consentito di mettere in luce pregi e difetti delle tecniche di intervento adottate, nonché di ampliare il limitato numero di prove sperimentali su elementi in muratura rinforzati con sistemi in composito innovativi.

Ciò potrà consentire in futuro la calibrazione di opportune formulazioni teoriche da inserire in documenti pre-normativi e/o normativi al fine di rendere gli interventi con tali tecniche facilmente adottabili e progettabili dai professionisti del settore.

KEYWORDS: *strutture in muratura; sistemi innovativi di rinforzo in FRP e FRCM; validazione sperimentale; prove statiche; prove dinamiche su tavola vibrante.*

Capitolo 1

Comportamento di edifici in muratura

La maggior parte degli edifici esistenti è stato realizzato non in conformità alle normative antisismiche vigenti data la loro epoca di costruzione antecedente al concetto di sicurezza strutturale nei riguardi degli eventi sismici.

I terremoti degli ultimi trent'anni hanno indotto ad una maggiore consapevolezza del rischio sismico e delle problematiche strettamente connesse alla vulnerabilità del costruito esistente, specie se di interesse storico monumentale. A tal riguardo i centri storici italiani sono da considerarsi un patrimonio architettonico storico in quanto risultano testimonianza di civiltà del passato e documento di cultura urbana.

La conservazione del carattere tipologico di tali strutture diventa quindi aspetto di fondamentale importanza, ma allo stesso tempo la salvaguardia dal collasso può contrastare con tale aspetto.

Ne deriva che, coniugare le esigenze di conservazione con quelle relative ad un prefissato standard di sicurezza, significa adottare sistemi di analisi specificatamente messi a punto per tali tipologie di manufatti, oltre che, soluzioni di intervento con metodi e tecniche innovative, reversibili e compatibili, i quali tengano in conto che il patrimonio architettonico storico è stato collaudato per eventi di intensità rilevante.

Nello studio del comportamento degli edifici in muratura non si può prescindere dalla premessa riguardante la differenza tra comportamento globale e locale.

E', infatti, noto come la maggior parte dei danni rilevati negli edifici in muratura in seguito al sisma siano dovuti all'innescò di cinematismi di tipo locale mentre una parte più ridotta sia dovuta ad un collasso globale.

Inoltre, il collasso della struttura muraria inteso come organismo globale può avvenire solo nel caso in cui non si inneschi nessuno dei meccanismi locali. Per tale motivo lo studio del comportamento strutturale degli edifici in muratura generalmente parte dalla studio dei meccanismi locali. L'analisi di tali meccanismi prevede un'accurata conoscenza dell'elemento murario o della porzione di struttura che si intende studiare. Questo perché il comportamento, così come le criticità, sono fortemente influenzati dai particolari realizzativi degli elementi, quali possono essere, gli ammorsamenti, le connessioni e la tessitura muraria.

La capacità del manufatto nei confronti delle azioni sismiche è fortemente dipendente dalla qualità dei collegamenti in particolar modo degli incroci murari, siano essi cantonali e martelli murari, e della struttura portante con gli orizzontamenti, sia intermedi che di copertura.

La stessa tipologia di orizzontamento incide sulla risposta sismica: le volte, ad esempio, comportano spinte sulle murature di facciata se non adeguatamente contrastate; le coperture spingenti comportano anch'esse delle azioni fuori piano; i solai in legno del passato non risultano rigidi nel proprio piano e quindi non distribuiscono le azioni uniformemente su tutta la struttura.

Non sempre tale processo di conoscenza risulta agevole sia a causa di problemi oggettivi sia a causa di problemi soggettivi quali la vetustà (o storicità) dell'edificio, il rimaneggiamento dell'impianto strutturale, l'occultamento di particolari strutturali per ragioni meramente estetiche. Il primo passo da effettuare nel difficile processo di analisi di un edificio esistente è dunque la conoscenza della sua storia. Da essa, infatti, è possibile ricavare numerose informazioni utili per la definizione della struttura. L'epoca di costruzione, l'area geografica di appartenenza, lo sviluppo della sua costruzione, che potrebbe avvenire in più fasi con il

susseguirsi di differenti tecniche costruttive e differenti materiali, forniscono ad un occhio esperto importanti indizi.

La muratura è un materiale composito le cui caratteristiche meccaniche dipendono dalle proprietà dei singoli componenti (elementi lapidei e malta), ma anche dalla tessitura muraria e dalla forma degli elementi che la compongono. Risulta fondamentale, quindi, conoscere le modalità costruttive (tessitura, singolo o doppio paramento, presenza di un sacco riempito da materiale incoerente, presenza di diatoni di collegamento tra i paramenti) oltre che i materiali di cui essa è costituita (ciottoli, pietre sbazzate, pietre squadrate, mattoni, malta di allettamento, ecc...) e dal loro degrado.

Oltre a ciò lo studio dell'eventuale quadro fessurativo, con lesioni che possono essere di natura fisiologica o prodotte dall'incipiente innesco di cinematismi, è una preziosissima fonte di conoscenza della distribuzione attuale o passata delle tensioni nella muratura.

Lo studio dei meccanismi di collasso prevede l'assunzione fondamentale del comportamento monolitico della porzione di muratura oggetto di studio. Questa condizione non sempre è verificata e talvolta, in presenza di murature di bassa qualità, può innescarsi il fenomeno della disgregazione della muratura (Figura 1.1). Tale fenomeno di per sé è molto più fragile e dissipa una quantità di energia molto ridotta rispetto ad un meccanismo di primo o secondo modo. È opportuno, quindi, ancor prima di approcciare allo studio del cinematismo progettare opportuni interventi (ristilatura dei giunti, connessione dei diversi paramenti nelle murature a più teste tramite diatoni, ecc.) atti a scongiurare il verificarsi di tale fenomeno.



Figura 1.1 Foto di meccanismi di collasso per disgregazione della muratura

1.1. Meccanismi fuori piano a seguito di azioni sismiche

Qualora la struttura non sia in grado di rispondere con un comportamento globale al sisma vi è l'innescò di cinematismi dovuti alle forze che investono la parete ortogonalmente al proprio piano. Tali meccanismi detti "di fuori piano" sono anche definiti di "primo modo" perché necessitano di minore energia per la loro attivazione e dunque sono i primi ad innescarsi.

Tra i meccanismi più frequenti che si rilevano, senza pretesa di esaustività, si hanno:

- Ribaltamento Semplice della Parete
- Ribaltamento Composto della Parete
- Ribaltamento del Cantonale
- Flessione Orizzontale della Parete
- Flessione Verticale della Parete
- Ribaltamento del Timpano

Ciascuno dei succitati meccanismi, inoltre, può presentare varianti a seconda del coinvolgimento dell'intero elemento (facciata, timpano, cantonale, ecc.) o solo di parte di esso a causa della presenza di murature a più fodere tra loro scollegate.

Il *ribaltamento semplice* di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Il meccanismo viene schematizzato come una rotazione rigida della parete o di una porzione di essa attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla sua base, attivata da sollecitazioni ortogonali al piano che la contiene.

Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica ad esso ortogonale non è vincolato ad altri elementi quali la copertura, i solai o le pareti perpendicolari. E' evidente che a parità di condizioni di vincolo e qualità muraria, il cinematismo si innesca per primo nelle pareti normali all'azione sismica. Tale cinematismo può riguardare tutta la facciata o solo parti sommitali di questa, come descritto in Figura 1.2.

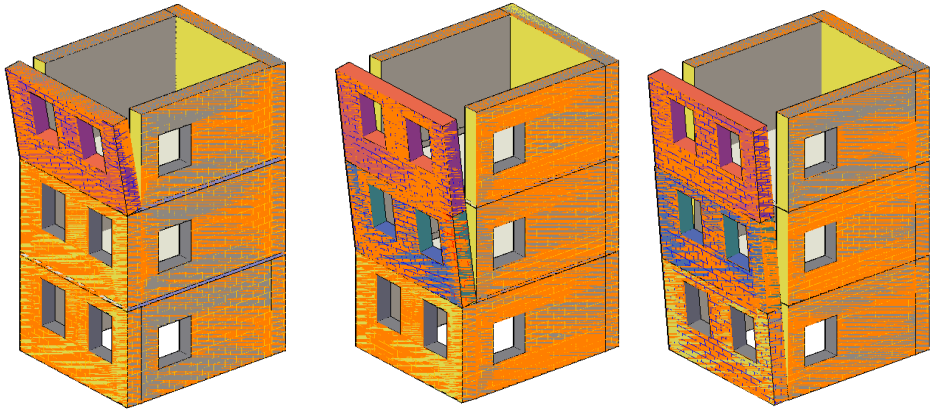


Figura 1.2 Meccanismo di ribaltamento semplice di un fabbricato

I segni di un incipiente attivazione di tale meccanismo sono facilmente individuabili osservando l'incrocio tra la parete oggetto del meccanismo e quella ad essa ortogonale. In tal caso, infatti, non sarà difficile individuare una o più lesioni verticali in corrispondenza dell'intersezione dei due pannelli murari, con ampiezza maggiore in prossimità della sommità dell'edificio (Figura 1.3). Un'accurata ispezione interna, inoltre, può evidenziare l'avvenuto sfilamento delle travi del tetto o dei solai.



Figura 1.3 Quadro fessurativo per meccanismo di ribaltamento semplice

Il *ribaltamento composto* delle pareti murarie si manifesta, così come quello di ribaltamento semplice, attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base del pannello, ma accompagnata dal trascinamento di parti delle pareti ad essa ortogonali (Figura 1.4).

La dimensione della porzione del muro ortogonale che subisce il ribaltamento insieme alla facciata dipende fortemente dalla tessitura muraria. L'angolo di inclinazione e l'estensione del cuneo di trascinamento sono più evidenti per murature regolari rispetto a murature disordinate. Inoltre, la presenza di aperture può condizionare o meno la diffusione della lesione nel muro ortogonale.



Figura 1.4 Meccanismo di ribaltamento composto

Il *ribaltamento del cantonale* si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso.

Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento

avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macro-elemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di circa 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (Figura 1.5).

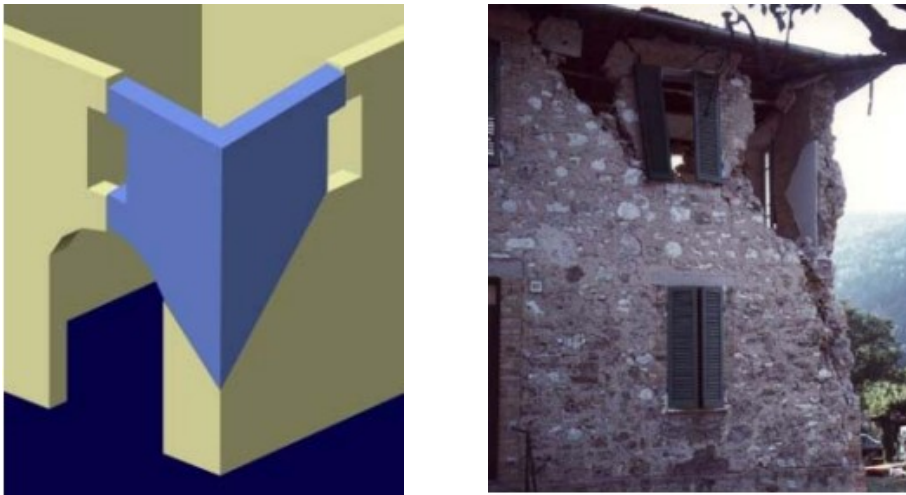


Figura 1.5 Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Il meccanismo di *flessione verticale* di una parete si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano (Figura 1.6).

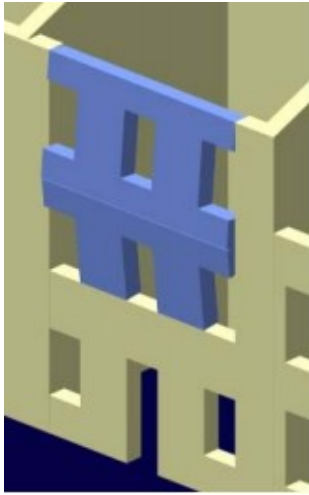


Figura 1.6 Meccanismo di ribaltamento di flessione verticale

Il meccanismo di *flessione orizzontale* di una parete si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano (Figura 1.7).



Figura 1.7 Meccanismo di ribaltamento di flessione orizzontale

Il meccanismo di *collasso del timpano* si manifesta con l'espulsione di parte sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali per azioni fuori dal piano (Figura 1.8).

Il cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. In fase sismica la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni causa il trasferimento di una elevata spinta alla parete del timpano e può determinare il distacco di macro-elementi cuneiformi e l'instaurarsi delle condizioni di instabilità che si manifestano attraverso la rotazione degli stessi attorno a cerniere oblique.

Il cinematismo è analizzato considerando il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano ed ipotizzando che i due macroelementi possano ruotare ciascuno attorno ad una delle cerniere cilindriche oblique e reciprocamente entrambe rispetto ad un punto di contatto; nel contempo si ammette che essi subiscano scorrimenti verso l'alto lungo le suddette cerniere inclinate.



Figura 1.8 Meccanismo di ribaltamento del timpano

1.2. Meccanismi nel piano a seguito di azioni sismiche

Se la struttura in muratura è realizzata in maniera tale da non consentire l'attivazione di meccanismi di I modo l'intero complesso strutturale è coinvolto nella risposta sismica e si attivano le resistenze degli elementi nel proprio piano. Solo nelle strutture caratterizzate da buoni collegamenti tra le pareti ortogonali e tra i solai e le pareti stesse, che scongiurano

l'attivazione di meccanismi fuori piano, i quadri fessurativi dimostrano l'attivazione delle riserve di resistenza della muratura investita nel proprio piano.

I meccanismi che si attivano sono quelli definiti di “Il Modo” e coinvolgono principalmente le loro resistenze flessionali e taglianti. E' immediato verificare che il collasso di un elemento murario per danneggiamento nel proprio piano richiede un'energia molto maggiore rispetto a quella richiesta per l'attivazione di un cinematismo al di fuori del piano.

Il comportamento delle pareti nel piano dipende fortemente dalle dimensioni degli elementi. Il rapporto di forma, rapporto tra altezza e base dei pannelli, insieme ai carichi gravitazionali e taglianti in gioco, possono comportare crisi per pressoflessione, tipicamente per pannelli snelli, oppure per taglio da scorrimento, nel caso di pannelli tozzi con carichi gravitazionali limitati, oppure crisi per taglio da trazione, come riportato nella Figura 1.9.

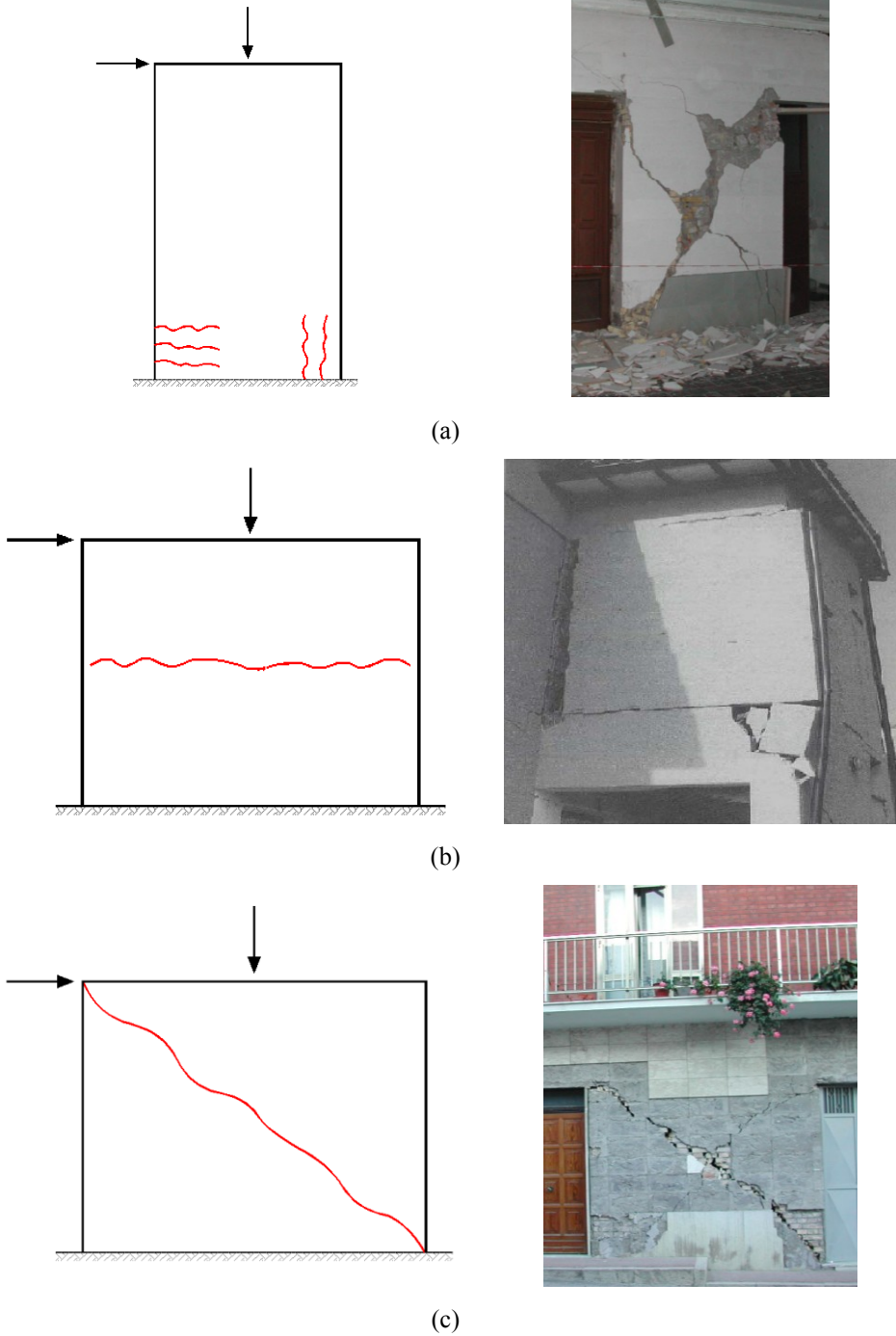


Figura 1.9 Crisi nel piano dei pannelli: (a) pressoflessione; (b) taglio scorrimento; (c) taglio trazione

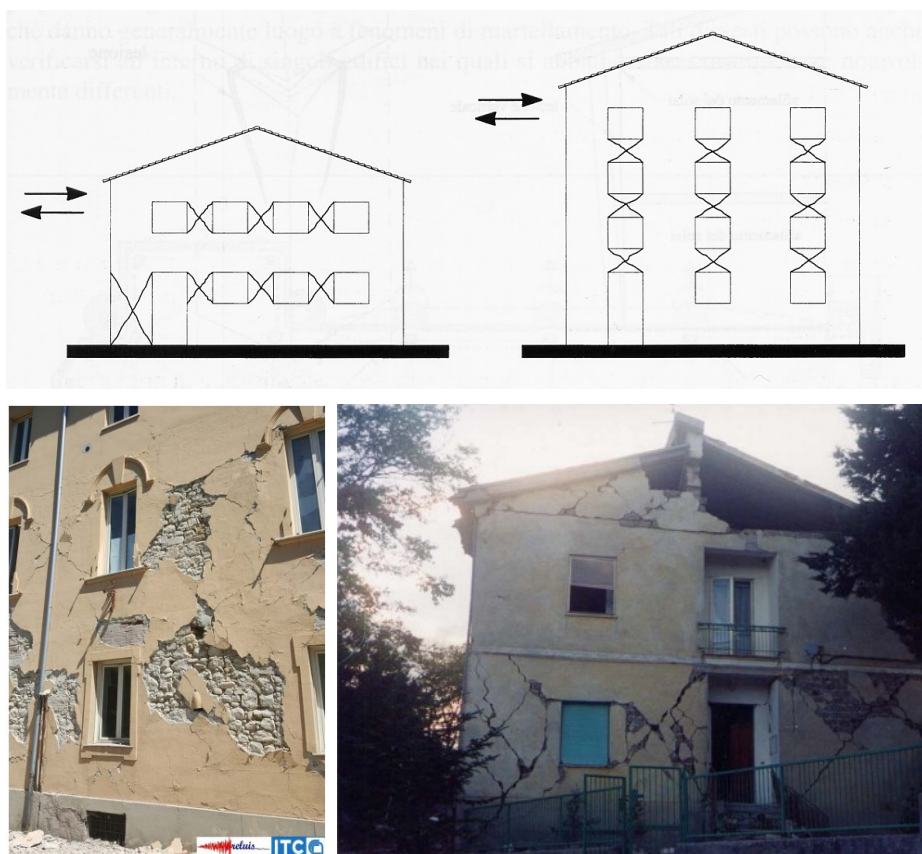


Figura 1.10 Rottura a taglio nel piano della parete

Alle vulnerabilità intrinseche dei manufatti edilizi storici nei confronti delle azioni dinamiche precedentemente trattate, si aggiungono numerosi casi di guasto dovuto ad azioni di tipo antropiche. La consuetudine degli utenti di abitazioni di adattare le unità abitative alle proprie esigenze, spesso, conduce ad adottare delle pratiche poco ortodosse che compromettono la staticità del manufatto. Le pratiche più comuni, emerse a seguito di gravi dissesti, vanno dalle aperture di nicchie all'asportazione di intere pareti murarie, per la realizzazioni di ampi saloni ed ambienti open space. Allo stesso modo, la mancata cultura della manutenzione programmata, a favore della pratica consueta di intervenire a guasto avvenuto, talvolta attraverso la realizzazione di lavori in economia e in

assenza di indagini preliminari per risalire alla causa del guasto, porta a sottovalutare delle situazioni che, in maniera indiretta, compromettono l'equilibrio statico del manufatto.

Molto spesso interventi del passato si sono rilevati fallaci e al contrario della loro idea progettuale non hanno fatto altro che aumentare le vulnerabilità delle strutture in muratura. Per questo motivo, conoscere l'intera storia di vita della struttura è la fase più importante nell'analisi degli edifici in muratura, soprattutto se di interesse storico-monumentale. Tra gli interventi di manutenzione con ripercussioni strutturali, che con maggior frequenza sono stati adottati in passato, è possibile annoverare: sostituzione di solaio di piano o di copertura; inserimento di sistemi di connessione di pareti murarie scarsamente ammortate; apertura e chiusura di vani.

In Figura 1.11 si possono osservare gli effetti prodotti dalla sostituzione di una copertura deformabile in legno con un solaio misto in acciaio e calcestruzzo più rigido, disposto con una diversa orditura rispetto a quella originaria. Il nuovo impianto coinvolge un sistema resistente diverso da quello inizialmente concepito. La variazione di orditura induce certamente una diversa distribuzione dei carichi sugli elementi verticali portanti. Essa, inoltre, può indurre il manifestarsi di un quadro fessurativo sulla porzione di parete in prossimità del vano, dovuto al riassetto dei carichi verticali non contemplati inizialmente. La sostituzione della copertura ha provocato, oltre modo, un dissesto nella muratura e la necessità di un suo ripristino non atteso nel preventivo di spesa.



Figura 1.11 Lesione nel paramento murario a seguito di intervento di rifacimento del solaio con cambiamento di orditura.

Altresì, la sostituzione dei solai di piano deformabili con impalcati rigidi, mentre da un lato può scongiurare il collasso della struttura per meccanismi fuori piano, dall'altro modifica la risposta degli elementi resistenti di parete, che passano da un comportamento di tipo flessionale ad uno di tipo tagliante. In tal caso, è necessario verificare l'adeguatezza delle strutture al nuovo sistema di sollecitazioni.

Sono frequenti i casi in cui sono state previste opere di sostituzione delle coperture leggere spingenti. In particolare, sono stati spesso adottati interventi di sostituzione di coperture esistenti con altre pesanti, del tipo in cemento armato, soprattutto per rispondere alle moderne esigenze di sicurezza. Crolli e dissesti subiti nei recenti eventi sismici, però, hanno mostrato come questa modalità di intervento, se non ben progettata ed eseguita, sia risultata inadeguata specie nei confronti della sicurezza, qualora non sia stata valutata l'idoneità del sistema strutturale all'incremento di forze inerziali e non sia stato progettato un vincolo opportuno tra la nuova copertura e le murature (Figura 1.12).



Figura 1.12 Danni da sostituzione di copertura.

In definitiva, i dissesti statici delle fabbriche edilizie scaturiscono da azioni perturbatrice di diversa natura. La vetustà è nemica inesorabile delle costruzioni, insidia la materia rendendola vulnerabile alle variazioni termiche, igrometriche e agli agenti atmosferici. Ogni causa perturbatrice induce delle alterazioni nel regime di equilibrio statico del sistema murario; superati certi limiti, tali alterazioni danno luogo a dissesti statici che si manifestano attraverso lesioni e deformazioni. Dalla diagnosi del

quadro fessurativo si può risalire al dissesto che lo ha generato e alla relativa causa, attraverso una relazione diretta causa-effetto.

Risulta chiaro, pertanto, che un continuo monitoraggio del buon funzionamento delle strutture e degli impianti da parte degli stessi utenti del bene, così come una manutenzione programmata che si avvalga delle diverse innovazioni tecnologiche nel campo dell'ingegneria strutturale, rappresentano aspetti chiave al fine di ridurre sensibilmente la vulnerabilità dei manufatti esistenti e perseguire la duplice finalità di conservazione e sicurezza sismica.

Capitolo 2

Meccanismi fuori piano: comportamento sperimentale di un martello murario in scala reale rinforzato con chiodature in composito.

Le modalità di collasso, nella gran parte dei casi, per le strutture in muratura esistenti sono caratterizzate dalla formazione di meccanismi cinematici, che determinano la perdita di equilibrio fuori piano delle pareti.

Un ruolo di rilievo nella risposta sismica delle strutture murarie è assunto dagli ammorsamenti delle pareti lungo le intersezioni verticali, nonché dal collegamento nel piano orizzontale, oltre che dalla qualità muraria.

Tra gli interventi tesi alla risoluzione delle carenze nei collegamenti, sono molto diffusi gli incatenamenti, metallici o di altro materiale, e le cerchiature esterne, limitatamente ai casi di edifici di dimensioni ridotte.

Il collegamento delle intersezioni murarie, laddove carente, è stato spesso risanato con perforazioni armate, piuttosto che con scuci e cucì localizzato. Le norme tecniche attualmente in vigore prescrivono, per le perforazioni armate, un loro impiego limitato ai casi in cui non siano percorribili altre soluzioni, causa l'invasività di intervento e la dubbia efficacia, specie in presenza di muratura a più paramenti scollegati. Tale

tecnica, è stata largamente utilizzata nei recenti processi di ricostruzione a seguito di eventi sismici (**Di Ludovico et al. - 2016**).

La tecnica tradizionale delle perforazioni armate presenta alcune criticità dovute alla corrosione delle barre di armature poste all'interno del tessuto murario e alla difficoltà, dovuta al peso eccessivo delle barre stesse, di porre, durante le fasi realizzative del rinforzo, le barre centrate nei fori, in modo da essere completamente avvolte dalla boiaccia iniettata. Per superare tali criticità è possibile sostituire le barre metalliche con tubi caratterizzati da leggerezza e elevata resistenza alla corrosione.

La soluzione alternativa proposta è basata sull'utilizzo di ancoraggi con tubi cavi pultrusi in fibra di carbonio rinforzati con trefoli in acciaio inox disposti longitudinalmente e a spirale lungo la loro stessa superficie con l'ausilio di stucco epossidico, al fine di incrementare la resistenza a taglio di tali tubi e l'ingranamento con la malta da iniettare.

Nel seguente capitolo si illustrano i risultati di una campagna sperimentale condotta mediante l'esecuzione di tre prove, di cui una monotona e due cicliche, su un martello in scala reale in muratura di tufo, caratterizzato da uno scarso grado di ammorsamento, rinforzato con la tecnica innovativa descritta in precedenza al fine di evitare meccanismi di ribaltamento fuori piano.

2.1. Stato dell'arte

Sebbene la vulnerabilità delle strutture murarie risiede nella qualità della fattura degli ammorsamenti, ovvero alle competenze con le quali le maestranze hanno applicato la regola dell'arte, sono state condotte ben poche indagini sperimentali volte alla comprensione del comportamento resistente di questi elementi strutturali, sottoposti all'azione sismica.

In letteratura si reperiscono numerose sperimentazioni condotte su singole pareti sollecitate da azioni dinamiche fuori piano (**ABK - 1981, Bariola et al. - 1990, Baggio & Masiani - 1991, Lam et al. - 1995, Doherty - 2000, Meisl et al. - 2006, Wilhelm et al. - 2007, ElGawady et al. - 2011**) che escludono, tuttavia, il vincolo offerto dai muri di spina. Tuttavia, del tutto carenti sono le indagini sperimentali eseguite sul sub-assemblaggio strutturale rappresentato dai martelli murari. Solo recentemente (**Paganoni S. e D'Ayala D. - 2014**) è stata condotta una campagna sperimentale su cantonali e martelli murari rinforzati in scala reale, con l'obiettivo di indagare le modalità di rottura che occorrono e proporre, di conseguenza, una metodologia valida di progettazione di specifici interventi di rinforzo.

In tale sperimentazione, il sistema di antiribaltamento indagato è costituito da una barra in acciaio inossidabile rivestita da una garza, al cui interno è stata iniettata una malta. Tale tecnica ha consentito un incremento di resistenza e di energia dissipata di un provino in mattoni in scala reale di 120 cm di altezza, rispettivamente, pari a + 325% e +140%. In tal caso, tuttavia, il quadro fessurativo è risultato caratterizzato da una rottura localizzata in corrispondenza della zona oggetto di intervento, dovuta al differente funzionamento del sistema di rinforzo ("locking meccanico") rispetto al caso esaminato in questo capitolo.

Alla carenza di dati sperimentali circa la resistenza fuori piano delle pareti ammorsate, si aggiunge la scarsità delle indicazioni normative in merito alla definizione della qualità dei collegamenti verticali. Il **D.M. 14/01/2008** e la relativa **Circ. n.617/09**, inoltre, prescrivono di prevedere opportuni interventi di rafforzamento dei collegamenti senza fornire in dettaglio metodi di calcolo.

2.2. Programma sperimentale

La campagna sperimentale è stata condotta su un campione in scala reale rappresentativo di una porzione di martello murario del piano terra di un edificio a tre elevazioni, in muratura di tufo quadrata e solai in putrelle e tavelloni, orditi ortogonalmente al prospetto principale (Figura 2.1a). L'altezza del campione è di 190 cm, con una base di 200 cm ed una profondità 120 cm (Figura 2.1b). Nella pratica costruttiva la realizzazione dei nodi murari, siano essi a "cantone" a "martello" e a "croce", prevede che le murature convergano nel nodo a strati alterni, operando un reciproco concatenamento, ed attuando lo sfalsamento delle connesure verticali in corrispondenza del fronte di attacco. Tale procedura renderebbe efficace il collegamento delle pareti nelle intersezioni, favorendo il funzionamento a catena della muratura e scongiurando il collasso della struttura per meccanismo fuori piano. Il campione è stato confezionato tessendo i blocchi, di dimensioni 370x250x105 mm, secondo una modalità costruttiva tradizionale delle murature di tufo e sfalsando i filari nel nodo in modo da realizzare uno "scarso" grado di ammorsamento tra i due paramenti.

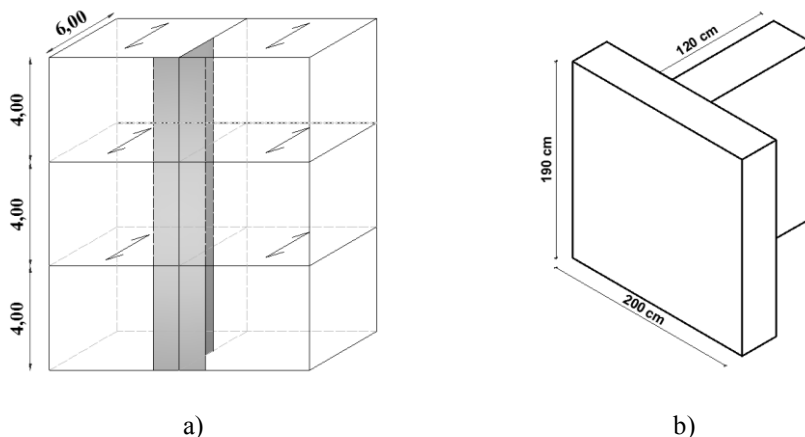


Figura 2.1 (a) Modello dell'edificio; (b) Dimensioni del campione (mm)

Il filare tipo è costituito da tre strati: i primi due di ortostati (Figura 2.2a,c), sovrapposti sfalsando i giunti verticali ed accostati ad uno strato di blocchi disposti di coltello; il terzo di diatoni (Figura 2.2d), che realizza una connessione nulla tra i due paramenti. Il martello è costituito da n.5 filari e n.15 strati sovrapposti, di cui solo n.10 strati si innestano nel paramento frontale per 105 mm (Figura 2.2b). In Figura 2.3 sono riportate le fasi costruttive del campione di prova.

Il programma ha previsto l'esecuzione di n.3 prove, realizzate sul medesimo campione, identificati dalle sigle:

- S1, prova monotona su campione non rinforzato;
- S2, prova ciclica su campione riparato e non rinforzato;
- S3, prova ciclica su campione riparato e rinforzato.

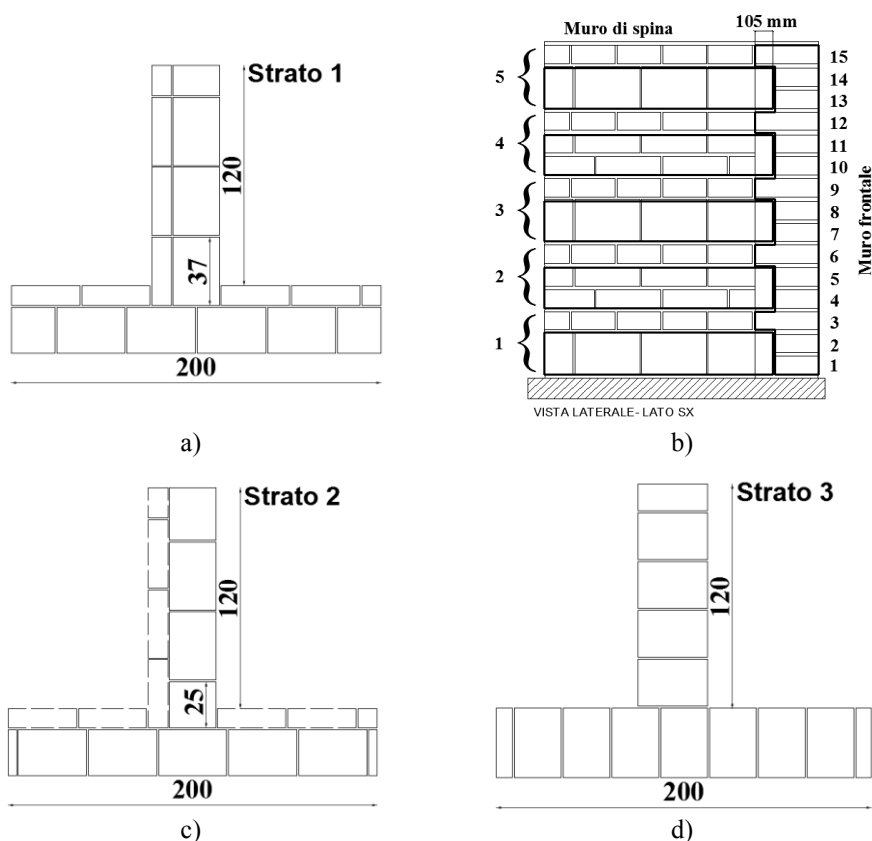


Figura 2.2 Geometria del campione (dimensione in mm).



Figura 2.3 Fasi esecutive

2.3. Caratterizzazione dei materiali

Sono state eseguite prove di caratterizzazione sull'elemento lapideo, sulla malta di allettamento e sul "materiale muratura" al fine di determinare le principali caratteristiche meccaniche degli stessi.

Le prove sul tufo, impiegato per la realizzazione del manufatto, consistono in prove di compressione monoassiale su n.5 cubetti di dimensioni 70x70x70 mm (Figura 2.4), secondo le disposizione della norma europea **UNI EN 1926:2000**, con velocità di prova di 0,01 mm/s.

In Tabella 2.1 sono riportati i risultati ottenuti in termini di peso specifico, γ , resistenza a compressione, σ , valore medio di resistenza a compressione, σ_m , deviazione standard, Dev.St, e coefficiente di variazione, CV. Dalle prove effettuate è emerso un peso specifico medio di 14,65 kN/m³ e una resistenza a compressione media di 8,90 MPa con un coefficiente di variazione pari al 12%.

Tabella 2.1 Risultati prove di compressione su cubetti di tufo

Provino	γ [kN/m³]	γ_m [kN/m³]	σ [MPa]	σ_m [MPa]	Dev. St [MPa]	CV [%]
T1	14,47		8,29			
T2	14,84		8,97			
T3	14,92	14,65	7,45	8,90	1,10	12%
T4	14,63		9,47			
T5	14,41		10,32			

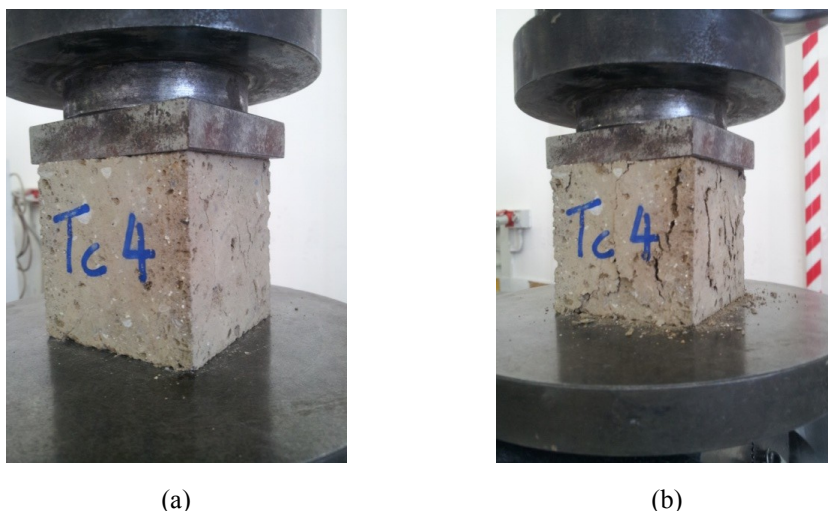


Figura 2.4 Prova di compressione su cubetto di tufo: (a) campione prima del test; (b) campione a fine test

Le prove sulla malta a base di calce, utilizzata per l'allettamento dei filari del martello murario, sono state eseguite secondo le disposizioni della norma **UNI EN 1015-11:2007**. La stessa stabilisce di eseguire su ogni campione prismatico di dimensioni 160x40x40 mm (confezionati durante la realizzazione del campione in scala in appositi casseri) una prima prova a flessione su tre punti ed una successiva prova a compressione sui due monconi, ottenuti dalla rottura a seguito della prova a flessione sul provino (Figura 2.5). Le prove sono state eseguite in controllo di spostamento con una velocità di 0,01 mm/s.

In Tabella 2.2 sono riportati i valori sperimentali della resistenza a flessione, f_f , e della resistenza a compressione, σ , con i rispettivi valori della media, della deviazione standard e del coefficiente di variazione. I risultati ottenuti mostrano una resistenza media a flessione $f_f = 1,14$ MPa con un coefficiente di variazione del 27%, e una resistenza a compressione $\sigma = 7,35$ MPa con un coefficiente di variazione pari a 11%; pertanto, la malta può essere classificata come M5, secondo le disposizioni della norma **UNI EN 998-2:2010**.

Tabella 2.2 Risultati prove su elementi di malta

Provino 160x40x40		f_r [MPa]	Provino 40x40x40		σ [MPa]
M1		0,99	M1a		7,73
			M1b		7,88
M2		1,29	M2a		8,68
			M2b		7,10
M3		1,65	M3a		7,91
			M3b		7,57
M4		1,11	M4a		5,43
			M4b		6,33
M5		0,93	M5a		6,53
			M5b		7,26
M6		0,63	M6a		6,30
			M6b		7,03
M7		1,24	M7a		7,70
			M7b		7,73
M8		1,28	M8a		7,78
			M8b		8,26
M9		-	M9a		7,65
			M9b		7,47
Media	[MPa]	1,14	Media	[MPa]	7,35
Dev. St	[MPa]	0,30	Dev. St	[MPa]	0,79
CV	[%]	27%	CV	[%]	11%



(a)



(b)



Figura 2.5 Prove su malte: prova a flessione (a) campione prima del test, (b) campione a fine prova; prova a compressione (a) campione prima del test, (b) campione a fine prova.

La resistenza a compressione della muratura è stata determinata secondo le disposizioni della norma europea **UNI EN 1052-1:2001**. A tale scopo, sono stati realizzati n.3 provini di muratura di dimensioni 60x60x25 cm, funzione delle dimensioni del blocco lapideo (Figura 2.6), strumentati con LVDT verticali ed orizzontali su entrambe le facce del provino al fine di determinare le proprietà meccaniche della muratura. I risultati delle prove, condotte con una velocità di carico costante di 0,15 mm/s, sono riportati in Tabella 2.3 in termini di resistenza a compressione, σ , e modulo elastico, E , con i relativi valori medi (σ_m e E_m). In Figura 2.7 sono riportati i diagrammi σ - ε relativi ai tre provini analizzati.

La resistenza a compressione media della muratura, così ottenuta, è risultata pari a 3,44 MPa, di poco inferiore al valore teorico di norma pari a 3,84 MPa. Quest'ultimo è stato ricavato dalla tabella 11.10.VI del **D.M. 14/01/2008** per murature in pietre naturali, assumendo una malta appartenente alla classe M5 e un valore caratteristico della resistenza a compressione del tufo pari al 75% del valore medio, ottenuto dalle prove sperimentali.

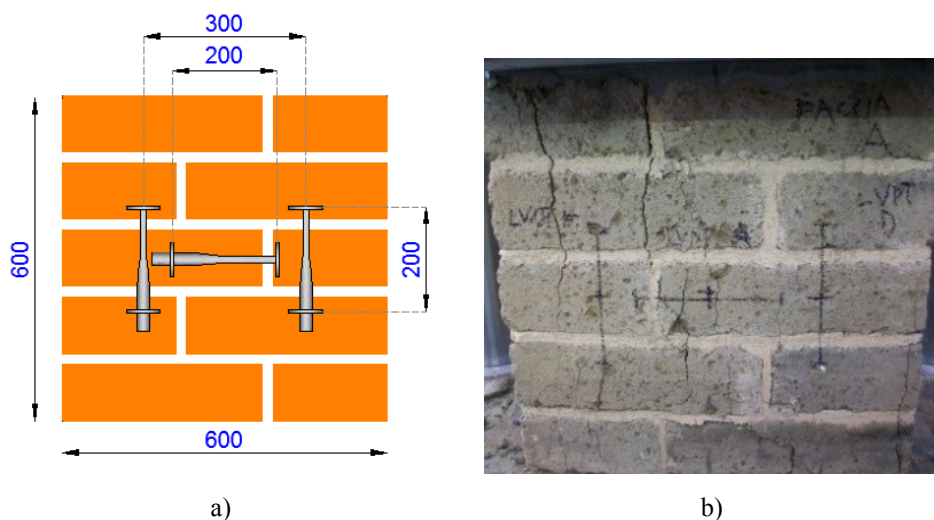


Figura 2.6 (a) Setup prova a compressione muratura; (b) quadro fessurativo a prova ultimata

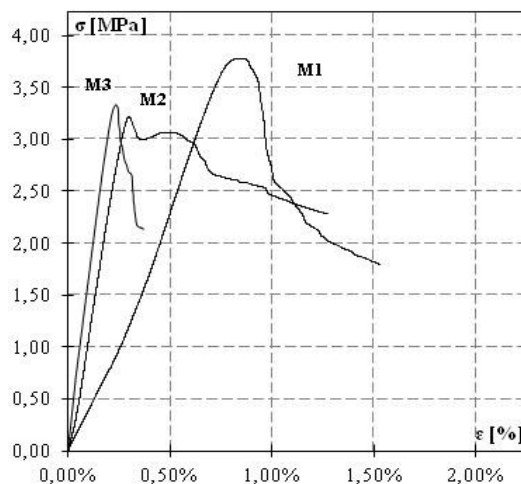


Figura 2.7 Diagramma σ - ε dei test a compressione su muretti

Tabella 2.3 Risultati test compressione muretti

Provino	σ [MPa]	σ_m [MPa]	E [MPa]	E_m [MPa]
Mur1	3,78		-	
Mur2	3,22	3,44	1058	1380
Mur3	3,32		1702	

2.4. Setup di prova

Per l'esecuzione delle prove sperimentali è stato progettato un sistema ad hoc attraverso il quale applicare i carichi al campione. Per determinare il carico verticale da applicare in fase di prova, si è tenuto conto dello scarico di tre ordini di solaio e del peso di due livelli di muratura, come indicato nello schema di Figura 2.1a. In questo modo, si sono ottenuti un carico di 120 kN/m sul muro frontale, e di 40 kN/m sul muro di spina, dovendo sostenere, quest'ultimo, solo il peso di due ordini di muratura.

In Tabella 2.4 si riporta l'analisi dei carichi e il relativo calcolo dei pesi gravanti sui due muri costituenti il martello murario.

Tabella 2.4 Analisi dei carichi

PERSO PROPRIO G_{k1}		kN/m²
Trave (IPE120)	0,104 / 0,80	0,13
Soletta	1 x 0,8 x 0,10 x 24 / 0,80	2,4
TOTALE		2,53
CARICO FISSO G_{k2}		
Pavimento	1 x 0,8 x 0,02 x 18 / 0,80	0,36
Massetto	1 x 0,8 x 0,04 x 16 / 0,80	0,64
Riempimento	1 x 0,8 x 0,04 x 16 / 0,80	0,64
Tavellone	1 x 0,8 x 0,08 x 8	0,64
Intonaco	1 x 0,8 x 0,015 x 18	0,27
Tramezzi		1,00
TOTALE		3,55
$G_{1k} + G_{2k} + 0,3 Q_k$	2,53 + 3,55 + 0,3 x 2,00	7,00
SCARICO MURO DI FACCIATA		kg
Peso del muro dei due ordini superiori	1.600 x 2,00 x 0,40 x 8,00	10.24
Peso del solaio dei due ordini superiori	700 x 3,00 x 2,00 = 4200 x 3 piani	12.60
		22.84
Tensione media nella muratura	22.84 / 200 x 40	3 kg/cm²
SCARICO MURO DI SPINA		
Peso del muro dei due ordini superiori	1.600 x 1,2 x 0,4 x 8,00	6.14
Tensione media nella muratura	6.14 / 120 x 40	1 kg/cm²

Sul paramento frontale, il carico distribuito è stato applicato per mezzo di martinetti idraulici (spostamento massimo ± 50 mm e cella di carico con capacità di 500 kN) posti all'estremità di una trave scatolare in acciaio, opportunamente dimensionata in modo da distribuirlo su tutta la superficie del muro (Figura 2.8b,c). I martinetti sono stati collegati al basamento per mezzo di scarpe metalliche che consentono la rotazione nel piano ortogonale (cerniera cilindrica) del setup durante la simulazione.

Sul muro di spina, invece, il carico è stato applicato per mezzo di una putrella di contrasto collegata mediante barre filettate alle scarpe metalliche di base (cerniera cilindrica) (Figura 2.8d,e).

Il campione è stato alloggiato su una base metallica cava riempita di un getto di malta cementizia, a simulare la fondazione del martello.

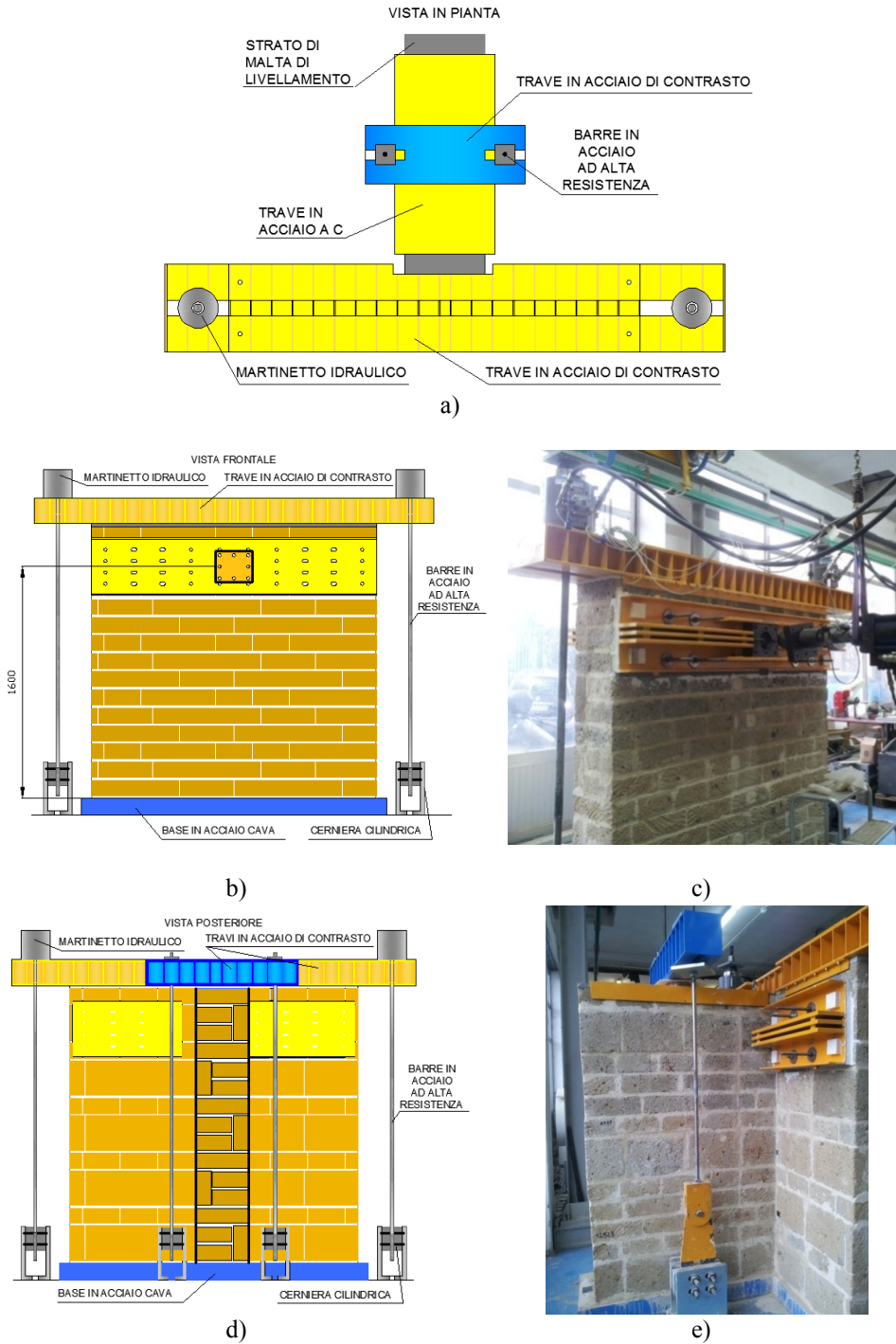


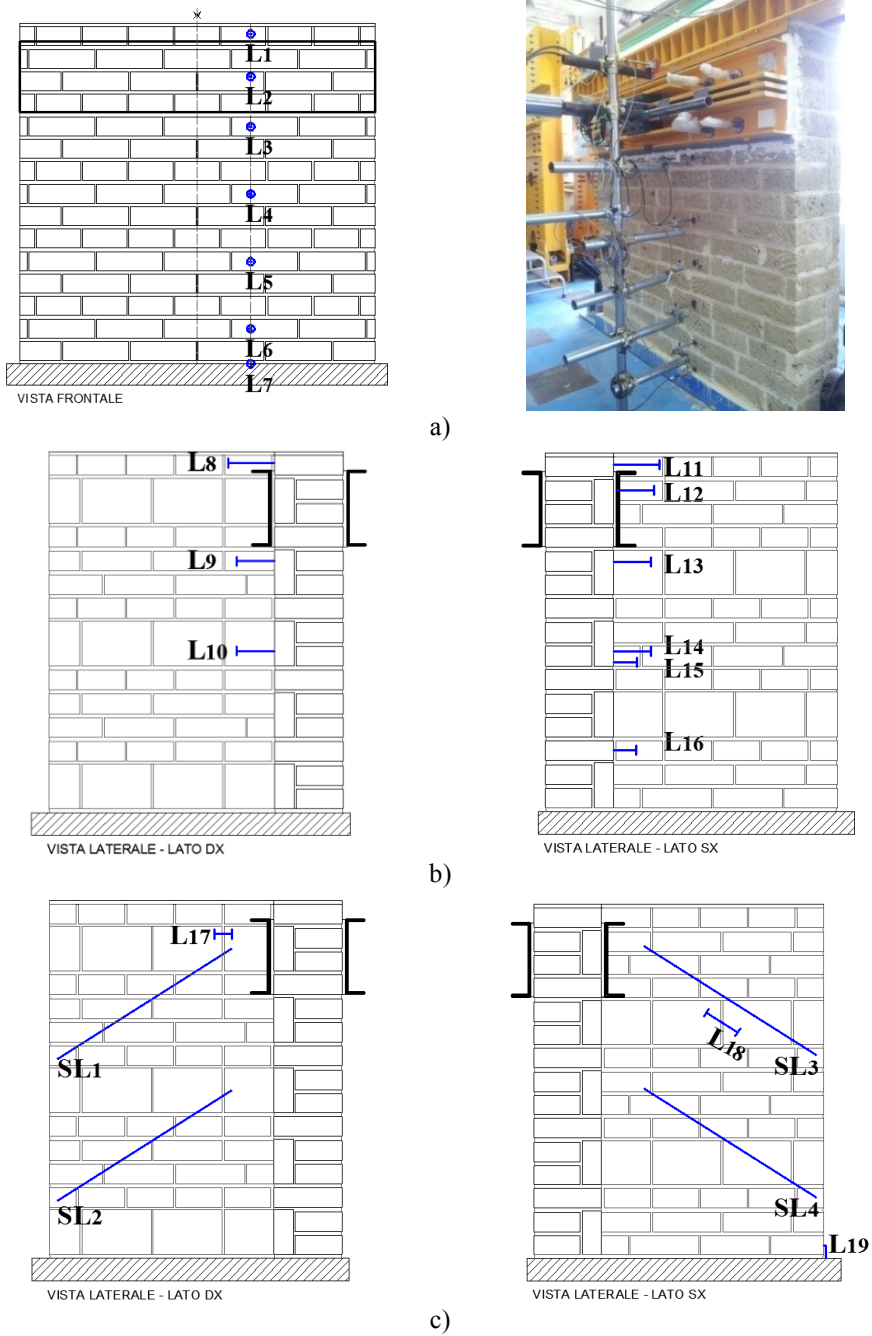
Figura 2.8 Setup di carico: vista in pianta (a); vista frontale (b, c); vista posteriore (d, e).

Il tiro che simula l'azione sismica fuori piano è applicato per mezzo di un attuatore oleodinamico (carico massimo ± 500 kN, spostamento massimo ± 250 mm), equipaggiato con una cella di carico da 100 kN compatibile con i carichi attesi, posto a quota 162 cm dalla base del provino e opportunamente collegato ad un telaio in acciaio di contrasto. L'attuatore è stato fissato al campione attraverso una coppia di piastre in acciaio a C bullonate tra loro e rese solidali al paramento frontale per mezzo di un getto di malta cementizia colabile (Figura 2.9).



Figura 2.9 Setup carico orizzontale

La lettura di spostamenti e deformazioni è stata compiuta attraverso LVDTs (*Linear Variable Displacement Transducer*) e trasduttori a filo (*Stringer LVDTs*), secondo lo schema riportato in Figura 2.10. In particolare, sono stati posizionati n.7 LVDT (L1-L7) su montanti fissi lungo una linea verticale a 290 mm dalla mezzeria del provino, a rilevare gli spostamenti assoluti del paramento frontale (Figura 2.10a); n.9 LVDT (L8-L16) in corrispondenza della sezione di ammorsamento, a rilevare lo scorrimento relativo tra i due paramenti (Figura 2.10b); n.1 LVDT (L17) posto sulla parete di spina per misurare l'apertura di una potenziale lesione lungo un giunto verticale, n.1 LVDT (L18) e n.4 trasduttori a filo (SL1-SL4), a rilevare le deformazioni del muro di spina lungo le diagonali (Figura 2.10c); n.1 LVDT (L19) posto al piede del provino, a rilevare rotazioni rigide (Figura 2.10c).



L - LVDT
 SL - *Stringer LVDT* (Traduttori a filo)

Figura 2.10 Strumentazione di prova: LVDT sulla parete frontale (a); LVDT nell'ammorsamento (b); LVDT e trasduttori a filo sulla parete di spina (c).

2.5. Previsioni teoriche

Il **D.M.14/07/2008** e **Circ. n.617/2009**, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti, stabiliscono che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso: *“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico... In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”*

La valutazione di tali meccanismi può essere eseguita attraverso un'analisi cinematica a macroblocchi, considerati come corpi rigidi, rappresentanti porzioni più o meno estese della struttura muraria. Tale analisi può essere condotta solo nel caso di muratura di buona qualità, cioè non soggette a fenomeni di disgregazione, come nel caso in esame, dove le caratteristiche meccaniche e la tessitura ci permettono di utilizzare tale metodo.

Al fine di prevedere la forza necessaria all'attivazione del meccanismo di ribaltamento fuori piano sono state considerate due modalità di collasso in funzione del grado di ammorsamento in accordo alle previsioni dei moderni codici normativi.

In assenza di ammorsamento, il collasso avviene con la separazione netta dei due paramenti in corrispondenza dell'interfaccia e successivo ribaltamento fuori piano del muro di facciata (ribaltamento semplice), come rappresentato in Figura 2.11a. In questo meccanismo il muro di facciata ruota intorno ad una cerniera posta alla base sul lato esterno, A; i

carichi verticali trasferiti al muro dagli ordini superiori, N_{V1} , ed il peso proprio della parete in esame, W , tendono a stabilizzare l'azione ribaltante, F_1 . Si effettua, quindi, un equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera di tutte le forze considerate agenti sul corpo rigido con i relativi bracci.

Di seguito si riporta l'analisi del cinematismo effettuata:

- valutazione dell'entità dei carichi:

$q_1 = 120 \text{ KN/m}$ carico verticale sulla parete di facciata
trasmesso dagli ordini superiori

$N_{V1} = q_1 \times B = 240 \text{ KN}$ risultante del carico verticale agente sulla parete
di facciata

$w = 16 \text{ KN/m}^3$ peso specifico della muratura

$W = w \times V_1 = 24,3 \text{ KN}$ peso proprio della parete di facciata

- equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A:

$M_{S(A)} = M_{R(A)}$ Momenti stabilizzanti = Momenti ribaltanti

$$N_{V1} \cdot \frac{s}{2} + W \cdot \frac{s}{2} = F_1 \cdot h$$

$$240 \cdot 0,2 + 24,3 \cdot 0,2 = F_1 \cdot 1,62 \Rightarrow F_1 = \mathbf{33 \text{ kN}}$$

Contrariamente, nel caso di perfetto ammorsamento tra le due pareti ortogonali, il collasso avviene per frattura diagonale del muro di spina, con un angolo di inclinazione dovuto alla frattura muraria, e successivo ribaltamento fuori piano, intorno alla cerniera esterna, A, del muro di facciata e del cuneo ad esso ancorato (ribaltamento composto). In questo caso, l'azione ribaltante, F_2 , è contrastata anche dal peso del cuneo, C, e dai carichi gravanti su di esso, N_{V2} , con i relativi bracci (Figura 2.11b):

- valutazione dell'entità dei carichi:

$q_1 = 120 \text{ KN/m}$	carico verticale sulla parete di facciata trasmesso dagli ordini superiori
$q_2 = 40 \text{ KN/m}$	carico verticale sulla parete di spina trasmesso dagli ordini superiori
$N_{V1} = q_1 \times B = 240 \text{ KN}$	risultante del carico verticale agente sulla parete di facciata
$N_{V2} = q_2 \times D = 48 \text{ KN}$	risultante del carico verticale agente sulla parete di spina
$w = 16 \text{ KN/m}^3$	peso specifico della muratura
$W = w \times V_1 = 24,3 \text{ KN}$	peso proprio della parete di facciata
$C = w \times V_2 = 7,3 \text{ kN}$	peso proprio della porzione di muro di spina trascinato

- equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera A:

$$M_{S(A)} = M_{R(A)}$$

$$M_{S(A)} = N_{V1} \cdot \frac{s}{2} + W \cdot \frac{s}{2} + C \cdot \left(\frac{D}{3} + s\right) + N_{V2} \cdot \left(\frac{D}{2} + s\right)$$

$$M_{R(A)} = F_2 \cdot h$$

$$F_2 \cdot h = N_{V1} \cdot \frac{s}{2} + W \cdot \frac{s}{2} + C \cdot \left(\frac{D}{3} + s\right) + N_{V2} \cdot \left(\frac{D}{2} + s\right) \Rightarrow F_2 = 66 \text{ kN}$$

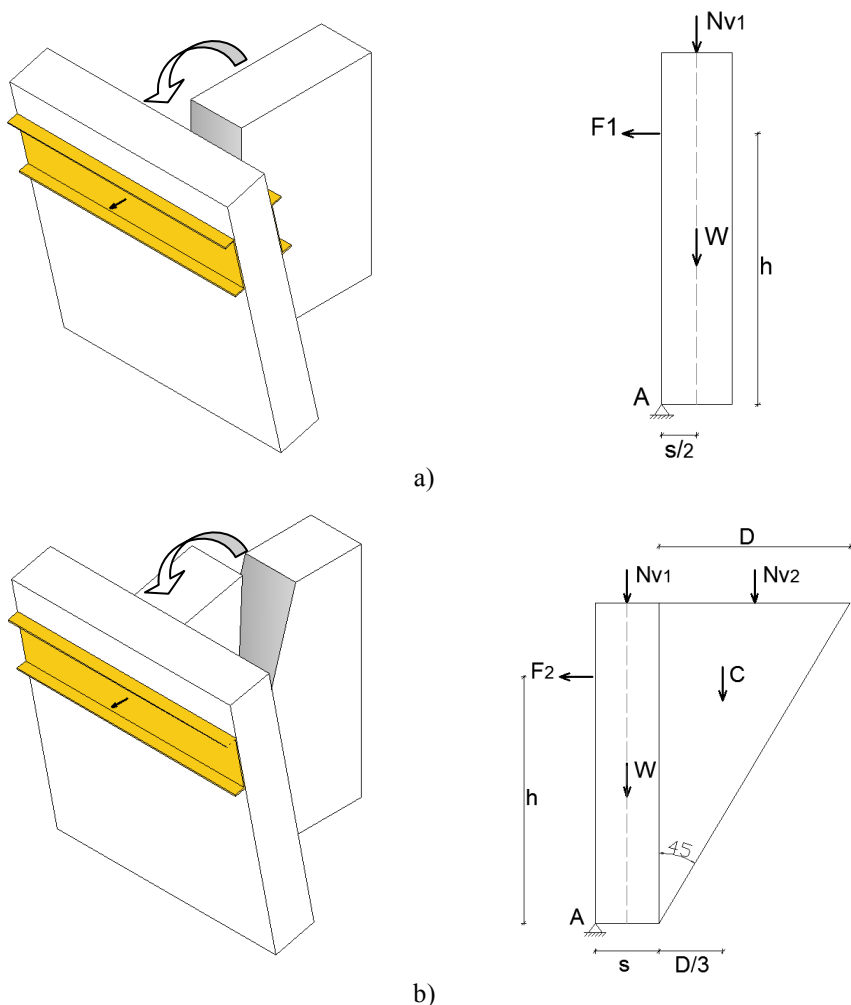


Figura 2.11 Meccanismi di ribaltamento teorici: (a) ribaltamento semplice; (b) ribaltamento composto

Sulla base di tali considerazioni è stata valutata l'entità dell'azione ribaltante F per le modalità di collasso semplice, pari a 33 kN, e composto, pari a 66 kN, considerando per quest'ultimo un'inclinazione della lesione diagonale pari a 45° dalla base del provino (tenendo conto della bontà della tessitura muraria). Tali forze rappresentano i valori limite teorici di un intervallo di possibili azioni ribaltanti al variare del grado di ammorsamento tra le due pareti.

In fase di progettazione del provino si è proceduto a verificare che per l'entità delle forze che determinano il collasso per ribaltamento, non si innescassero fenomeni di rottura locale, quali la rottura a taglio (Figura 2.12a) e a trazione (Figura 2.12b) della muratura in corrispondenza della piastra di applicazione del carico, rispettivamente pari a 88 kN e 75 kN.

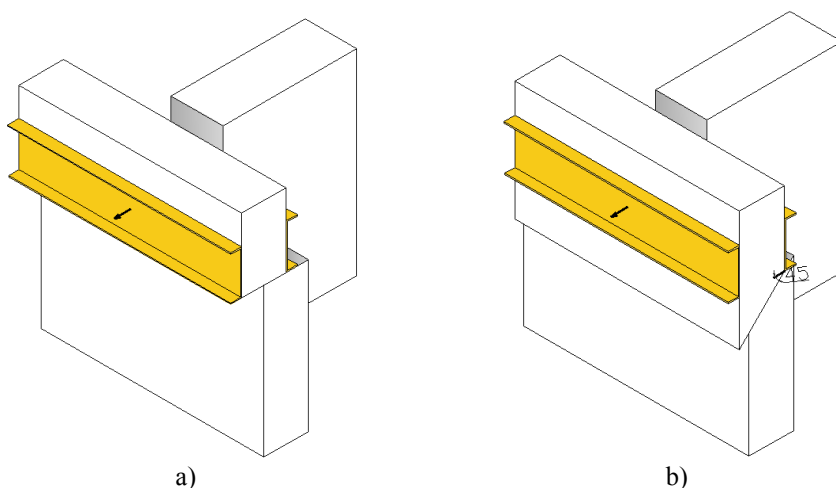


Figura 2.12 Rotture locali: a) rottura a taglio; b) rottura a trazione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate:

- Verifica rottura a taglio:

Considerando una resistenza a taglio della muratura in assenza di sforzi normali, f_{vk0} , pari a 0,1 MPa, ricavata dalla Tabella 11.10.VII del Par.11.10.3.2.2 del **D.M.14/01/2008** considerando, sulla base delle prove di caratterizzazione sui materiali (cfr. Par.2.3), una resistenza a compressione caratteristica della pietra pari al 75% del valore medio e una classe di malta M5, il valore della resistenza a taglio caratteristica è calcolato in accordo al Par.11.10.3.3 del **D.M.14/01/2008** e il valore di progetto dividendo quest'ultimo per il coefficiente di sicurezza pari a 2:

$$f_{vk} = f_{vk0} + n\sigma_n = 0,1 + 0,4 \cdot 0,3 = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

$$f_v = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{0,22}{2} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

La forza necessaria all'attivazione di tale rottura è pari alla resistenza a taglio di progetto per l'area di intaglio:

$$T_v = f_v \cdot A_v = 0,11 \cdot (400 \cdot 2000) = 88000 \text{ N} = \mathbf{88 \text{ kN}} > 66 \text{ kN}$$

- Verifica rottura a trazione:

Considerando un'inclinazione della superficie di rottura pari a 45°, la superficie di scorrimento sarà:

$$A_t = 2 \times a \times b = 2 \times 600 \times 800 = 960000 \text{ mm}^2$$

$$\text{con } a = \frac{t}{\sin 45} = \frac{400 \cdot 2}{\sqrt{2}} = 600 \text{ mm}$$

La forza di trazione lungo tale superficie sarà pari alla resistenza a trazione, assunta pari a 0,11 MPa, per la superficie di scorrimento:

$$T_t = f_t \cdot A_t = 0,11 \cdot 960000 = 105600 \text{ N} = 105,6 \text{ kN}$$

La relativa componente orizzontale sarà pari a:

$$\bar{T}_t = \frac{\sqrt{2}}{2} T_t = \mathbf{75 \text{ kN}} > 66 \text{ kN}$$

2.6. Risultati sperimentali

2.6.1. Prova monotona su campione "as-built"

La prima prova sul campione "as-built" (test S1) è stata eseguita applicando uno spostamento monotono nella direzione al di fuori del piano della parete frontale per investigarne il comportamento con la simultanea applicazione di carichi verticali e orizzontali. In particolare, l'obiettivo è stato quello di determinare il comportamento elastico del

campione e la resistenza massima nei confronti di tale sollecitazione, incrementando lo spostamento fino ad un livello di danno moderato. Una volta raggiunto il picco di carico la prova è stata interrotta al fine di riparare il provino per effettuare una seconda prova ciclica (test S2) per indagare l'effetto di un'azione sismica di tipo pseudo-dinamico.

Il test S1 è stata condotta con una velocità di spostamento dell'attuatore di 0,01 mm/s. Calcolato il drift come rapporto tra lo spostamento imposto dall'attuatore e la sua quota di azione (1620 mm dalla base del provino), i risultati della sperimentazione, in termini di Forza-drift, mostrano l'andamento riportato in Figura 2.13. Le linee tratteggiate rappresentano i due valori limite teorici per i meccanismi di ribaltamento descritti in precedenza (cfr. Par.2.5).

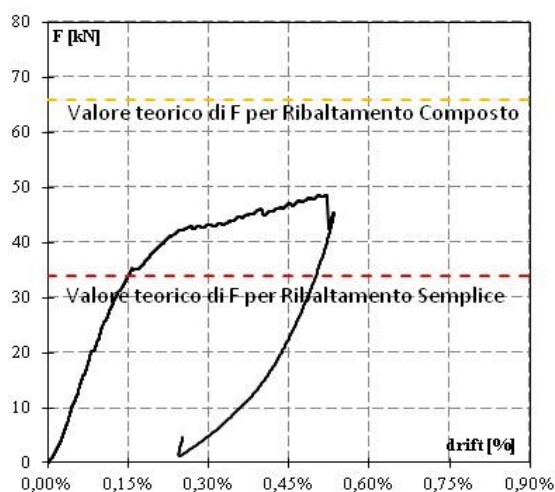


Figura 2.13 Diagramma Forza - drift

La curva è costituita da un primo tratto ad andamento pressoché lineare fino a circa lo 0,16% del drift e 35 kN di forza; incrementando lo spostamento orizzontale la pendenza della curva diminuisce fino a raggiungere il valore di picco di carico pari a 48 kN in corrispondenza di un drift pari a 0,49%. Si osserva che il cambiamento di pendenza della

curva Forza-drift comincia ad un valore della forza orizzontale molto prossimo al valore teorico relativo al meccanismo di ribaltamento semplice. Ciò conferma che l'ammorsamento, nonostante non sia del tutto efficace, è sufficiente ad evitare il ribaltamento del muro frontale.

Nel grafico di Figura 2.14 sono riportate le letture degli LVDT posizionati sulla faccia anteriore del muro frontale (Figura 2.10a), ad intervalli di carico di 5 kN. Con linea tratteggiata è rappresentata la congiungente degli spostamenti puntuali, registrati alle differenti quote, per diversi valori del carico orizzontale applicato, definendo così il profilo di spostamenti fuori piano. Si osserva che, fino a 35 kN, il profilo di spostamenti sul muro frontale assume un andamento lineare (linea verde del grafico); negli step successivi (linea viola del grafico) gli spostamenti aumentano nella parte superiore più di quanto non accada in quella inferiore e il profilo degli spostamenti si divide in due tratti a diversa pendenza a partire dalla registrazione dell'LVDT L5 posto a circa 1/3 dell'altezza del provino. È possibile, quindi, stabilire che la cerniera intorno alla quale è avvenuta la rotazione rigida del muro frontale, in corrispondenza di un valore di forza tra 30-40 kN, si trovi tra gli LVDT L5-L6 (tra 200 e 600 mm).

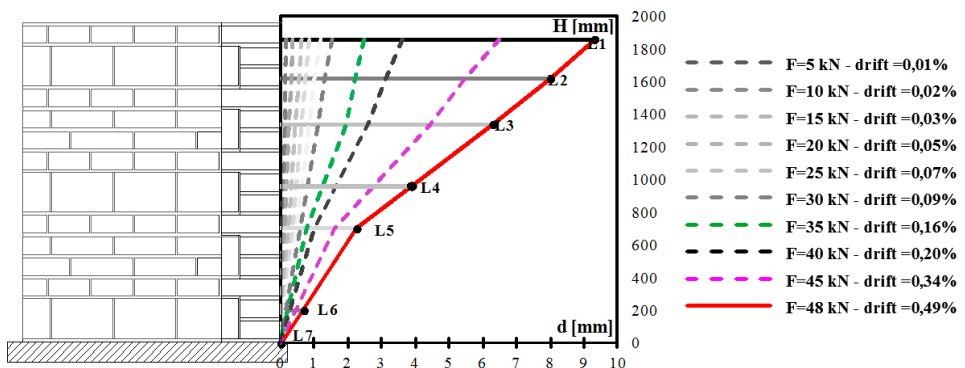


Figura 2.14 Spostamenti del muro frontale

A partire dallo 0,16% del drift si è osservata, infatti, la formazione di una frattura nel muro di spina, in corrispondenza della sezione di ammorsamento del terzo filare, con una inclinazione di circa 45° (Figura 2.15).

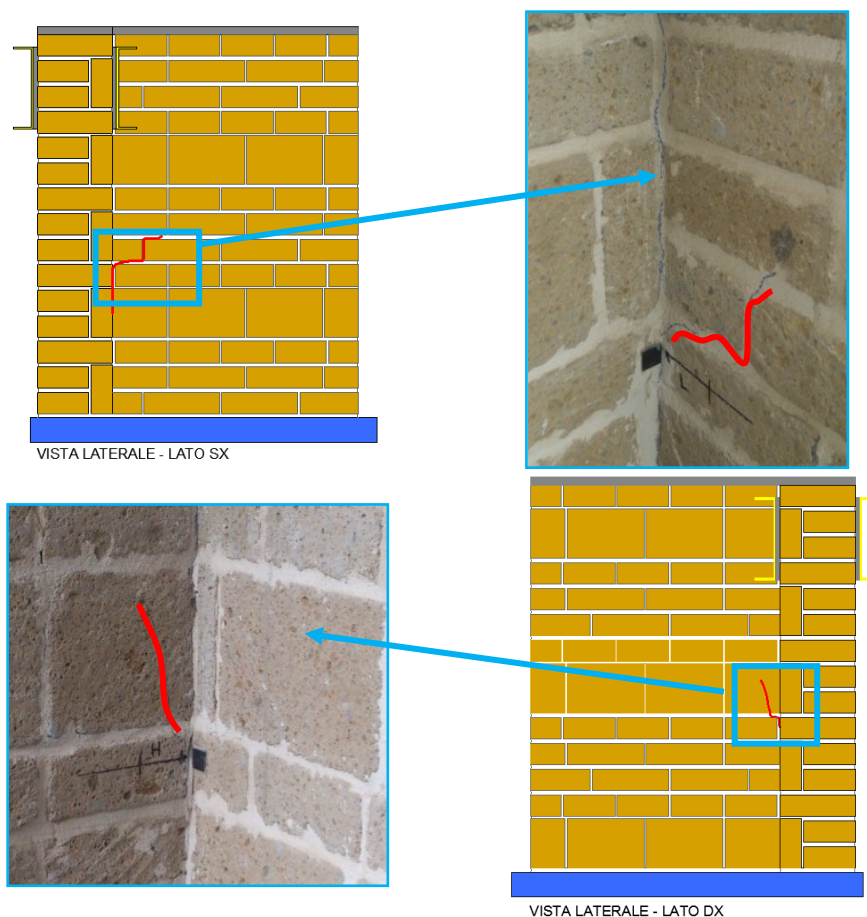


Figura 2.15 Quadro fessurativo a 35 kN di carico

Nel grafico di Figura 2.16 sono riportate le letture degli LVDT L8 e L11 in posizione relativa tra il muro frontale e il muro di spina, posti a quota 185 cm dal piede del provino (Figura 2.10b). Si è rilevato che intorno allo 0,20% del drift gli strumenti hanno registrato spostamenti crescenti fino al termine della prova. A partire da questo valore del drift, infatti, si sono evidenziate, durante la prova sperimentale, lesioni di distacco nella

sezione di ammorsamento per effetto dello scorrimento tra i due paramenti, con valori massimi pari a circa 0,8 mm a 0,49% del drift (a cui corrisponde un valore dello spostamento orizzontale imposto pari a 8 mm). Ciò conferma che l'ammorsamento è risultato efficace inizialmente, mentre a partire da un valore del drift pari a 0,16% si è attivato il ribaltamento del muro frontale.

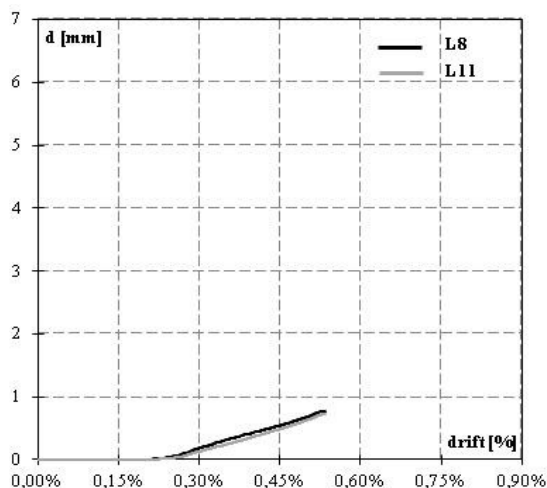


Figura 2.16 Diagramma d-drift LVDT relativi L8-L11 (quota 185 cm)

Nella Figura 2.17 sono riportate le registrazioni dei trasduttori a filo SL1 e SL3 (base di lettura pari a 1100 mm), posizionati sul paramento destro e sinistro del muro di spina (Figura 2.10c). Anche in questo caso, letture significative si registrano rispettivamente a 0,16% e a 0,20% del drift, valori a partire dai quali ha avuto luogo l'apertura della lesione alla sommità del muro di spina ed in corrispondenza del macroblocco ammorsato dell'ultimo filare (Figura 2.18). A fine prova (drift pari a 0,49%) lo spostamento registrato da tali strumenti risulta rispettivamente pari a 3,30 mm e 2,10 mm. Al termine della prova, il campione ha esibito un quadro fessurativo con un principio di formazione di un cuneo di trascinamento del muro di spina, a dimostrazione della parziale efficacia dell'ammorsamento, sebbene non realizzato a regola d'arte (Figura 2.18).

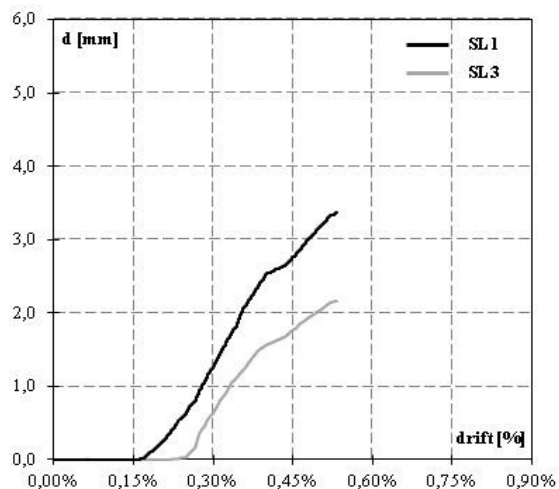


Figura 2.17 Diagramma d - drift trasduttori a filo superiori

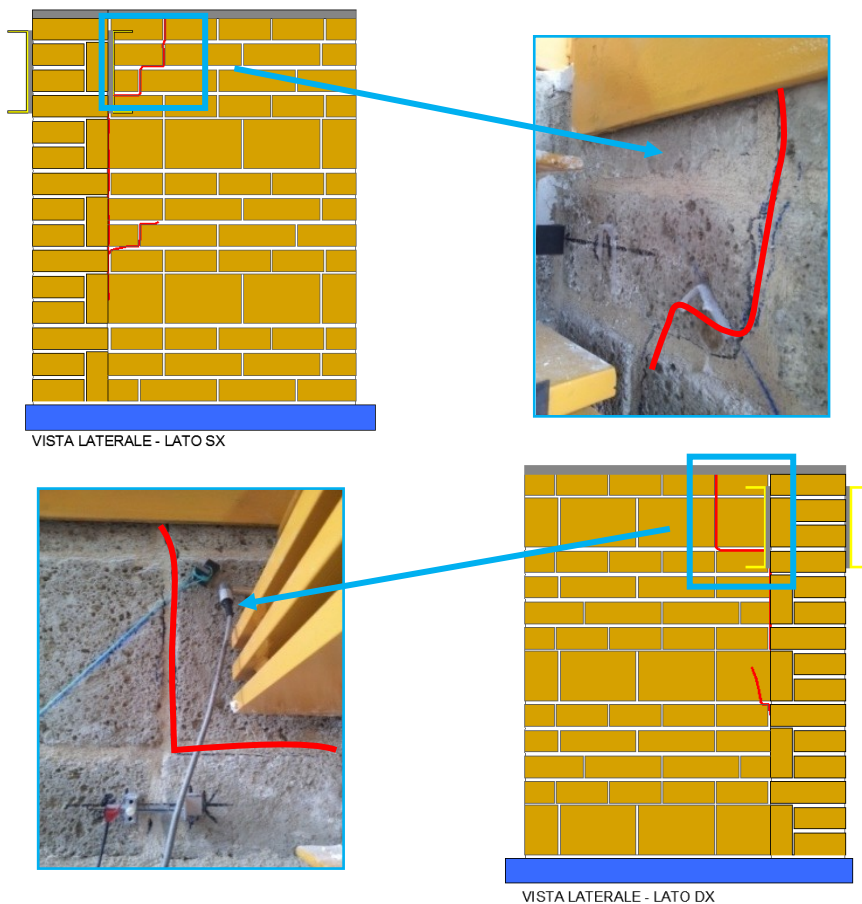


Figura 2.18 Quadro fessurativo del muro di spina a fine prova.

Inoltre, a riprova dell'avvenuta rotazione e della posizione della cerniera intorno alla quale essa avviene, si è osservata l'espulsione di materiale in corrispondenza degli spigoli anteriori del muro frontale, il che dimostra lo schiacciamento ad un'altezza di circa 300 mm (Figura 2.19)

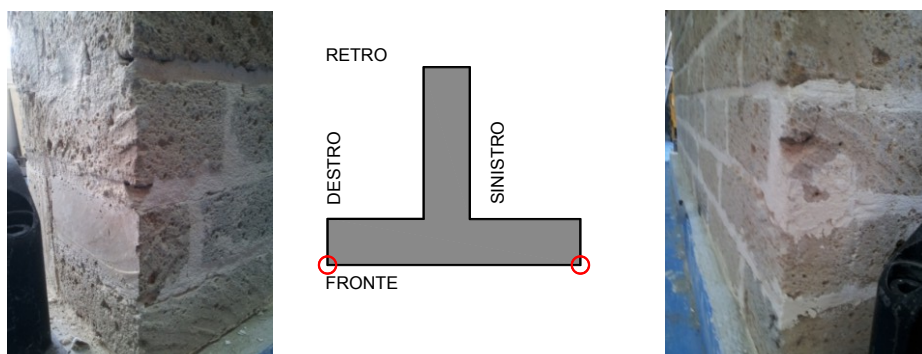


Figura 2.19 Espulsione spigoli

A circa 0,49% di drift la prova è stata interrotta per evitare l'eccessivo danneggiamento del campione per poi eseguirne il ripristino e la successiva prova ciclica.

Il campione, quindi, è stato riparato con iniezioni di boiaccia superfluida, a base di leganti idraulici naturali e sabbie ultrafini, in corrispondenza delle lesioni. L'intervento ha previsto le seguenti lavorazioni (Figura 2.20):

- realizzazione di fori mediante trapano a rotazione lungo la discontinuità da ripristinare;
- pulizia dei fori con aria compressa;
- stuccatura dei giunti e delle discontinuità superficiali per impedire la fuoriuscita della boiaccia;
- inserimento di boccagli nei perfori e saturazione della muratura con acqua iniettata attraverso i tubicini;
- iniezione della boiaccia partendo dall'ugello posto più in basso, in modo da riempire tutte le cavità e favorire la fuoriuscita dell'aria contenuta nella muratura;

- sfilamento tubicini di iniezione e sigillatura fori.



Esecuzione fori



Inserimento bocagli



Saturazione con acqua



Stuccatura dei giunti



Iniezione di boiacca



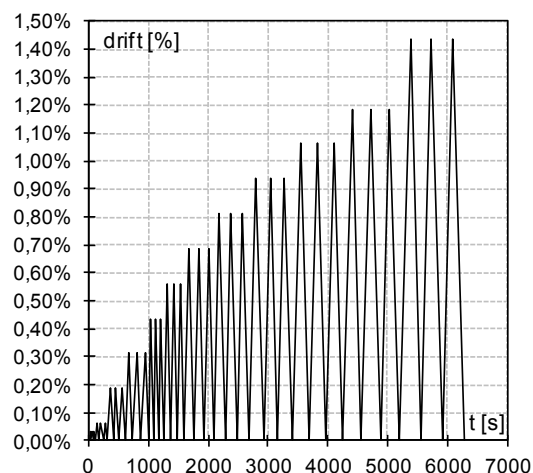
Figura 2.20 Fasi esecutive di ripristino del campione

2.6.2. Prova ciclica su campione riparato

Attesi i tempi di stagionatura della boiaccia, il martello murario è stato sottoposto a cicli di spostamenti orizzontali crescenti unicamente nella direzione fuori piano. Sono stati eseguiti cicli di spostamento orizzontale con un incremento di 2 mm, ad eccezione dei primi due cicli con incremento di 0,5 mm, con una velocità di 0,03 mm/sec per i cicli più bassi fino ad uno spostamento di 1 mm e 0,10 mm/sec per i restanti cicli. In Tabella 2.5 si riportano per ciascun ciclo il massimo spostamento cui è stato sottoposto il provino, d_{max} , il relativo drift, Δ , e la velocità di applicazione dello spostamento imposto, v . Ogni ciclo è costituito da uno spostamento fuori piano crescente da 0 a d_{max} e decrescente da d_{max} a 0. Per ogni ciclo di spostamento si è proceduto all'esecuzione di tre ripetizioni.

Tabella 2.5 Programma di prova

Ciclo	d_{max} [mm]	Drift, Δ [%]	v [mm/sec]
I	0.5	0.03%	0.03
II	1.0	0.06%	0.03
III	3.0	0.19%	0.10
IV	5.0	0.31%	0.10
V	7.0	0.44%	0.10
VI	9.0	0.56%	0.10
VII	11.0	0.69%	0.10
VIII	13.0	0.81%	0.10
IX	15.0	0.94%	0.10
X	17.0	1.06%	0.10
XI	19.0	1.19%	0.10
XII	23.0	1.44%	0.20



Durante la prova ciclica S2, il campione ha esibito un comportamento molto simile a quello mostrato durante la prova monotona. Di fatto, come mostrato nel grafico di Figura 2.21, l'involuppo delle curve Forza – drift della prova ciclica, rappresentato con linea grigia tratteggiata, segue l'andamento della curva monotona, relativa alla prova S1, delineata con tratto nero continuo, fino ad un valore prossimo alla forza di picco. Tale risultato rileva che l'intervento di riparazione con iniezioni di boiacca ha efficacemente ripristinato la rigidità iniziale del martello murario.

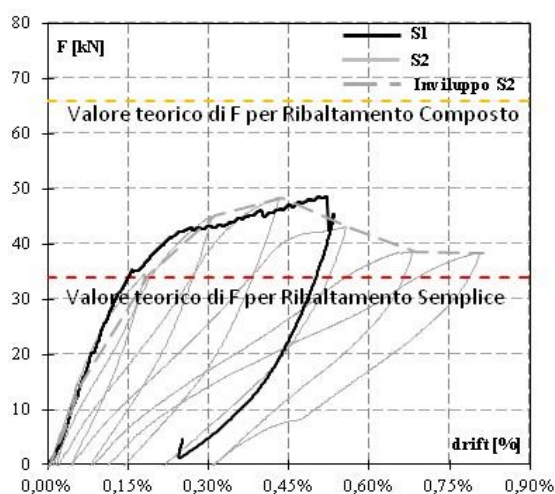
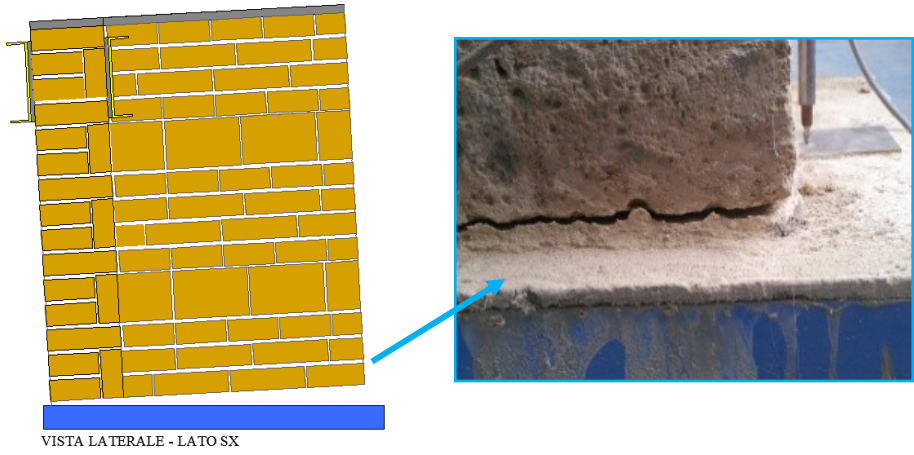
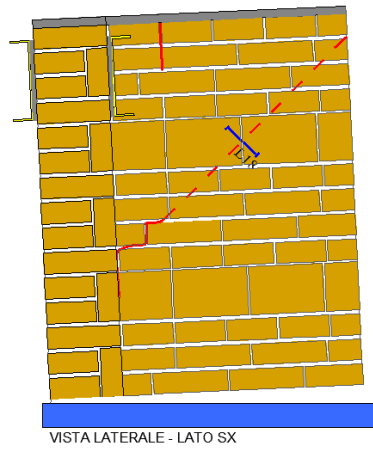


Figura 2.21 Diagramma Forza - drift S2 vs S1

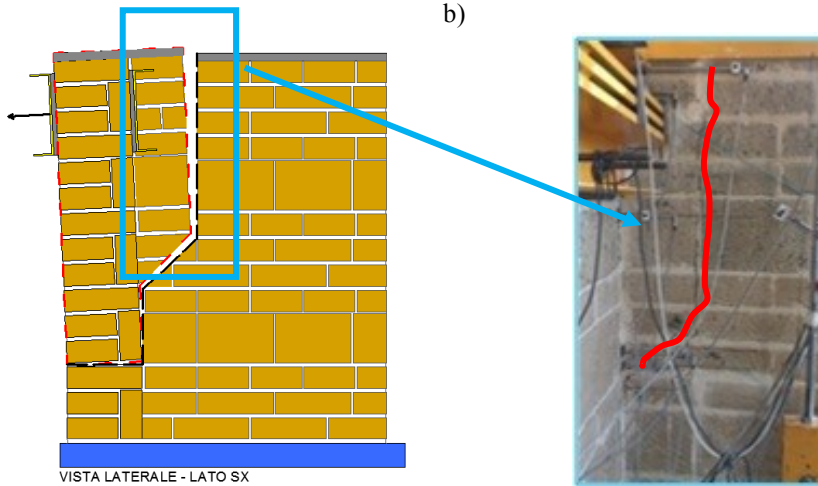
L'esperienza sperimentale della prova ciclica ha messo in luce le fasi che precedono la rottura del martello murario, evidenziando tre fasi fondamentali, come schematizzato in Figura 2.22: fase I (Figura 2.22a) - il provino si comporta come un blocco monolitico che subisce una rotazione rigida (rocking); fase II (Figura 2.22b) - fessurazione diagonale progressiva del muro di spina; fase III (Figura 2.22c) - ribaltamento del muro frontale intorno ad una cerniera in prossimità della base del provino che coinvolge anche una porzione del muro di spina (cuneo di trascinamento).



a)



b)



c)

Figura 2.22 Fasi meccanismo: a) 1a fase ; b) 2a fase; c) 3a fase

La prima fase del meccanismo è evidenziata dalle letture dell'LVDT L19, posto al piede del provino (Figura 2.10c), riportate nel grafico di Figura 2.23. La curva ha un andamento pressoché simmetrico, a meno dell'ultimo tratto, intorno ad un drift di 0,31%, corrispondente al IV ciclo di carico. Gli spostamenti, infatti, sono crescenti fino a 0,19% del drift, raggiunto nel III ciclo; la curva assume un tratto costante fino a 0,44% circa del drift; infine, è decrescente sino a fine prova.

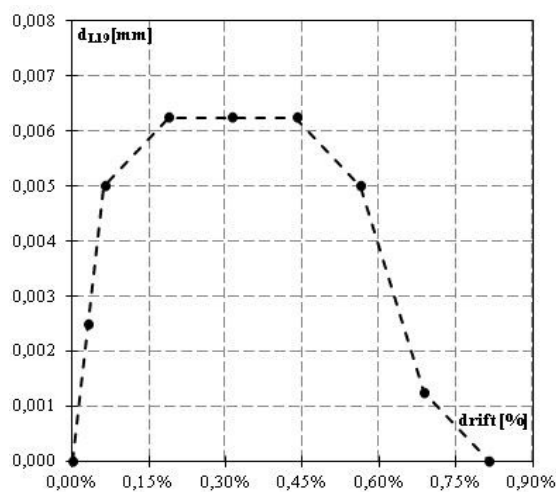


Figura 2.23 Diagramma in inviluppo d - drift L19

Ad un valore pari a 0,31% di drift, si avvia la fase deformativa del muro di spina (2a fase), come evidenziato dai grafici ottenuti dalle registrazioni dell'LVDT L18 e dei trasduttori a filo SL1-SL2 (Figura 2.10c) posti sul muro di spina (Figura 2.24a,b). L'LVDT L18 (base di lettura pari a 200 mm) registra uno spostamento massimo pari a 0,0062 mm, mentre SL1 e SL2 (base di lettura pari a 1100 mm) raggiungono valori rispettivamente pari a 4,40 e 4,15 mm. Quindi, fino a 0,19% di drift, a cui corrisponde una forza pari a circa 35 kN, il provino subisce una rotazione rigida; nel range 0,19%-0,44% la rotazione rimane costante, mentre l'apertura della fessura diagonale nel muro di spina cresce sensibilmente.

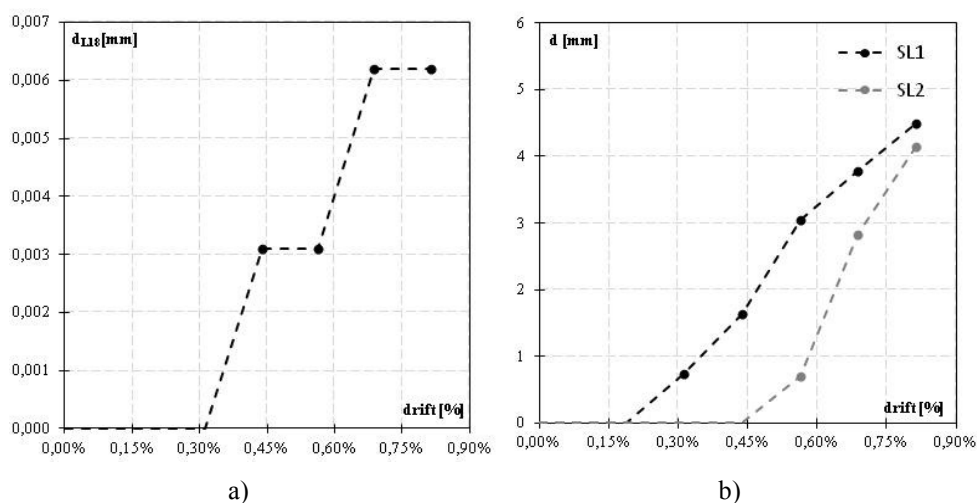


Figura 2.24 Diagrammi d–drift: LVDT L18 (a); Stringer LVDT sul lato destro del muro di spina (b).

Tuttavia, a causa di una tessitura muraria del muro di spina a giunti non perfettamente sfalsati, la frattura si è formata nel piano sub-verticale dei giunti sovrapposti a ridosso della sezione di ammorsamento. A partire da 0,44% del drift, corrispondente alla forza di picco, le rotazioni del provino decrescono, fino ad annullarsi al sopraggiungere della completa separazione tra i due muri (3a fase).

Confrontando le letture del trasduttore a filo SL1 nelle due prova si evidenzia che nella prova S2 le registrazioni sono nulle fino al III ciclo di carico (drift pari a 0,19%) e il primo valore significativo di spostamento pari a 0,85 mm si registra a 0,31% di drift (IV ciclo); nella prova S1 le registrazioni cominciano ad un valore di drift di 0,17% e in corrispondenza di 0,31% di drift lo strumento registra uno spostamento di 1,20 mm (Figura 2.17), a dimostrazione del simile comportamento del provino nei due test effettuati.

In Figura 2.25 si riportano le letture degli LVDT posti all'interfaccia tra i due muri costituenti il provino (Figura 2.10b), in particolare LVDT L11 (posto ad un'altezza dalla fondazione pari a 1850 mm), LVDT L13 (posto

a 1330 dalla fondazione) e LVDT L16 (posto a 330 dalla fondazione). Gli spostamenti registrati in ciascun ciclo dimostrano che l'apertura delle fessure inizia nella parte alta del provino e si propagano verticalmente lungo la sezione di ammorsamento.

Confrontando i valori registrati dall'LVDT L11 in entrambe le prove, S1 e S2, si osserva che l'azione ciclica produce una maggiore inefficacia dell'ammorsamento tra i due muri. Infatti, al massimo drift della prova S1 (0,49%) l'ampiezza della fessura registrata da tale strumento è pari a 0,8 mm (Figura 2.16), mentre nel test S2 allo stesso valore del drift è pari a 2,25 mm e raggiunge il massimo valore di 6 mm a 0,81% di drift.

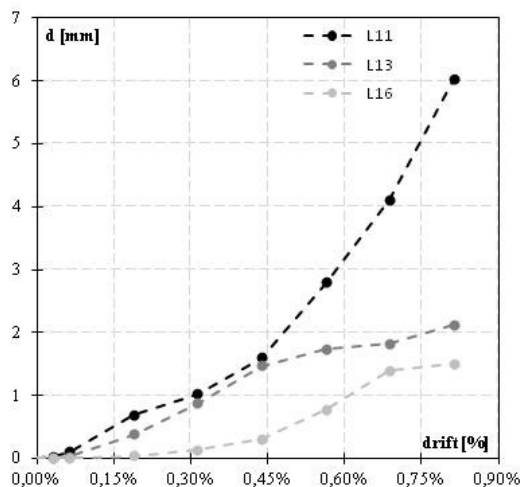


Figura 2.25 Diagramma d-drift: LVDT L11, L13, L16 (spostamenti relativi alla sezione di ammorsamento).

Il grafico di Figura 2.26 mostra le registrazioni dell'LVDT L17, in cui si evidenzia l'apertura della lesione lungo la sezione a ridosso dell'ammorsamento a circa 400 mm. A conferma del meccanismo di ribaltamento ipotizzato, si osservano spostamenti a partire dal III ciclo (drift pari a 0,19%) crescenti fino a fine prova (drift pari a 0,81%) registrando un'apertura della lesione di circa 5,50 mm.

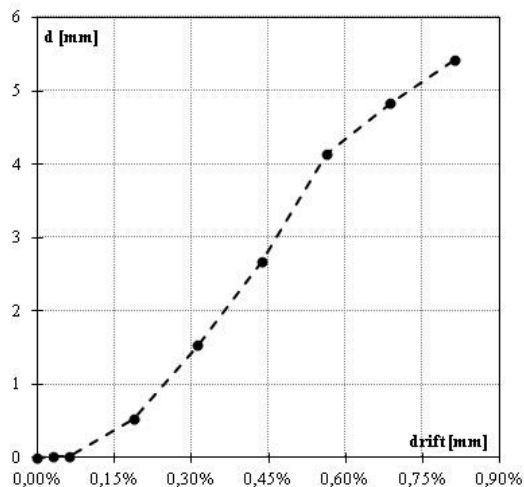


Figura 2.26 Diagramma d-drift LVDT L17 (lesione a ridosso dell'ammorsamento).

A tale valore di drift la prova è stata interrotta dato che la capacità del provino ha raggiunto un decremento pari a circa il 20% del valore di picco (Figura 2.21).

A fine prova il provino mostra un quadro fessurativo intermedio tra i due teorici considerati, in quanto è evidente un ribaltamento del muro frontale a partire da circa 1/3 dell'altezza, con la creazione di un cuneo di trascinamento nel muro di spina lungo una fessura verticale a circa 400 mm dalla sezione di ammorsamento, come mostrato in Figura 2.22.

2.6.3. Tecnica di rinforzo

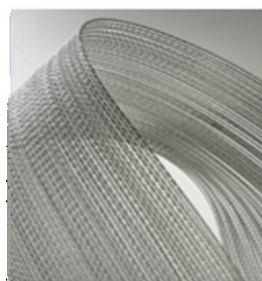
Successivamente alla prova ciclica sul campione riparato, si è proceduto ad una operazione di ripristino delle lesioni con iniezioni di boiaccia superfluida, seguendo le operazioni descritte in precedenza, ed è stato eseguito un intervento di rinforzo con la tecnica delle perforazioni armate utilizzando materiali innovativi.

In particolare, le barre metalliche, usualmente utilizzate in tale tecnica tradizionale, sono state sostituite con tubi pultrusi cavi in fibra di

carbonio, con un diametro esterno di 10 mm. La superficie esterna di tali tubi è stata rivestita con trefoli in acciaio inox, con carico a rottura di 3600 N ciascuno, resi adesi al tubo con l'ausilio di stucco epossidico e disposti longitudinalmente (n.10 trefoli) e a doppia spirale (n.5 trefoli per ciascuna spirale) al fine di incrementare sia la resistenza ad intaglio dei tubi sia l'aderenza tra i tubi e la malta e quest'ultima e la muratura di base (Figura 2.27). Il tutto è stato cosparso, al termine delle lavorazioni e sullo stucco ancora fresco, di sabbia silicea.



Tubo pultruso cavo in fibra di carbonio



Trefoli in acciaio inox



Tubo rinforzato

Figura 2.27 Tubi pultrusi cavi in fibra di carbonio rinforzati

La soluzione innovativa utilizzata permette di superare alcune criticità della tecnica tradizionale con barre metalliche. In prima analisi non vi è il problema della corrosione delle barre di acciaio, data l'immunità sia del carbonio che dell'acciaio inox da tale fenomeno, inoltre, la leggerezza di tali tubi permette una più facile e veloce installazione. Il rivestimento di rinforzo dei tubi risulta invece necessario per evitare lo sfilamento tra il

sistema di rinforzo e la muratura, problema largamente riscontrato nell'utilizzo delle cuciture armate a seguito di eventi sismici.

I tubi così costituiti sono stato posti in fori di diametro pari a 30 mm e con una lunghezza di 1200 mm (circa 3 volte lo spessore della muratura pari a 400 mm) disposti a quinconce lungo l'altezza del provino a circa 1/3 dello spessore del muro di spina ad un interasse di 250 mm (Figura 2.28).

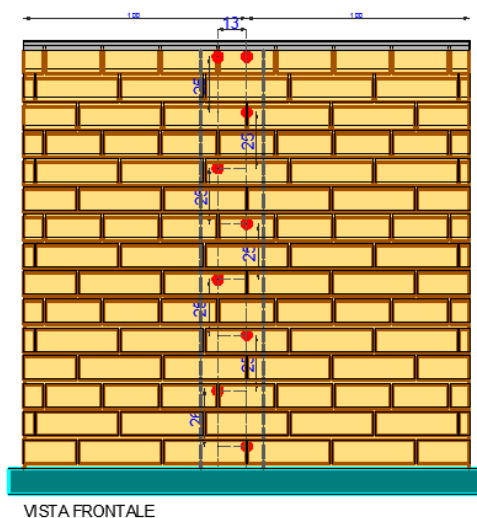


Figura 2.28 Layout di rinforzo

Le fasi realizzative del rinforzo hanno previsto le seguenti operazioni:

1. esecuzione dei fori del diametro di 30 mm con trapano a rotazione (Figura 2.29a);
2. saturazione dei fori con acqua in modo da eliminare polvere e detriti (Figura 2.29b);
3. posizionamento dei tubi all'interno dei fori con i relativi ugelli di iniezione (Figura 2.29c);
4. posizionamento dei tubicini di sfiato e successiva sigillatura dei fori con cemento a presa rapida (Figura 2.29d);
5. preparazione e successiva iniezione con pompa manuale di boiaccia a base di legante idraulico fillerizzato superfluido, esente da cemento,

- resistente ai sali, composto da calce ed Eco-Pozzolana, che una volta indurita possiede caratteristiche simili in termini di resistenza meccanica, modulo elastico e porosità delle malte impiegate originariamente nella costruzione degli edifici (Figura 2.29e);
6. rimozione dei boccagli e sigillatura dei fori con malta di allettamento (Figura 2.29f).



Figura 2.29 Fasi esecutive intervento di rinforzo con connessioni in composito

L'intervento così effettuato risulta non invasivo e l'utilizzo di malta esente da cemento per le iniezioni ne permette l'utilizzo anche in caso di murature storiche, dimostrandosi così una valida alternativa ai sistemi di rinforzo tradizionali.

La resistenza a trazione dei tubi pultrusi cavi in CFRP è stata determinata attraverso n.6 prove di trazione in accordo alla normativa **ACI 440.3R-04**. Ciascun campione di 1000 mm di lunghezza è stato inghisato in manicotti di acciaio di 300 mm di lunghezza con l'ausilio di resina

epossidica alle due estremità, al fine di migliorare il grippaggio nella macchina di prova. I risultati, elaborati in accordo alla norma **UNI EN 2561:2001**, sono riportati in Tabella 2.6. Per ciascun test la tabella riporta il valore della resistenza ultima, σ_{fu} , del modulo elastico di Young, E_f , e della deformazione ultima ε_{fu} ; inoltre, si riportano i valori medi, la deviazione standard e il coefficiente di variazione di ciascuna proprietà meccanica. La resistenza media a trazione risulta pari a 2838 MPa, il modulo di elasticità medio di 151 MPa e la deformazione ultima media pari a 1,9%.

Tabella 2.6 Test di trazione su tubi cavi in fibra di carbonio

Provino	σ_{fu} [MPa]	E_f [MPa]	ε_u [-]
1	2,958	151,781	1.9
2	2,687	152,180	1.8
3	2,891	148,897	1.9
4	2,749	149,313	1.8
5	2,867	146,609	2.0
6	2,878	162,468	1.8
Media[MPa]	2,838	151,874	1.9
Dev.St.[MPa]	100	5,576	0.1
CV [%]	3.54	3.67	4.79



2.6.4 Prova ciclica su provino rinforzato

Il campione rinforzato è stato testato applicando un carico verticale costante sui due muri e cicli di carico orizzontale sul muro frontale in controllo di spostamento fino a 23 mm, in corrispondenza di un valore del drift di 1,44% (Tabella 2.5).

In Figura 2.30 si riporta la curva sperimentale Forza - drift e la relativa curva di involuppo (linea tratteggiata). La curva di involuppo mostra un

andamento tri-lineare: un primo tratto lineare fino ad un valore della forza pari a 35 kN in corrispondenza di 0,13% di drift; un secondo tratto con pendenza minore rispetto al primo fino ad un valore di carico di 73 kN e un drift di 0,38%; infine, un terzo tratto a pendenza ancora minore fino a fine prova (carico di 132 kN e drift di 1,44%).

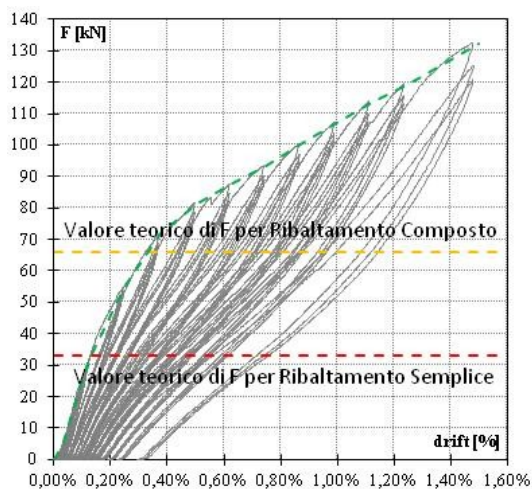


Figura 2.30 Diagramma Forza-drift prova S3

Si nota che il secondo tratto corrisponde al range tra i due valori teorici di ribaltamento semplice e composto. La forza registrata a fine prova supera largamente il valore teorico del ribaltamento composto, pari a 66 kN.

Il quadro fessurativo non ha mostrato lesioni significative; durante l'intera prova è stata solo registrata una rotazione rigida del martello murario, attraverso l'apertura e la chiusura di una lesione tra la base del provino e la fondazione nella parte retrostante del muro di spina, come mostrato in Figura 2.31.

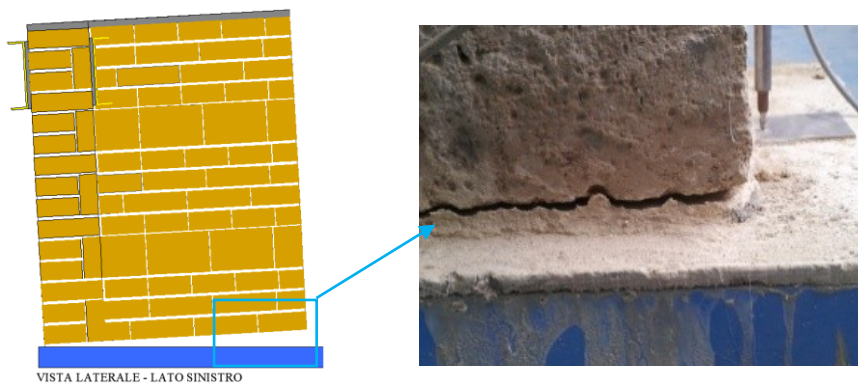


Figura 2.31 Rotazione rigida del provino rinforzato con connessioni in composito.

In particolare, l'LVDT L19, posto alla base del provino (Figura 2.10c), ha registrato un'apertura della lesione massima pari a 10 mm, come mostrato in Figura 2.32. La rotazione rigida del provino conferma l'efficacia della soluzione di rinforzo nel creare la connessione tra i due muri ortogonali ed evitare la rottura prematura dovuto al ribaltamento della facciata.

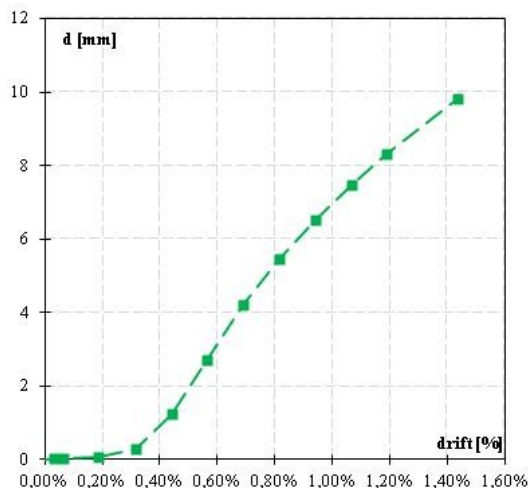


Figura 2.32 Diagramma d-drift dell'LVDT L19 (lesione tra la base del provino e la fondazione)

2.7. Discussione comparativa dei risultati

In Figura 2.33 si riporta il confronto tra le curve sperimentali ottenute con i test S1,S2 e S3. L'incremento di resistenza ottenuto mediante il rinforzo

risulta essere di circa 175%, mentre l'incremento di drift ultimo raggiunto è pari a 78%.

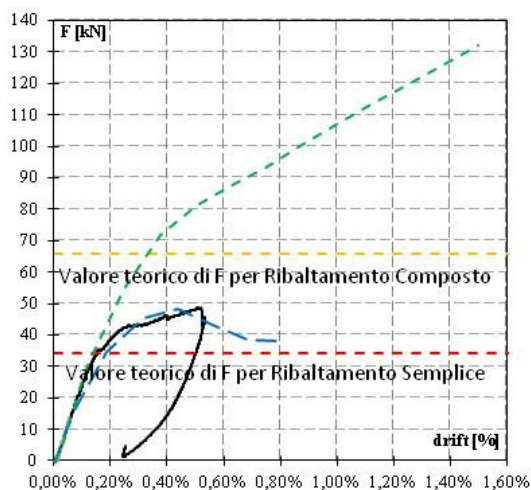


Figura 2.33 Confronto tra le curve sperimentali

Inoltre, con tale tecnica di rinforzo si è raggiunto anche un incremento di capacità di energia dissipata, come mostrato in Figura 2.34a in cui si confronta l'energia dissipata, intesa come area al disotto delle curve isteretiche, nelle prove cicliche S2 e S3, da cui si ricava un incremento pari a circa il 250%.

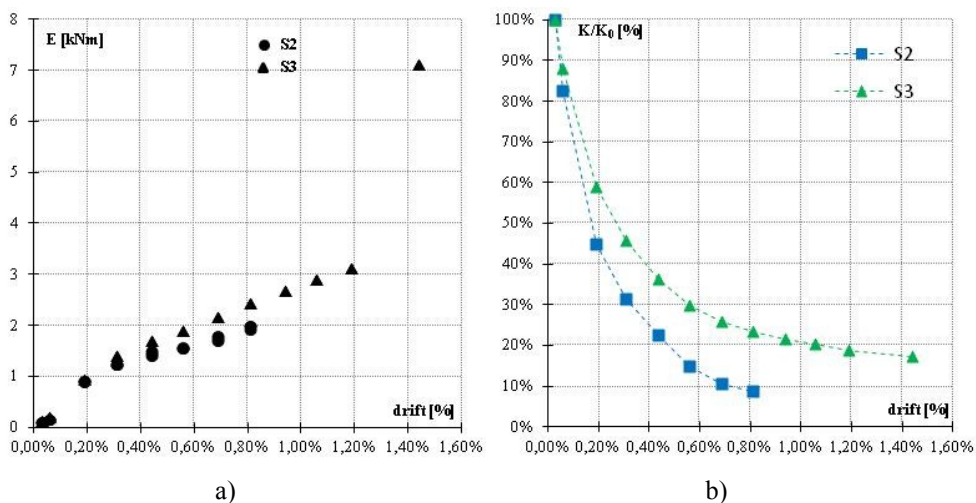


Figura 2.34 S2 vs S3 test: Capacità di energia dissipata (a); Degrado di rigidezza (b).

In Figura 2.34b si riporta, invece, il degrado di rigidezza ottenuto nelle prove cicliche S2 e S3. In particolare, si diagramma il rapporto tra la rigidezza del provino in ciascun ciclo, K_i , calcolata come la pendenza della retta passante per il picco di carico e l'origine degli assi nel diagramma Forza - drift, e la rigidezza iniziale del sistema, K_0 , nel primo ciclo di carico; quest'ultima risulta identica nelle due prove, ad evidenziare che tale tecnica non aumenta la rigidezza del sistema.

In entrambe le prove tale rapporto mostra un andamento parabolico decrescente al variare del drift. In ogni caso, il degrado di rigidezza registrato nel test S2 risulta notevolmente maggiore rispetto alla prova S3. Infatti, in corrispondenza del valore ultimo di drift della prova S2, 0,81%, il rapporto assume un valore pari a 22% per la prova S3 e 9% per la prova S2; inoltre, a fine prova sul provino rinforzato (drift pari a 1,44%) il rapporto assume un valore pari a 17%, comunque inferiore a quello ottenuto per la prova sul campione non rinforzato.

2.8. Conclusioni

La campagna sperimentale descritta in questo capitolo è stata effettuata con l'intento di comprendere il meccanismo resistente di martelli murari caratterizzati da “scarso” ammorsamento sottoposti ad azione sismica e verificare l'efficacia di una tecnica innovativa atta ad evitare meccanismo fuori piano.

Il campione in scala reale, rappresentativo di un martello murario del piano terra di un edificio a due elevazioni, in muratura di tufo e solai in putrelle e tavelloni, orditi ortogonalmente al prospetto principale è stato sottoposto a cicli di spostamenti crescenti, monotoni e ciclici, fino al collasso nelle prime due prove. Il meccanismo di ribaltamento, nel caso di prova monotona, si è attivato intorno a 35 kN di forza e 0,16% drift; nel

caso di prova ciclica, intorno a 35 kN di forza e 0,19% del drift. L'entità del carico di attivazione del meccanismo è prossimo al valore teorico per il cinematismo di ribaltamento semplice. La forza massima raggiunta, nel caso di prova monotona, è di 48 kN allo 0,52% del drift; nel caso di prova ciclica, è di 48 kN e 0,44% del drift, corrispondente a 7 mm circa di spostamento dell'attuatore. La capacità resistente del martello murario, pertanto, è risultata compresa tra i valori teorici per i meccanismi di ribaltamento semplice e composto, sebbene l'ammorsamento non fosse stato realizzato a regola d'arte. Il collasso, infatti, si è manifestato con l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento con parziale cuneo di trascinamento del muro di spina, dopo una prima fase in cui si è comportato come un blocco monolitico soggetto a fenomeno di *rocking*. In sintesi, la capacità del sistema è stata determinata dall'apparecchiatura muraria del muro di spina che, a ridosso del fronte attacco con il paramento frontale, presentava i giunti verticali sovrapposti. Il cuneo di muratura coinvolto nel ribaltamento dal paramento frontale, contribuisce in minima parte alla stabilizzazione del sistema. Tuttavia, per effetto dell'ingranamento, il campione continua ad opporre resistenza, raggiungendo il valore di picco, e si attenua con la propagazione della lesione sino alla completa separazione delle superfici di frattura.

Nella terza prova effettuata è stata testata una tecnica innovativa, basata sull'uso di tubi pultrusi cavi in fibra di carbonio in sostituzione delle barre in acciaio, tradizionalmente usate nella tecnica delle cuciture armate delle intersezioni murarie.

Tali tubi rinforzati con trefoli in acciaio per incrementarne la resistenza a taglio e l'aderenza alla malta iniettata, hanno permesso di raggiungere un incremento di resistenza di +175% senza la formazione di lesioni all'interfaccia tra le pareti ortogonali. Inoltre, è stato registrato un

aumento del drift ultimo di +78% e un incremento di capacità dissipativa di +250%. Infine, il degrado di rigidità dovuto all'azione ciclica nel campione rinforzato è stato minore rispetto a quello registrato per il campione non rinforzato.

Ciò ha dimostrato l'efficacia della tecnica di intervento nel creare un collegamento effettivo tra le due pareti ortogonali, determinando la formazione di un blocco monolitico che subisce esclusivamente una rotazione rigida rispetto alla base senza quadri fessurativi significativi.

In definitiva, sebbene i risultati ottenuti sono preliminari e sono necessarie ulteriori prove sperimentali al fine di validare tale tecnica di rinforzo, la sperimentazione effettuata mostra che l'intervento innovativo proposto può essere una valida alternativa alla tecnica tradizionale delle cuciture armate al fine di incrementare il collegamento tra pareti ortogonali di edifici esistenti. Infine, come già definito in precedenza, l'uso di malta esente da cemento per le iniezioni rende l'intervento adatto anche per edifici di interesse storico-monumentale.

Capitolo 3

Meccanismi nel piano: comportamento sperimentale di pannelli murari rinforzati con FRCM

Come osservato nel capito introduttivo, le strutture in muratura esistenti risultano particolarmente vulnerabili alle azioni fuori piano, data la scarsa o totale connessione tra muri ortogonali e tra i solai e la muratura sottostante, che possono produrre meccanismi di I modo.

Scongiurati tali meccanismi mediante tecniche di intervento tradizionali o innovative, come quella analizzata nel capitolo precedente, il comportamento della struttura nei confronti del sisma diventa quello di una scatola con una riposta strutturale nel piano. Tale risposta è definita principalmente dal rapporto di snellezza dei pannelli murari; in particolare pannelli snelli sono caratterizzati da rotture di tipo flessionale, mentre il comportamento di pannelli tozzi, specialmente negli edifici esistenti, caratterizzati da malte di caratteristiche meccaniche scadenti, è governato dalla resistenza a taglio della muratura.

I danni prodotti dal sisma hanno messo in risalto che uno dei principali meccanismi di rottura nel piano degli edifici in muratura è quello dovuto allo scorrimento lungo i letti di malta che avviene principalmente per i pannelli con bassi carichi verticali o caratterizzati da bassi coefficienti d'attrito.

Per incrementare la resistenza a taglio dei pannelli con tecniche innovative possono essere applicate fasce in FRP orizzontali e diagonali sui paramenti esterno e interno della muratura, aumentando la resistenza a trazione mediante la creazione di un meccanismo a traliccio. Il **CNR DT 200-R1/13** fornisce gli strumenti necessari alla progettazione di tale intervento di rinforzo innovativo per le strutture in muratura. I sistemi di rinforzo in FRP non risultano particolarmente compatibili con le strutture in muratura, per tale motivo nell'ultimo decennio si è sviluppato sempre più una tecnica innovativa basata sull'utilizzo di matrici di tipo inorganico, denominata FRCM (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*).

Le matrici inorganiche sono particolarmente compatibili con le murature in termini di adesione col substrato, risolvendo la maggior parte delle criticità legate all'utilizzo dei classici FRP; inoltre esse garantiscono anche una protezione per le fibre nei confronti dell'esposizione diretta al fuoco. La fase di installazione non necessita degli stessi particolari trattamenti della superficie richiesti dall'applicazione della resina; la buona adesione col substrato e la compatibilità del sistema, che migliora la traspirabilità e quindi riduce i problemi legati all'umidità della malta, sono solo alcuni dei vantaggi.

I sistemi di rinforzo FRCM sono oggi largamente utilizzati nel consolidamento delle strutture in muratura ed in particolar modo per interventi di rinforzo a taglio nel piano di pareti murarie. L'applicazione di sistemi FRCM su pareti in muratura si pone come alternativa alla tecnica tradizionale, largamente utilizzata nel passato, dell'intonaco armato basata sulla realizzazione di "paretine" con spessore di almeno 4-5 cm, armate con reti in acciaio. Il vantaggio dei sistemi in FRCM rispetto all'intonaco armato consistono in una notevole riduzione dello spessore del sistema di rinforzo, con conseguente minore impatto in termini di

variazione di massa e rigidezza dell'elemento strutturale, nonché nell'inserimento di una rete di materiale diverso dall'acciaio, come noto soggetto a fenomeni di corrosione.

La tecnica dell'FRCM per il rinforzo nel piano consiste nella realizzazione di un doppio strato di malta tra i quali viene interposta una rete bidirezionale in FRP in grado di distribuire gli sforzi sull'intera superficie degli elementi e di sopperire alla carenza di resistenza a trazione degli stessi. Questa tecnica di intervento garantisce un'eccellente compatibilità chimico-fisica e meccanica con il substrato in muratura. Il sistema funziona in parallelo con gli elementi strutturali senza alterare la massa e la rigidezza delle strutture. Quest'ultimo è un aspetto molto importante, in particolare nel campo della progettazione sismica, dove le sollecitazioni sono proporzionali alle masse coinvolte.

Nel presente capitolo si riportano i risultati di una campagna sperimentale incentrata su prove di compressione diagonale su un numero complessivo di 40 pannelli in muratura di tufo con l'obiettivo di verificare l'efficacia della tecnica FRCM con differenti materiali innovativi in diverse configurazioni di rinforzo.

3.1. Stato dell'arte

L'efficacia della tecnica innovativa FRCM è stata recentemente valutata mediante numerosi programmi sperimentali mirati a valutare l'incremento di capacità resistente e deformativa di pareti murarie soggette ad azioni nel piano. Le campagne sperimentali condotte negli ultimi anni hanno mostrato che i parametri che influenzano l'efficacia dell'intervento sono molteplici: spessore della muratura, tessitura muraria (e tipologia malta/mattone); tipologia del rinforzo; adozione di ancoraggi e intervento di rinforzo applicato su singolo/doppio lato. Di seguito si riporta una sintesi dei principali risultati derivanti dalle recenti sperimentazioni effettuate al fine di indagare il comportamento sperimentale di pareti rinforzate nel piano con sistemi FRCM su pannelli murari testati in compressione diagonale, in accordo alle disposizioni normative **ASTM E519-07**.

In **Prota et al. (2006)** sono descritte prove su pannelli di dimensioni 1000x1000x250 mm in muratura di pietra di tufo giallo napoletano ad una testa, rinforzati con reti in fibra di vetro e matrice cementizia in differenti configurazioni (spessore di rinforzo di circa 12 mm): rinforzo su un lato dei pannelli, con uno o due strati di rete, rinforzo su entrambi i lati, con uno o due strati di rete. Dai risultati si evince che la presenza di due strati di rinforzo non produce un elevato incremento di resistenza rispetto al caso di rinforzo con uno strato di rete; in particolare, nel caso di esecuzione del rinforzo su un solo lato la presenza di un doppio strato comporta un incremento minore rispetto all'utilizzo di un solo strato.

Dall'analisi del quadro fessurativo si è evinto inoltre che la presenza del rinforzo determina una differente modalità di rottura passando da una rottura fragile, caratterizzata dalla separazione degli elementi in due

blocchi definita da uno scorrimento lungo i giunti di malta, ad una più duttile con fessurazione diffusa su tutto il paramento murario (Figura 3.1).



Figura 3.1 Setup di prova in Prota et al. (2006)

Faella et al. (2010) mostrano i risultati di 9 test di compressione diagonale su pannelli di dimensioni 1200x1200x40 mm in muratura di tufo rinforzato con rete in fibra di carbonio e malta cementizia su entrambi i lati del pannello con uno spessore di circa 15 mm. Tali test sono stati eseguiti con l'ausilio di un sistema di prova specificatamente messo a punto per eseguire prove esternamente al laboratorio, che permette di testare i pannelli nella loro configurazione orizzontale come mostrato in Figura 3.2.



Figura 3.2 Setup di prova in Faella et al. (2010)

Tale campagna sperimentale ha chiaramente dimostrato l'efficacia dei sistemi FRCM attraverso cui è stato possibile incrementare la resistenza a taglio rispetto al pannello non rinforzato di un fattore variabile tra 4 e 6. Inoltre, la crisi del pannello rinforzato si è manifestata con il distacco del rinforzo dal substrato, probabilmente dovuto all'eccessiva rigidità dello strato di rinforzo rispetto a quella della muratura di base. Da una comparazione tra i risultati ottenuti e quelli derivanti dall'adozione di differenti formulazioni di codici normativi e modelli presenti in letteratura per i rinforzi in FRP adattati per tale tecnica, è emersa una notevole dispersione dei risultati. Tale dispersione è spiegabile a causa sia della elevata variabilità dei risultati sperimentali sia della ridotta accuratezza delle formulazioni adottate per il confronto (riportate in Tabella 3.1); quest'ultime, specificatamente calibrate per sistemi in FRP, si sono rilevate non sempre estendibili al caso di sistemi in FRCM (Figura 3.3).

Tabella 3.1 Formulazioni teoriche confrontate in Faella et al. (2010)

EC6 -1996	$f_{v,EC6} = f_{v0} + 0.9 \cdot \rho_f \cdot f_{fu}$,	
AC125 -2001	$f_v = f_{v0} + \rho_f \cdot E_f \cdot \epsilon_{f,eff}$	$\epsilon_{f,eff} = 0.004 \leq 0.75 \epsilon_{f,u}$,
Tomazevic et al. - 1993		$\epsilon_{f,eff} = 0.4 \cdot \epsilon_{f,u}$,
Triantafyllou - 1998		$\epsilon_{f,eff} = 0.0119 - 0.0205 \cdot \rho_f E_f + 0.0104 \cdot (\rho_f E_f)^2$,
Triantafyllou and Antonopoulos - 2000		$\epsilon_{f,eff} = 0.00065 \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{f_m^2}}{\rho_f E_f} \right)^{0.56}$,
CNR – DT 200 - 2004		$\epsilon_{f,eff} = \sqrt{\frac{2\Gamma_F}{E_f t_f}}$,

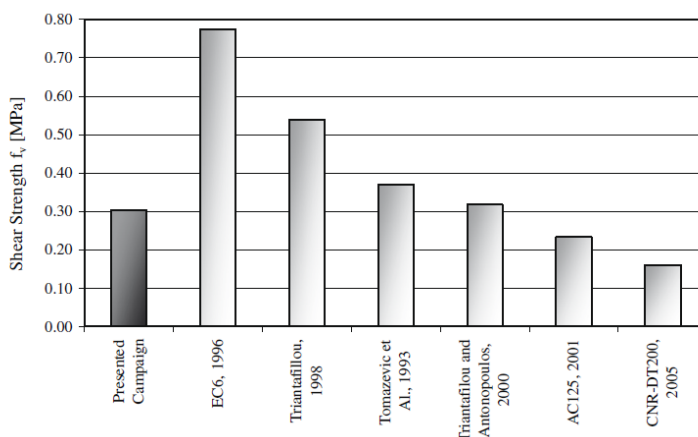


Figura 3.3 Confronto teorico-sperimentale presentato in Faiella et al. (2010)

In **Gattesco et al. (2010)** sono riportate le evidenze sperimentali di un numero consistente di prove eseguito su pannelli di dimensioni 1160x1160 mm in muratura di mattoni pieni (a due e a tre teste, con spessore rispettivamente di 250 e 380 mm), muratura di pietra squadrata (spessore di 400 mm) e muratura di mattoni a doppio paramento con riempimento a sacco (spessore di 380 mm). Tali pannelli, testati seguendo le indicazioni della normativa per prove in compressione diagonale con

l'ausilio di un setup di prova simile a quello adottato in **Faella et al. 2010**, sono stati rinforzati, nella maggior parte dei casi su entrambi i lati, con l'utilizzo di malta bastarda in uno spessore di circa 30 mm al cui interno sono state annegate reti in fibra di vetro che presentano differenti dimensioni della maglia (33x33, 66x66, 99x99) e collegate al supporto mediante connettori pultrusi in GFRP piegati a 90° (a "L").

Dai risultati ottenuti è emerso che l'efficacia del rinforzo in FRCM è risultata superiore nel caso di pannelli in pietra e muratura a sacco. Inoltre, si è osservato che al variare della maglia strutturale delle reti utilizzate, l'incremento in termini di resistenza a taglio è risultato pressoché costante, mentre nella fase di post-picco i pannelli rinforzati con maglie più fitte hanno mostrato deformazioni ultime maggiori con pendenza minore della curva in fase di softening.

Ulteriori prove, presentate in **Balsamo et al. (2011)**, su pannelli di tufo giallo napoletano a una testa di dimensioni 1000x1000x250 mm sono state effettuate rinforzando gli elementi con la tecnica FRCM su entrambi i lati dei pannelli, utilizzando reti in fibra di vetro e di basalto immerse in malte fibrorinforzate cementizia e di calce con uno spessore di circa 12 mm. Dalle curve sperimentali, riportate in Figura 3.4, si osserva un incremento sia in termini di resistenza che di duttilità in tutte le configurazioni utilizzate. In particolare, l'incremento di resistenza maggiore è stato ottenuto per pannelli rinforzati con rete in fibra di vetro e malta cementizia; si segnala, tuttavia, che un degrado meno accentuato nella fase post-picco si è riscontrato nei pannelli rinforzati con malta a base di calce. Ciò ha indotto a ritenere che l'utilizzo di malte caratterizzate da proprietà meccaniche più prossime a quelle delle malte della muratura originaria possano influire in maniera positiva sul comportamento post-picco dei pannelli murari e, di conseguenza, sulla

capacità degli stessi di dissipare energia. Tale risultato è stato particolarmente accentuato nel caso di utilizzo combinato di malta a base di calce con rete in fibra di basalto caratterizzata da una maglia più fitta rispetto a quella in vetro; l'utilizzo di una maglia più fitta della rete può aver prodotto una distribuzione più omogenea degli sforzi successivamente alla fessurazione della matrice.

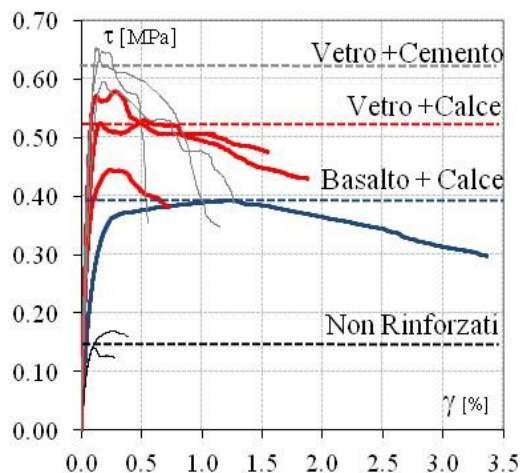


Figura 3.4 Diagramma t-γ test in Balsamo et al. (2010)

Un'ulteriore campagna sperimentale, **Parisi et al. (2013)**, è stata condotta su pannelli di dimensioni 1230x1230x310 mm in muratura di tufo con una configurazione a due teste in cui l'efficacia del rinforzo con rete in fibra di vetro e malta a base di calce (spessore di rinforzo di circa 12 mm) è stata valutata nel caso di intervento su un solo lato, su un solo lato con l'utilizzo di focchi metallici di connessione e su due lati dei pannelli senza connettori. Le evidenze sperimentali hanno mostrato che il rinforzo eseguito su entrambi i paramenti e quello su un paramento con presenza di connettori sono risultati i più efficace apportando i maggiori incrementi di resistenza. Inoltre, dalle curve sperimentali (Figura 3.5) si osserva come l'utilizzo dei connettori migliora sensibilmente la fase di post-picco

grazie alla capacità di tener adesivo il rinforzo alla superficie anche per deformazioni maggiori.

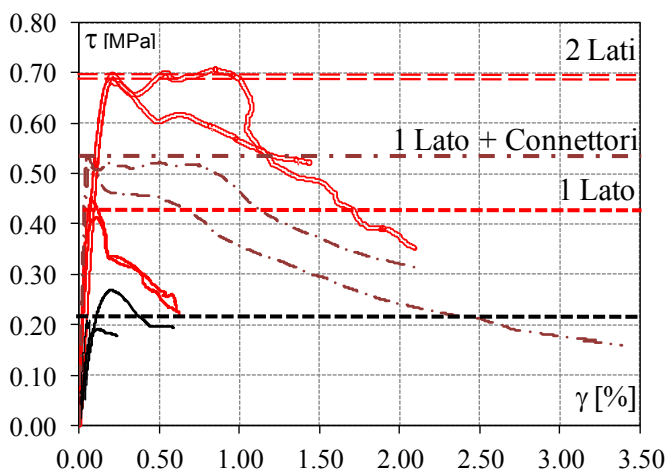


Figura 3.5 Diagramma t- γ test in Parisi et al. (2013)

Un'ulteriore campagna sperimentale, presentata in **Babaeidarabad et al. (2014)**, è stata condotta su pannelli di dimensioni $1145 \times 1220 \times 92$ mm di mattoni pieni a una testa rinforzati con malta cementizia e uno o quattro strati di tessuto in fibra di carbonio su entrambi i lati del pannello con uno spessore di circa 10 mm di rinforzo. I risultati di tali test hanno mostrato che l'utilizzo di più strati sovrapposti comporta un incremento della resistenza a taglio, ma il collasso, nel caso di applicazione di uno strato, avviene per rottura del sistema di rinforzo con sfilamento della rete dalla matrice cementizia, diversamente l'applicazione di più strati comporta una rottura "toe crushing". Gli autori effettuano inoltre un confronto tra i dati sperimentali e le predizioni teoriche ottenute mediante la formulazione proposta dal documento **ACI 549.4R-13** (Eq.4.9); dal confronto è emerso che tale formulazione induce ad una sottostima del risultato sperimentale.

In **Corradi et al. (2014)** vengono presentati i risultati di una ampia campagna sperimentale eseguita su pannelli di dimensioni 1200×1200

mm e spessore variabile tra 280-720 mm estratti da edifici esistenti (Figura 3.6) di scarse caratteristiche meccaniche. Dalle prove è emerso che l'intervento di rinforzo su entrambe le facce del pannello (spessore di rinforzo di 30 mm) eseguito con malta a base cementizia e reti in fibra di vetro, ha comportato incrementi in termini di resistenza a taglio molto elevati, fino a 10 volte la resistenza a taglio del pannello non rinforzato. Tale risultato probabilmente è strettamente connesso alle scadenti proprietà meccaniche della muratura di base.



Figura 3.6 Setup di prova in Corradi et al. (2014)

In **Balsamo et al. (2014)** sono presentati 5 test di compressione diagonale su pannelli di dimensioni 1200x1200x250 mm di muratura disordinata, confezionata riproducendo la tipica fattura delle costruzioni in muratura esistenti in Abruzzo. I pannelli sono stati rinforzati con malta a base di calce utilizzando per due di questi rete in fibra di vetro e per i restanti due rete in fibra di basalto su entrambi i lati di ciascun pannello murario per uno spessore totale di rinforzo di circa 12 mm; in ogni caso sono stati utilizzati fiocchi metallici per migliorare l'aderenza del rinforzo al supporto. Il pannello non rinforzato ha mostrato un valore della resistenza a taglio molto bassa, probabilmente dovuta alla tessitura disordinata della muratura ed alle scarse caratteristiche meccaniche della malta di

allettamento. Dalle prove è emerso un significativo incremento di resistenza a taglio dei pannelli murari sia nel caso di utilizzo di rete in fibra di basalto sia in fibra di vetro, rispettivamente pari a 3,00 e 2,5 rispetto alla resistenza del pannello di riferimento non rinforzato (Figura 3.7).

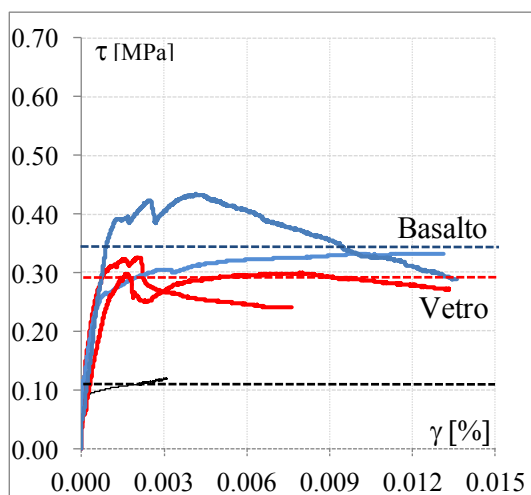


Figura 3.7 Diagramma t- γ test in Balsamo et al. (2014)

In **Micelli et al. (2016)** sono presentati i risultati di una campagna sperimentale condotta su pannelli in muratura di pietra calcarea (pietra leccese) a singolo e doppio paramento e malta di calce di caratteristiche scadenti; le prove sono state eseguite adottando il medesimo setup presentato in **Gattesco et al. (2010)**. I pannelli murari sono stati rinforzati per lo più con rete in GFRP (maglia 66x66 mm) con malte di caratteristiche meccaniche differenti in spessore di circa 40 mm. Le evidenze sperimentali hanno mostrato che l'aumento di resistenza a taglio risulta proporzionale alla resistenza della malta di rinforzo. Inoltre, sono stati testati anche pannelli con reti in fibre secche di vetro e di aramide con maglia più fitta (12x12 e 25x25) e malte polimero-modificate con uno

spessore complessivo di rinforzo di circa 10 mm che mostrano anch'essi un'efficacia simile ai precedenti.

Menna et al. (2015) mostrano i risultati di 8 test, appartenenti alla campagna sperimentale descritta in questo capitolo di 50 pannelli su muratura di tufo (dimensioni 1200x1200x250 mm) e muratura di mattoni rossi (dimensioni 1180x1180x250 mm), rinforzate con rete in fibra di canapa immerse in matrici a base di calce e pozzolana con spessori di 15 e 40 mm su uno e due lati del pannello murario. In ogni configurazione sono stati utilizzati connettori a T o a L composti della stessa fibra della rete di rinforzo, inseriti per una profondità pari a circa 2/3 dello spessore della muratura. I risultati sperimentali mostrano un incremento sia in termini di resistenza sia in termini di duttilità nelle configurazioni rinforzate. In particolare l'uso della rete in fibra di canapa ha apportato un incremento di circa 3 e 2,4 volte rispettivamente, per le prove eseguite su pannelli in tufo e per le prove su pannelli in mattoni, mostrando a fine test la rottura della rete.

L'elevato numero di test effettuati nell'ultimo decennio su pannelli murari di diversa tipologia rinforzati mediante l'utilizzo della tecnica FRCM in differenti configurazioni (un lato/due lati, con o in assenza di ancoraggi, con uno o più strati di rete, differente spessore di rinforzo) eseguite con l'ausilio di malte di diverse caratteristiche (betoncino, malta cementizia, malta di calce, malte fibrorinforzate) al cui interno sono interposte differenti tipologie di reti (reti in fibra di carbonio, reti in fibra di vetro, reti in fibre di basalto, reti in fibre di canapa, reti in PBO, reti in acciaio) ha certamente fornito un contributo fondamentale per la messa a punto di un database attraverso cui definire e calibrare nuovi e più aggiornati approcci progettuali.

In Figura 3.8 si mostra, con riferimento a 126 prove sperimentali eseguite, la notevole variabilità dei parametri investigati nelle prove presenti in letteratura (in Allegato I si riporta una tabella complessiva con la descrizione dei parametri per ciascuna sperimentazione): tipologia di muratura di base; configurazione di rinforzo (lati e connettori); sistema di rinforzo utilizzato (rete e malta).

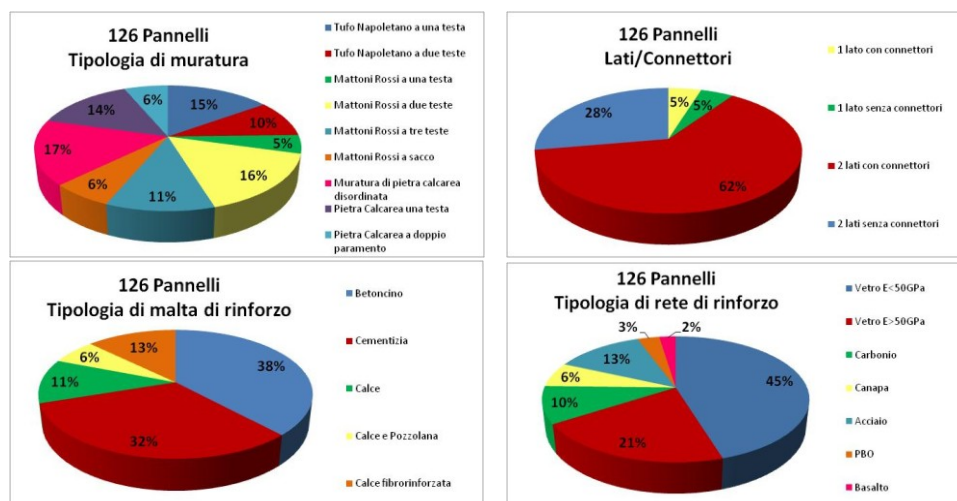


Figura 3.8 Analisi dati sperimentali presenti in letteratura

Ad oggi, in Italia, non vi sono modelli analitici semplificati per valutare l'incremento di capacità a taglio della muratura con l'utilizzo di questo sistema di rinforzo. La carenza di specifici approcci progettuali definiti e calibrati specificatamente per sistemi di rinforzo in FRCM induce oggi all'adozione, nella progettazione corrente, di un coefficiente correttivo per aumentare le proprietà meccaniche originali della muratura, mutuato da quelli riportati per le tecniche di rinforzo tradizionali (ad esempio, l'intonaco armato) nel **D.M.14/07/2008** e nella **Circ. n.617/2009**.

Nel documento **ACI 549.4R-13**, come sopra citato, è riportata una formulazione per la valutazione dell'incremento di capacità tagliante di pannelli murari rinforzati con sistema FRCM.

Solo recentemente, è stato sviluppato un modello analitico al fine di determinare la capacità in termini di resistenza a taglio nel piano di murature rinforzate con la tecnica FRCM (**Cascardi et al. - 2016**), basato su un sistema di Rete Neurale Artificiale (ANN-Artificial Neural Network), che tiene conto delle caratteristiche meccaniche e geometriche che influenzano tale sistema di rinforzo.

E' bene sottolineare, tuttavia, che le evidenze sperimentali hanno chiaramente mostrato che la valutazione dell'incremento di resistenza e duttilità offerto dal sistema di rinforzo in FRCM sono influenzate in maniera sostanziale da diversi parametri tra cui i più determinanti sembrano essere: caratteristiche meccaniche della muratura; rapporto tra spessore del rinforzo e spessore della muratura originaria, tipologia di matrice e di fibra nonché dimensioni della maglia della rete; rinforzo applicato su singolo/doppio strato, e utilizzo di sistemi di ancoraggio. L'incidenza di tali parametri sul comportamento globale delle pareti rinforzate induce ad una ridotta accuratezza dei modelli esistenti calibrati per sistemi di rinforzo in FRP ed adattati a sistemi FRCM, così come di modelli semplificati che non tengano esplicitamente conto di tali parametri.

3.2. Programma sperimentale

Il programma sperimentale ha previsto l'esecuzione di 50 test di compressione diagonale su pannelli in tufo giallo napoletano e mattoni rossi di cui si riportano in questo capitolo i risultati di 40 di essi (i restanti sono pubblicati in **Menna et al. - 2015**).

I pannelli di dimensioni 1200x1190x250 mm sono stati realizzati con l'utilizzo di blocchi di tufo giallo napoletano di dimensione 390x250x115 mm disposti secondo 10 file parallele a giunti sfalsati con una tessitura ad

una testa come mostrato in Figura 3.9a. I muretti sono stati confezionati con malta di calce ed Eco-Pozzolana, che possiede caratteristiche molto simili, in termini di resistenza, modulo elastico e porosità, a quelle delle malte impiegate originariamente negli edifici esistenti (Figura 3.9b).

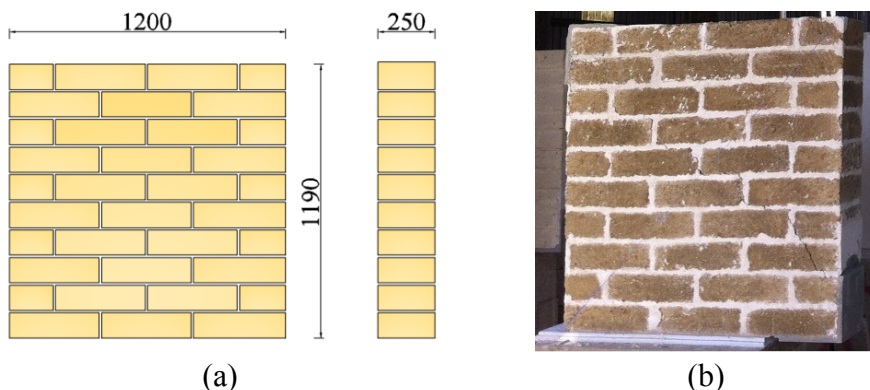


Figura 3.9 Campioni di prova: schema realizzativo (a); muretto realizzato (b)

Il confezionamento ed il test dei pannelli, dato l'elevato numero di campioni, è avvenuto presso un laboratorio *off-site* situato a circa tre chilometri dal Laboratorio centrale del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II". Manovalanze esperte hanno eseguito il confezionamento a regola d'arte senza soluzione di continuità ed avendo cura di utilizzare sempre gli stessi operai al fine di ottenere la massima omogeneità possibile nel confezionamento Figura 3.10.



Figura 3.10 Confezionamento dei campioni

La tecnica di rinforzo adottata consiste nella realizzazione di un layer esterno ben adeso al supporto, su entrambe o su una singola faccia del pannello, eseguito applicando un primo strato di malta (matrice) dello spessore di circa 20 mm, al cui interno è annegata la rete ed un secondo strato di malta (matrice) dello spessore di circa 20 mm fino ad ottenere uno spessore totale non superiore a 40 mm, come mostrato in Figura 3.11a (nei paragrafi successivi si descriveranno le caratteristiche dei materiali di rinforzo utilizzati).

La rete è opportunamente distanziata dalla superficie ed ancorata al supporto in tufo previa posa in opera di n.° 5 connettori piegati a 90° (a “L”) in fibra di vetro A.R. o in acciaio (in funzione della rete utilizzata) opportunamente orientati, inseriti in fori (diametro $\phi 12$) effettuati a quinconce nella muratura per una profondità di circa 200 mm e sfalsati tra le due facce nel caso di rinforzo su due lati (Figura 3.11b). L’inghisaggio dei connettori è stato realizzato con iniezione manuale, all’interno dei fori, di resina poliestere.

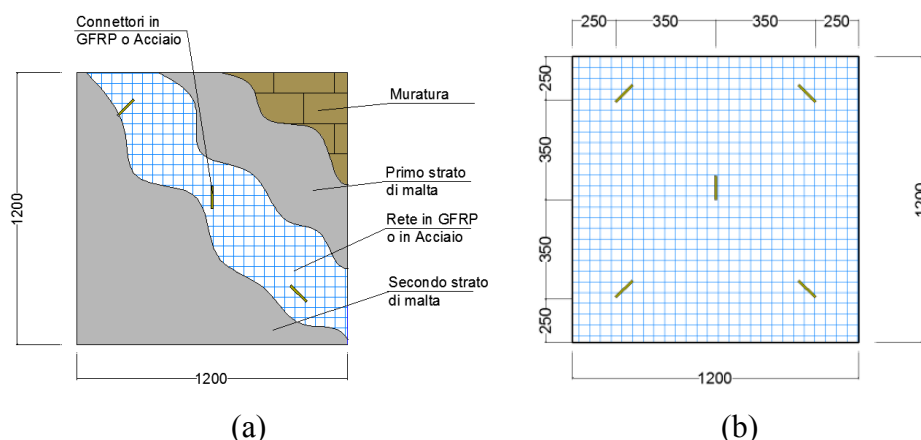


Figura 3.11 (a) Schema di rinforzo; (b) Posizione connettori

Data la variabilità delle caratteristiche meccaniche della muratura di tufo, sono stati realizzati 6 pannelli non rinforzati da utilizzare come parametro

di confronto al fine di verificare l'efficacia in termini di resistenza e duttilità dei diversi interventi di rinforzo. Per ciascun tipo di rinforzo sono stati confezionati e testati 4 pannelli due dei quali con rinforzo solo da un lato e due con rinforzo da entrambi i lati. In Tabella 3.2 si riporta la matrice di prova dei pannelli testati e le relative configurazioni di rinforzo: tipo di malta, tipo di rete, configurazione di rinforzo (un lato/due lati), tipo di connettori.

Ciascun provino è stato nominato con una sigla identificativa del rinforzo:

- Configurazione di rinforzo:
T1/2= Tufo con rinforzo su un lato/due lati
- Tipo di malta di rinforzo
M1= Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)
M2= Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)
M3= Betoncino
M4= Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (bicomponente)
- Tipo di rete di rinforzo
G40 = Rete in GFRP maglia 40x40
G30 = Rete in GFRP maglia 30x30
S100 = Rete in acciaio maglia 100x100
G1120 = Rete con piattine in GFRP maglia 120x120
Gb120 = Rete con barre in GFRP maglia 120x120

Tabella 3.2 Matrice di prova

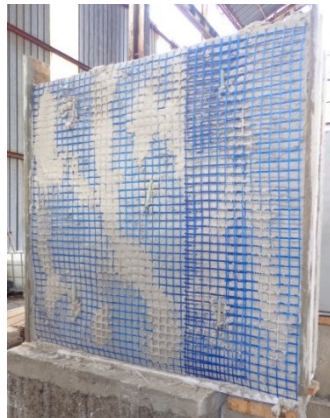
N°	Provini	Malta	Rete	Lati	Spessore	Connettori
6	T	-	-	-	-	-
2	T1(M1)G40	Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 40x40	1	40 mm	GFRP
2	T2(M1)G40	Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 40x40	2	40 mm	GFRP
2	T1(M2)G40	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 40x40	1	40 mm	GFRP
2	T2(M2)G40	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 40x40	2	40 mm	GFRP
2	T1(M1)G30	Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 30x30	1	40 mm	GFRP
2	T2(M1)G30	Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 30x30	2	40 mm	GFRP
2	T1(M2)G30	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 30x30	1	40 mm	GFRP
2	T2(M2)G30	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in GFRP maglia 30x30	2	40 mm	GFRP
2	T1(M1)S100	Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in acciaio maglia 100x100	1	40 mm	Acciaio
2	T2(M1)S100	Malta di calce fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in acciaio $\phi 6$ maglia 100x100	2	40 mm	Acciaio
2	T1(M2)S100	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in acciaio $\phi 6$ maglia 100x100	1	40 mm	Acciaio
2	T2(M2)S100	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete in acciaio $\phi 6$ maglia 100x100	2	40 mm	Acciaio
2	T2(M3)S100	Betoncino	Rete in acciaio $\phi 6$ maglia 100x100	2	40 mm	Acciaio
2	T2(M2)G120	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete con piattine GFRP maglia 120x120	2	40 mm	GFRP
2	T2(M2)Gb120	Malta di calce esente da cemento fibrorinforzata (monocomponente)	Rete con barre GFRP maglia 120x120	2	40 mm	GFRP
2	T1(M4)G120	Malta di calce fibrorinforzata (bicomponente)	Rete con piattine GFRP maglia 120x120	1	15 mm	GFRP
2	T2(M4)G120	Malta di calce fibrorinforzata (bicomponente)	Rete con piattine GFRP maglia 120x120	2	15 mm	GFRP



Inghisaggio



Connettori



Rete in GFRP maglia 40x40/30x30



Rete in acciaio maglia 100x100



Rete con lamine in GFRP maglia
120x120



Rete con barre in GFRP maglia
120x120

Figura 3.12 Esecuzione rinforzo

3.3. Caratterizzazione dei materiali

A monte dei test principali eseguiti sui pannelli in tufo una serie di prove di laboratorio sono state eseguite per testare i materiali di base con i quali sono stati realizzati i pannelli nonché il rinforzo.

In Tabella 3.3 sono riportate le caratteristiche meccaniche di ciascun materiale accertate mediante n.3 prove di flessione su tre punti, con luce tra gli appoggi di 100 mm, su elementi prismatici di dimensioni 40x40x160 mm, e n.6 prove di compressione eseguite sulle metà risultanti dalla rottura successiva alla prova di flessione, in accordo alla norma **UNI EN 1015-11:2007**. I risultati sono riportati per ciascun materiale in termini di resistenza a trazione per flessione media, $f_{t,m}$, resistenza a compressione media, $f_{c,m}$, e i relativi valori di deviazione standard, St.Dev., e coefficiente di variazione, CoV.

Il tufo giallo napoletano utilizzato per la costruzione dei pannelli risulta avere una resistenza a trazione per flessione media, $f_{t,m}$, pari a 1,5 MPa e una resistenza a compressione media, $f_{c,m}$, pari a 5,4 MPa con una deviazione standard di 0,27 MPa e un coefficiente di variazione pari a 5,0%.

La malta di allettamento è stata appositamente confezionata per riprodurre le caratteristiche meccaniche delle malte a base di pozzolana impiegate nel costruito storico tipico napoletano di scarse proprietà meccaniche. Infatti, i risultati ottenuti a seguito delle prove di caratterizzazione hanno fornito una resistenza a trazione media ($f_{t,m}$) pari a 1,5 MPa ed una resistenza a compressione media ($f_{c,m}$) pari a 6,4 MPa. Pertanto tale malta può essere classificata come M5, secondo le disposizioni della norma **UNI EN 998-2:2010**.

Le medesime prove sono state eseguite per caratterizzare le malte utilizzate per i sistemi di rinforzo. In particolare, la malta monocomponente fibrorinforzata a base di calce idraulica naturale (NHL) con microfibre di vetro con rapporto di impasto acqua-polvere pari a 1:4,5 (sigla M1), risulta avere una resistenza a trazione media ($f_{t,m}$) pari a 5,8 MPa ed una resistenza a compressione media ($f_{c,m}$) pari a 17 MPa. Dalle prove sulla malta monocomponente a base di calce idraulica naturale (NHL) ed Eco-Pozzolana, esente da cemento con microfibre di vetro (sigla M2), con rapporto acqua-polvere pari a 1:4,25, è emerso una resistenza a trazione media ($f_{t,m}$) pari a 6,6 MPa ed una resistenza a compressione media ($f_{c,m}$) pari a 14,5 MPa.

Il betoncino utilizzato (sigla M3) è una malta monocomponente a base di cemento, con rapporto acqua-polvere pari a 1:4,75. Le caratteristiche meccaniche risultano essere pari a $f_{c,m} = 18.8$ MPa e $f_{t,m} = 4.8$ MPa.

Infine, la malta bicomponente (sigla M4) composta da malta di calce idraulica naturale (NHL) ed Eco-Pozzolana e che grazie al contenuto di resine sintetiche in dispersione acquosa ha un elevato potere di adesione, raggiunge una resistenza a trazione media ($f_{t,m}$) pari a 6,1 MPa ed una resistenza a compressione media ($f_{c,m}$) pari a 14,2 MPa.

Tabella 3.3 Risultati prove di caratterizzazione dei materiali

Materiale	$f_{t,m}$ [MPa]	St.Dev. [MPa]	CoV [%]	$f_{c,m}$ [MPa]	St.Dev. [MPa]	CoV [%]
Tufo Napoletano	1,5	0,2	13,6	5,4	0,27	5,0
Malta Allettamento	1,5	0,14	9,5	6,4	0,4	5,8
Malta M1	5,8	0,5	8,2	17	0,4	2,6
Malta M2	6,6	0,1	1,1	14,5	1,3	8,8
Malta M3	4,8	0,3	7,2	18,8	0,9	4,9
Malta M4	6,1	0,3	5,2	14,2	2,0	14,3

Le caratteristiche delle reti e dei connettori utilizzati per il rinforzo, riportate in Tabella 3.4, sono ricavate dalle schede tecniche del produttore:

Tabella 3.4 Caratteristiche reti di rinforzo

Materiale	Passo [mm]	Sezione resistente barra [mm ²]	Resistenza a trazione barra [MPa]	Modulo elastico [GPa]	Deformazione a rottura [%]	Spessore o diametro equivalente [mm]
Rete in GFRP maglia 30x30	30	2,37	1350	33	4%	2
Rete in GFRP maglia 40x40	40	1,52	1480	33	4%	0,75
Rete con barre GFRP maglia 120x120	120	28,26	1120	48	1,5%	6
Rete con piattine GFRP maglia 120x120	120	28,26	1120	48	1,5%	6
Rete metallica Maglia 100x100	100	28,26	451	210	7,5%	6
Connettori in GFRP	-	38	840	35	1,5%	7
Connettori in acciaio	-	50	451	210	7,5%	8

3.4. Setup di prova

Le prove sono state eseguite utilizzando un setup appositamente studiato e sviluppato per soddisfare le specifiche indicate nella norma **ASTM E 519-07** e, altresì, per poter essere utilizzabile con modalità setup mobile, previo assemblaggio, anche presso un laboratorio “*off-site*”.

Il carico è applicato attraverso due elementi complessi ad L formati dall’assemblaggio di piastre metalliche di idoneo spessore, nel seguito indicati sinteticamente come scarpe, posizionati in corrispondenza di due spigoli opposti del pannello oggetto di prova. Le scarpe metalliche sono mutuamente collegate attraverso due barre filettate all'estremità in acciaio solidarizzate alle scarpe stesse attraverso quattro cerniere sferiche, in grado di assorbire le eventuali deformazioni fuori dal piano dei pannelli durante il test (Figura 3.13). La fase di posizionamento delle scarpe è

eseguita riducendo al minimo le eccentricità tra la direzione di applicazione del carico e l'asse geometrico verticale dei muretti.

Il corretto posizionamento della scarpa di carico all'estremità superiore del pannello è facilitato da un sistema di viti di regolazione distribuite sulle superfici interne della scarpa stessa. Propedeuticamente all'applicazione delle scarpe è stato localmente realizzato un letto di malta antiritiro a presa rapida tra le piastre metalliche e la superficie libera del pannello, per evitare rotture fragili locali della muratura.

I test sono eseguiti in controllo di spostamento con una velocità di applicazione di 0,02 mm/sec impressa attraverso un martinetto idraulico servo-controllato alimentato da una pompa elettrica.

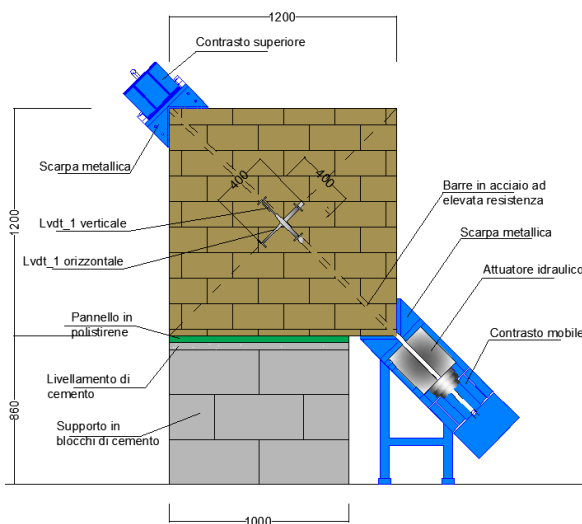


Figura 3.13 Test setup

Durante l'esecuzione dei test, è stato eseguito il monitoraggio del carico attraverso una cella con capacità di 500 kN. Inoltre, sono state acquisite le deformazioni del pannello attraverso trasduttori di spostamento, LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer*), posti sulle due facce lungo le quattro diagonali, con una base di lettura di 400 mm (Figura 3.14) le

cui misurazioni sono state registrate attraverso una centralina di acquisizione con una frequenza di 5 Hz.

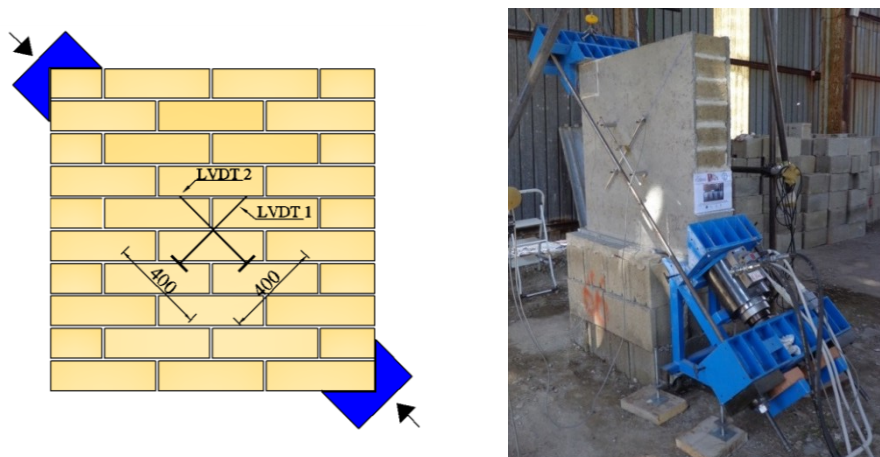


Figura 3.14 Schema di posizionamento degli LVDT

3.5. Risultati sperimentali

La prova di compressione diagonale è un metodo d'indagine distruttiva che permette di misurare in modo indiretto la resistenza a taglio (τ_0) e il modulo di taglio (G) della muratura, applicando una sollecitazione di compressione lungo la diagonale di un pannello in muratura opportunamente isolato. Le modalità di esecuzione della prova fanno riferimento alla normativa **ASTM E519-07**.

La prova di compressione diagonale secondo la norma **ASTM E 519-07** è interpretata assumendo che nel baricentro del pannello si produca uno stato tensionale di taglio puro. La circonferenza di Mohr è centrata nell'origine del sistema di riferimento (σ, τ) con tensione tangenziale τ pari al raggio e, in valore assoluto, alle tensioni principali di trazione σ_t e di compressione σ_c .

Pertanto, vale l'Eq. 4.1:

$$\tau = \sigma_t = \sigma_c = \frac{P}{A_n \cdot \sqrt{2}} = 0.707 \cdot \frac{P}{A_n} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

dove P è il carico di compressione applicato parallelamente alla diagonale del pannello ed A_n è l'area netta della sezione trasversale. Quest'ultima è, a sua volta, definita dall'Eq. 4.2:

$$A_n = \frac{w+h}{2} \cdot t \cdot n \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Nel caso generale di pannello murario avente spessore t, lati disuguali w ed h, percentuale di area solida n. Nel caso di pannelli quadrati di lato, l, costituiti da pietre naturali ($n = 1$), è ovviamente $A_n = l \cdot t$.

La condizione di crisi si fa corrispondere al raggiungimento di una tensione di trazione pari alla resistenza della muratura, f_t , ovvero $\sigma_t = f_t = \tau_0$, per cui si assume:

$$\tau_0 = f_t = \sigma_t = 0.707 \cdot \frac{P_{max}}{A_n} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

La validità di tale interpretazione è limitata dal fatto che la reale distribuzione di tensioni tangenziali lungo la diagonale è tutt'altro che uniforme, per cui lungo la diagonale opposta a quella di applicazione del carico non si genera uno sforzo di trazione uguale a quello di compressione. Tuttavia, la resistenza così ottenuta è correntemente impiegata nel modello di resistenza puntuale proposto da Turnšek e Čačovič (1970), al fine di valutare la resistenza a taglio per fessurazione diagonale di pannelli murari sollecitati anche da uno sforzo normale non nullo.

Dagli spostamenti verticali e orizzontali, misurati tramite gli LVDT diagonali, è possibile calcolare le deformazioni estensionali, ε_v e ε_h , mediante le relazioni riportate in Eq. 4.4:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta_{V1} + \Delta_{V2}}{2g} \quad \varepsilon_h = \frac{\Delta_{H1} + \Delta_{H2}}{2g} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Applicando l'Eq.4.1 è possibile trasformare il carico, P, corrispondente al generico valore di spostamento verticale in tensione tangenziale, τ , ottenendo così le curve τ - ε_v e τ - ε_h . Le deformazioni estensionali hanno segno opposto, per cui lo scorrimento angolare è definito come segue:

$$\gamma = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad (\text{Eq. 4.5})$$

In corrispondenza di una tensione tangenziale $\tau_e = \tau_0/3$ è possibile valutare sia il modulo elastico secante, G, mediante l'Eq. 4.6:

$$G = \frac{\tau_e}{\gamma(\tau_e)} \quad (\text{Eq. 4.6})$$

sia il modulo di Poisson secante, ν , mediante l'Eq. 4.7:

$$\nu_e = - \frac{\varepsilon_h(\tau_e)}{\varepsilon_v(\tau_e)} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

dove $\gamma(\tau_e)$, $\varepsilon_h(\tau_e)$ e $\varepsilon_v(\tau_e)$ sono computate in corrispondenza del valore di tensione tangenziale τ_e .

La duttilità esibita dai pannelli testati è valutata mediante l'Eq. 4.8:

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_{max}} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

che rappresenta il fattore di duttilità, avendo definito con: γ_{max} lo scorrimento angolare al limite elastico, assunto coincidente con la tensione tangenziale τ_{max} corrispondente al primo punto di massimo della curva τ - γ ; γ_u lo scorrimento angolare ultimo corrispondente a una tensione tangenziale pari a $\tau_u = 0,8\tau_{max}$, individuata sul primo ramo decrescente di ciascuna curva τ - γ , come mostrato nell'esempio di Figura 3.15.

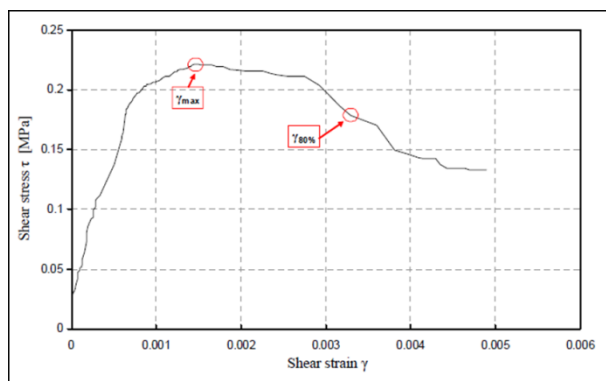


Figura 3.15 Individuazione dei parametri per definire il fattore di duttilità

3.5.1. Pannelli non rinforzati

Sono stati realizzati 6 pannelli in tufo giallo napoletano di dimensioni 1200x1200x250 mm confezionati con malta di allettamento di scarse caratteristiche meccaniche. Il comportamento meccanico di tali pannelli non rinforzati è stato essenzialmente governato dalla crisi per scorrimento all'interfaccia pietra-malta.

Per ciascun pannello non rinforzato lo stato tensionale indotto dall'applicazione del carico di prova è del tutto coerente con il quadro fessurativo tipico atteso. In particolare sono state rilevate fessure prevalentemente disposte lungo le superfici di interfaccia tufo-malta piuttosto che lungo la direzione di applicazione del carico. Pertanto le modalità di rottura sono state caratterizzate dallo scorrimento dei letti di malta rispetto alle pietre di tufo.

Nelle figure seguenti si può osservare il pannello integro prima della prova (Figura 3.16a), il pannello strumentato (Figura 3.16b), ed infine la modalità di rottura esibita a fine prova (Figura 3.17 e Figura 3.18).



(a)



(b)

Figura 3.16 Pannello non rinforzato



Figura 3.17 Tipica rottura diagonale del pannello non rinforzato



Figura 3.18 Quadro fessurativo del pannello non rinforzato

Nel grafico di Figura 3.19 sono riportati i diagrammi tensione-deformazione, τ - γ , dei pannelli non rinforzati. Si evidenzia un comportamento tipicamente fragile dei provini, caratterizzato da un primo tratto lineare ed un secondo tratto non lineare fino al valore di picco, seguito da una perdita di carico istantanea.

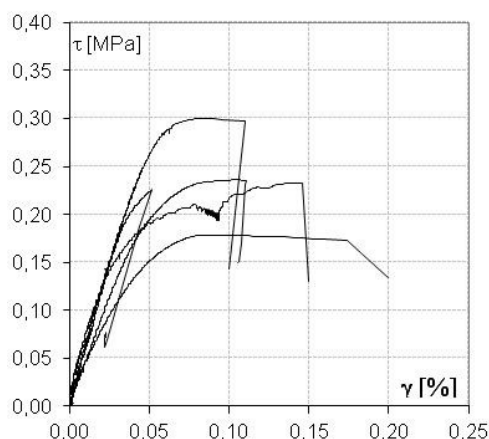


Figura 3.19 Confronto curve tensioni-deformazioni pannelli non rinforzati

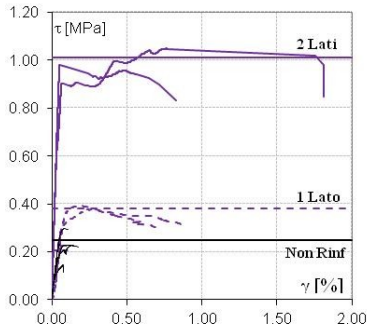
In Tabella 3.5 sono riportati i risultati delle prove di compressione diagonale per i pannelli non rinforzati in termini di P_{max} = taglio massimo raggiunto, τ_{max} = tensione massima, γ_{max} = deformazione in corrispondenza del picco di carico, G = modulo di rigidezza, ν = modulo di Poisson; sono, altresì, riportati i relativi valori medi.

Tabella 3.5 Risultati prove compressione diagonale su pannelli non rinforzati

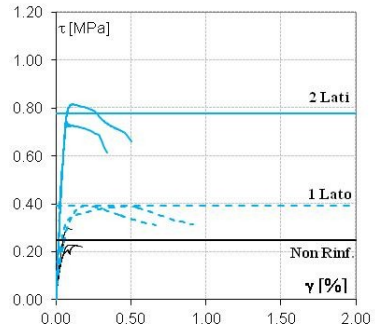
Campione	P_{max}	τ_{max}	$\tau_{max,m}$	γ_{max}	$\gamma_{max,m}$	G	G_m	ν	ν_m
	[kN]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
P1	131	0,31	0,25	0,08%	0,09%	627	595	0,62	0,55
P2	100	0,24		0,11%		471		0,43	
P3	98	0,23		0,05%		616		0,52	
P4	96	0,23		0,09%		541		0,71	
P5	122	0,30		0,09%		587		0,48	
P6	93	0,23		0,14%		727		-	

3.5.2. Pannelli rinforzati

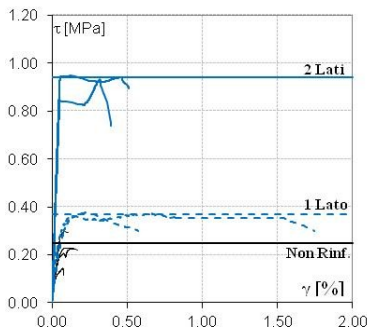
In Figura 3.20 si riportano le curve sperimentali τ - γ ottenute tramite le misurazioni descritte in precedenza. In ciascun grafico si confrontano i diagrammi dei provini rinforzati con lo stesso sistema (rete + malta) nella configurazione su un lato e su due lati e i diagrammi registrati per i provini non rinforzati (tratto nero).



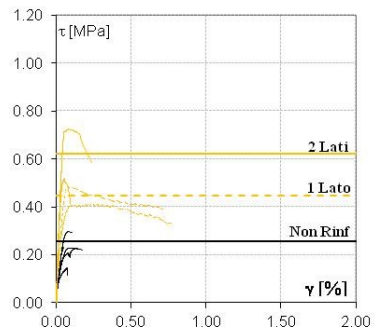
T(M1)G40



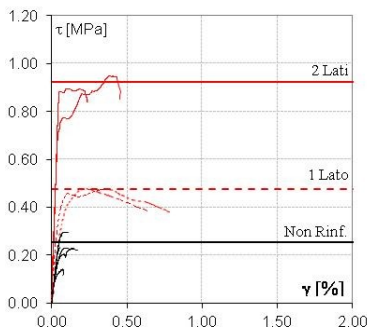
T(M2)G40



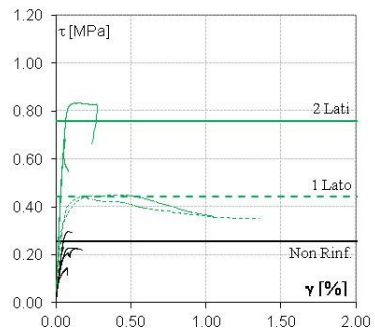
T(M1)G30



T(M2)G30



T(M1)S100



T(M2)S100

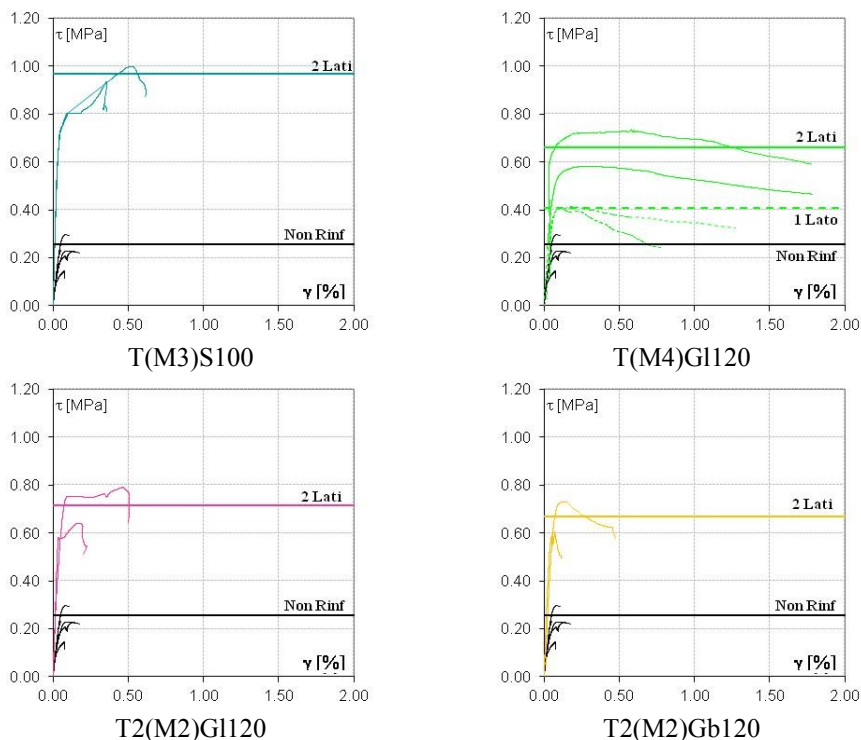


Figura 3.20 Diagrammi τ - γ pannelli rinforzati VS pannelli non rinforzati

In Tabella 3.6 sono riportati i risultati delle prove di compressione diagonale per i pannelli rinforzati in termini di P_{max} = taglio massimo raggiunto, τ_{max} = tensione massima, τ_u = tensione ultima, γ_{max} = deformazione in corrispondenza del picco di carico, γ_u = deformazione ultima corrispondente all'80% del carico di picco nella fase di softening, G = modulo di rigidezza, ν = modulo di Poisson, μ = fattore di duttilità; sono, altresì, riportati i relativi valori medi.

Tabella 3.6 Risultati prove compressione diagonale su pannelli rinforzati

Campione	P_{max}	τ_{max}	$\tau_{max,m}$	τ_u	$\tau_{u,m}$	γ_{max}	$\gamma_{max,m}$	γ_u	$\gamma_{u,m}$	G	G_m	v	v_m	μ	μ_m
	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
T1(M1)G40	161	0,38		0,30		0,27		0,69		-		-		2,62	
	166	0,39	0,38	0,31	0,31	0,20	0,23	0,88	0,79	-	-	-	-	4,31	3,47
T2(M1)G40	448	1,05		0,85		0,76		1,81		2167		0,52		2,38	
	420	0,98	1,01	0,83	0,84	0,50	0,41	0,83	1,32	2336	2252	0,38	0,45	1,67	2,03
T1(M2)G40	163	0,39		0,31		0,20		0,66		598		0,47		3,34	
	165	0,39	0,39	0,31	0,31	0,47	0,33	0,92	0,79	961	779	0,25	0,36	1,95	2,64
T2(M2)G40	314	0,74		0,61		0,07		0,34		1347		0,74		4,71	
	346	0,82	0,78	0,66	0,64	0,11	0,09	0,50	0,42	1421	1384	0,82	0,78	4,51	4,61
T1(M1)G30	159	0,38		0,30		0,22		0,58		493		0,16		2,64	
	156	0,37	0,37	0,30	0,30	0,66	0,44	1,75	1,16	796	645	0,25	0,21	2,64	2,64
T2(M1)G30	402	0,95		0,89		0,12		0,51		1979		-		4,16	
	398	0,93	0,94	0,74	0,82	0,32	0,22	0,39	0,45	1734	1857	0,44	0,44	1,24	2,70
T1 (M2)G30	175	0,41		0,33		0,24		0,78		983		0,58		3,22	
	212	0,48	0,45	0,39	0,36	0,07	0,16	0,71	0,75	779	881	-	0,58	9,77	6,50
T2(M2)G30	306	0,72		0,59		0,09		0,24		1764		-		2,71	
	217	0,52	0,62	0,41	0,50	0,06	0,07	0,10	0,17	1528	1646	-	-	1,74	2,23
T1(M1)S100	203	0,48		0,38		0,23		0,64		650		-		2,85	
	202	0,48	0,48	0,38	0,38	0,37	0,30	0,79	0,72	1069	859	0,41	0,41	2,14	2,49
T2(M1)S100	401	0,95		0,85		0,38		0,45		2379		0,62		1,18	
	378	0,90	0,92	0,84	0,84	0,09	0,24	0,24	0,34	2013	2196	0,46	0,54	2,55	1,86
T1(M2)S100	190	0,45		0,36		0,39		1,05		832		0,44		2,69	
	185	0,44	0,44	0,35	0,35	0,19	0,29	1,36	1,21	1064	948	0,35	0,39	7,13	4,91
T2(M2)S100	289	0,68		0,55		0,06		0,08		1619		0,57		1,38	
	355	0,83	0,76	0,66	0,60	0,16	0,11	0,24	0,16	1484	1551	0,50	0,53	1,54	1,46
T2(M3)S100	425	1,00		0,87		0,52%		0,61%		2394		-		1,18	
	410	0,94	0,97	0,81	0,84	0,36%	0,44%	0,36%	0,49%	2282	2338	-	-	1,01	1,09
T2(M2)G1120	271.3	0,64		0,51		0,04		0,20		1849		0,36		5,00	
	347.2	0,82	0,73	0,64	0,58	0,09	0,07	0,50	0,35	1649	1749	-	0,36	5,55	5,28
T2(M2)Gb120	259.1	0,61		0,49		0,07		0,12		1761		-		1,63	
	320.2	0,73	0,68	0,58	0,54	0,14	0,11	0,47	0,30	1094	1428	0,29	0,29	3,41	2,52
T1(M4)G1120	171.7	0,40		0,32		0,11%		0,45%		843		0,42		4,05	
	180.9	0,43	0,42	0,32	0,32	0,20%	0,15%	1,27%	0,86%	483	663	0,43	0,43	6,44	5,25
T2(M4)G1120	245.9	0,58		0,47		0,30%		1,79%		995		0,43		5,96	
	309.0	0,73	0,65	0,59	0,53	0,58%	0,44%	1,78%	1,78%	624	809	-	0,43	3,06	4,51

Dall'esame dei risultati si evince che la tensione massima (τ_{\max}) raggiunta dai pannelli rinforzati è superiore a quella raggiunta dai campioni non rinforzati con picchi di incremento molto elevati a seconda della tipologia di rinforzo. Come ben visibile dai diagrammi di Figura 3.20, il rinforzo su due lati risulta più efficace del rinforzo su un lato; per i primi il valore massimo registrato è pari a 0,48 MPa ottenuto per i pannelli "T1(M1)S100" mentre il valore minimo per il pannello "T1(M1)G30_2" pari a 0,37 MPa; tra i pannelli rinforzati su entrambi i lati il valore massimo di resistenza pari a 1,05 MPa è stato registrato per il pannello "T2(M1)G40_1", mentre il valore minimo per il pannello "T2(M2)G30_2" pari a 0,52 MPa.

In Figura 3.21 si riportano i valori di resistenza registrati nei pannelli rinforzati su due lati al variare del sistema di rinforzo adottato (Rete + Malta). Da tale diagramma si evince che a parità di rete di rinforzo adottata la resistenza a taglio dei pannelli aumenta con l'aumentare della resistenza a compressione della malta. Nel caso della rete metallica, S100, i valori di resistenza 0,76 MPa, 0,92 MPa e 0,97 MPa sono stati ottenuti con l'utilizzo rispettivamente di malta M2, M1 e M3, la cui resistenza a compressione, ricavata dalle prove sperimentali riportate al Par.3.3, è rispettivamente pari a 14,5 MPa, 17 MPa e 18,8 MPa. Inoltre, si nota che nel caso di rete in fibra di vetro composta da lamine i due valori ottenuti pari a 0,65 MPa e 0,68 MPa risultano molto prossimi tra loro, così come i valori di resistenza delle malte rispettivamente utilizzate (M4=14,2 MPa e M2=14,5 MPa).

Infine, si osserva che utilizzando le reti G40 e G30 a parità di malta di accoppiamento, la resistenza diminuisce con il diminuire del passo; invece, nel caso di reti pultruse in GFRP 120x120 i valori di resistenza sono molto prossimi, 0,68 MPa nel caso di rete in barre e 0,73 MPa nel

caso di rete in lamine, dato che esse presentano le stesse caratteristiche meccaniche e geometriche. Inoltre, per quest'ultimi si può notare anche che la resistenza non è influenzata dall'aumento dello spessore di rinforzo.

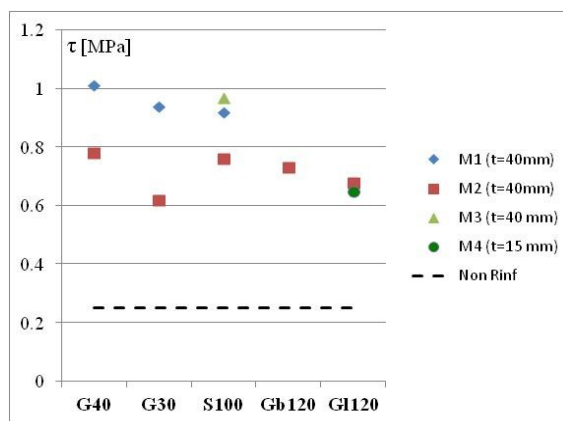


Figura 3.21 Confronto tra sistemi di rinforzo in termini di resistenza

Nei riguardi della rigidità del sistema rinforzato è stato registrato un aumento del modulo elastico tangenziale, G , rispetto al sistema non rinforzato. Tale incremento è poco elevato nel caso di rinforzo su un solo lato (valore massimo raggiunto per i pannelli "T1(M2)S100" pari a 948 MPa che determina un incremento del 60%). Nel caso di rinforzo su due lati il sistema subisce un incremento notevole passando da un valore di 595 MPa riferito ai pannelli non rinforzati, ad un range di valori tra 1384 MPa (+132%) per i pannelli "T2(M2)G40" e 2338 MPa (+293%) per i pannelli "T2(M3)S100".

In Figura 3.22 si riportano i valori di modulo elastico tangenziale, G , nei pannelli rinforzati su due lati al variare del sistema di rinforzo adottato (Rete + Malta). Anche in questo caso si nota che una maggiore resistenza a compressione della malta produce un aumento maggiore di rigidità a parità di spessore di rinforzo ($t=40$ mm). Nel caso di utilizzo di spessore minore ($t=15$ mm) per i pannelli "T2(M4)G1120" ($G=809$ MPa) l'aumento di rigidità è, invece, trascurabile, +36%.

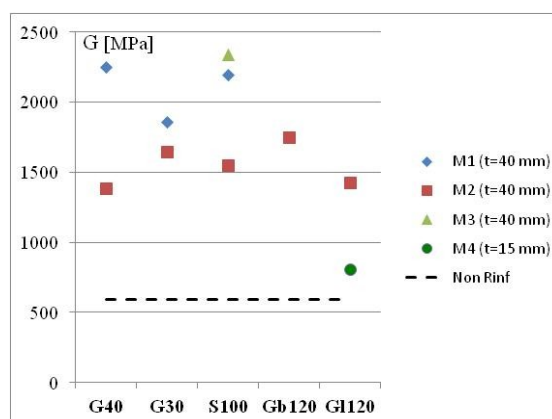


Figura 3.22 Confronto tra sistemi di rinforzo in termini di modulo tangenziale

È interessante, inoltre, notare come l'applicazione del rinforzo genera, nella fase post-picco, sempre un notevole incremento della capacità deformativa, mostrando un comportamento non più fragile, evidenziato nei pannelli non rinforzati. Questa caratteristica insieme all'incremento di resistenza determina una maggiore potenzialità dei campioni rinforzati di dissipare energia, proprietà fondamentale in caso di evento sismico.

Le curve sperimentali mostrano che i provini rinforzati su un solo lato hanno un andamento del diagramma nella fase di post-picco con pendenza minore rispetto alla configurazione con rinforzo da entrambi i lati. Tali valori di deformazione maggiori sono rappresentativi di una pseudo-duttilità. Infatti, in Figura 3.23 è possibile osservare che la duttilità del pannello "T1(M4)GI120_1" è dovuta essenzialmente alla deformazione registrata sul lato non rinforzato, il quale subisce delle deformazioni fuori piano.

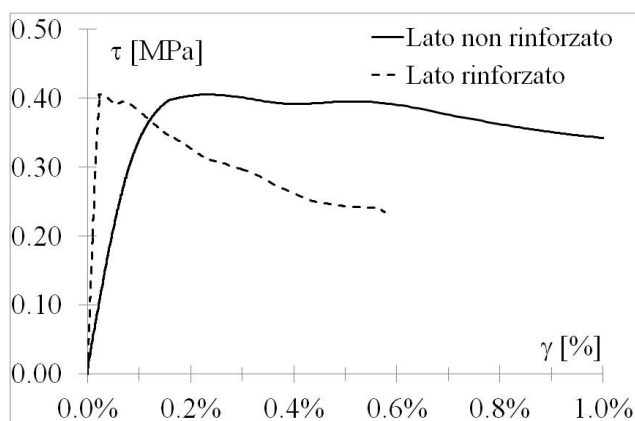


Figura 3.23 Diagrammi τ - γ lato non rinforzato VS lato rinforzato pannello "T1(M4)G120_1"

I risultati numerici sono stati qualitativamente confermati dai differenti quadri fessurativi rilevati sui campioni durante l'esecuzione dei test di prova. In particolare per i campioni rinforzati è ricorrente la formazione di un'articolata serie di piccole lesioni poli-diffuse nell'ambito del pannello. In Figura 3.24a,b e Figura 3.25a si mostra il quadro fessurativo sui due lati dei pannelli "T1(M1)G40_1" e "T2(M1)G40_1" rispettivamente rinforzati su un lato e su due lati.

Tali lesioni consentono al pannello murario di dissipare maggiore energia e raggiungere deformazioni elevate senza perdere la propria capacità resistente. Per i pannelli rinforzati la propagazione di tali lesioni si rileva sempre anche all'interno dei blocchi di tufo e non solo all'interno della sola malta, come avviene per i campioni non rinforzati. Tale comportamento consente di coinvolgere nel meccanismo resistente complessivo del pannello, l'elemento blocco di tufo, sicuramente più resistente della sola malta di allettamento.

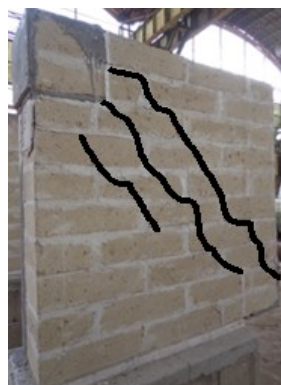
Infine, il rinforzo a fine test subisce la delaminazione dal supporto che non permette di dissipare maggiore energia, come mostrato in Figura 3.25b.

In conclusione, gli effetti derivanti dai rilevati incrementi di resistenza e di capacità deformativa determinano complessivamente una maggiore capacità dei campioni rinforzati di dissipare energia.

Tale capacità dissipativa rende il sistema di rinforzo particolarmente adatto per il miglioramento delle capacità prestazionali di pareti in muratura costituenti l'organismo strutturale di edifici ricadenti in aree a rischio sismico.



(a)



(b)

Figura 3.24 Quadro fessurativo pannello "T1(M1)G40_1":

(a) lato rinforzato; (b) lato non rinforzato



(a)





(b)

Figura 3.25 Quadro fessurativo pannello "T2(M1)G40_1": (a) lesioni nel piano; (b) distacco del rinforzo dalla muratura.

3.6. Discussione comparativa dei risultati

3.6.1. Confronto Circolare n.617 del 2 febbraio 2009

Data la carenza normativa, discussa in precedenza, per interventi di rinforzo con la tecnica FRCM, i progettisti sono soliti adattare le prescrizioni previste dalla Circolare esplicativa del 2 febbraio 2009 n. 617. Essa consente di stimare le caratteristiche meccaniche delle murature sottoposte ad intervento di rinforzo, attraverso coefficienti amplificativi, diversificati per tipologia di muratura e di intervento.

In particolare, stabilisce di poter applicare nel caso di muratura consolidata con intervento di intonaco armato su entrambi i lati un coefficiente amplificativo per determinare sia la resistenza meccanica a taglio, τ_0 , sia al modulo elastico tangenziale, G , come descritto in Tabella 3.7.

La **Circ. n.617/2009** stabilisce che nel caso di muratura di tufo con spessore minore di 70 cm rinforzata con intonaco armato su entrambe i

paramenti è possibile aumentare le proprietà meccaniche (τ_0 e G) con un coefficiente pari a 2.

Tabella 3.7 Tabella C8A.2.2 della Circ. n°617/2009

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Nella Tabella 4.8 per ciascuna tipologia di rinforzo si riportano i valori di $\tau_{\max,m}$ = valore medio della tensione massima, $\Delta\tau_{\max,m}$ = la percentuale di incremento di resistenza dei campioni rinforzati, $Cc(\tau_{\max,m})$ = coefficiente amplificativo in termini di resistenza, G_m = modulo elastico tangenziale medio, ΔG_m = la percentuale di incremento di modulo elastico dei campioni rinforzati e $Cc(G_m)$ = coefficiente amplificativo in termini di modulo elastico.

Tabella 3.8 Risultati test eseguiti per determinare il coefficiente moltiplicativo

Campione	$\tau_{\max,m}$ [MPa]	$\Delta\tau_{\max,m}$ [%]	$C_c (\tau_{\max,m})$ [-]	G_m [MPa]	ΔG_m [%]	$C_c (G)$ [-]
P	0,25	-	1,00	595	-	1,00
T1(M1)G40	0,38	52%	1,52	-	-	-
T2(M1)G40	1,01	304%	4,04	2252	280%	3,80
T1(M2)G40	0,39	56%	1,56	779	31%	1,31
T2(M2)G40	0,78	212%	3,12	1384	133%	2,33
T1(M1)G30	0,37	48%	1,48	645	9%	1,09
T2(M1)G30	0,94	276%	3,76	1857	212%	3,12
T1 (M2)G30	0,45	80%	1,80	881	48%	1,48
T2(M2)G30	0,62	148%	2,48	1646	177%	2,77
T1(M1)S100	0,48	92%	1,92	859	44%	1,44
T2(M1)S100	0,92	268%	3,68	2196	269%	3,69
T1(M2)S100	0,44	76%	1,76	948	59%	1,59
T2(M2)S100	0,76	204%	3,04	1551	161%	2,61
T2(M3)S100	0,97	288%	3,88	2338	293%	3,93
T2(M2)GI120	0,73	192%	2,92	1749	194%	2,94
T2(M2)Gb120	0,68	172%	2,72	1428	140%	2,40
T1(M4)GI120	0,42	68%	1,68	663	11%	1,11
T2(M4)GI120	0,65	160%	2,60	809	36%	1,36

E' significativo osservare che il coefficiente amplificativo della resistenza a taglio varia in un range $1,48 \div 1,92$ nel caso di pannelli rinforzati su un lato e $2,48 \div 4,04$ nel caso di pannelli rinforzati su entrambi i lati. Inoltre, nel caso di rinforzo su entrambi i lati del pannello con spessore di 40 mm, il coefficiente amplificativo di resistenza a taglio è prossimo al coefficiente amplificativo del modulo elastico, G , in ogni caso superiore ai valori riportati nella tabella della **Circ. n°617/2009**. Differentemente il rinforzo eseguito con spessore minore ($t=15$ mm) comporta un aumento in termini di resistenza pari a 1,68 per rinforzo su un solo lato e 2,60 per

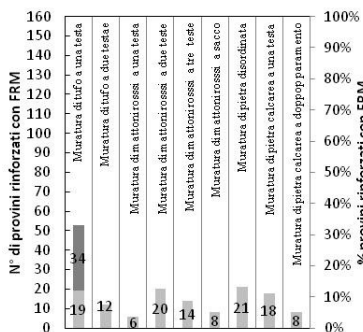
rinforzo su due lati, mentre il modulo elastico aumenta rispettivamente di 1,11 e 1,36, a dimostrazione del fatto che lo spessore incide notevolmente sulla rigidità del sistema.

Nella Circolare non risulta specificato lo spessore di intonaco armato e lo spessore della muratura su cui esso è applicato. Pertanto, tenendo conto dello spessore effettivo della muratura comprensivo del rinforzo effettuato (muratura iniziale $t=250$ mm e spessore del rinforzo 80 mm), a vantaggio di sicurezza il range del coefficiente amplificativo riferito alla resistenza a taglio è pari a $1,86\div 3,03$ e quello riferito al modulo G è pari a $1,75\div 2,95$, comunque prossimo o al più superiore al valore di normativa.

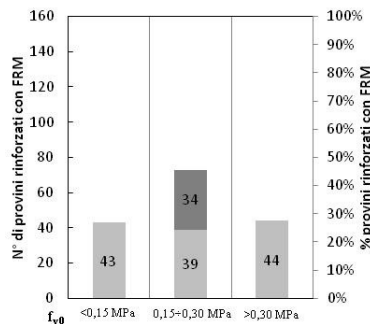
3.6.2. Confronto ACI 549.4R-13

La campagna sperimentale presentata estende il numero di prove di compressione diagonale atte ad investigare l'efficacia di sistemi in FRCM come tecnica di intervento atta a migliorare le prestazioni meccaniche della muratura nel proprio piano. Il database complessivo è composto da 208 test di cui 48 su provini non rinforzati e 160 rinforzati con diversi sistemi in FRCM.

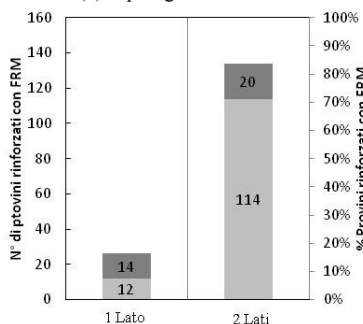
Nei grafici di Figura 3.26 si riporta il confronto tra n.34 prove eseguite su campioni rinforzati nella campagna sperimentale oggetto del presente capitolo (grigio scuro) e n.126 presenti in letteratura (grigio chiaro), in funzione di differenti parametri che ne influenzano l'efficacia: tipologia di muratura, resistenza a taglio della muratura di base (f_{v0}), configurazione di rinforzo su un lato e su due lati, rapporto tra spessore della muratura rinforzata e spessore della muratura di base (t_R/t_0), presenza o assenza di connettori, resistenza a compressione delle malta (f_m), tipologia di rete di rinforzo, maglia della rete di rinforzo (nell'Appendice al Capito 4 si riportano le proprietà di ciascuna campagna sperimentale).



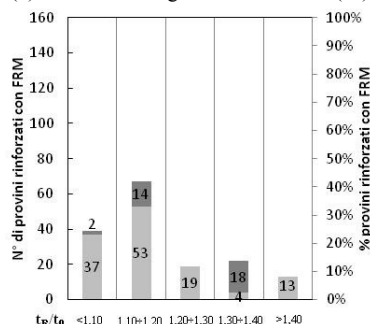
(a) Tipologia di muratura



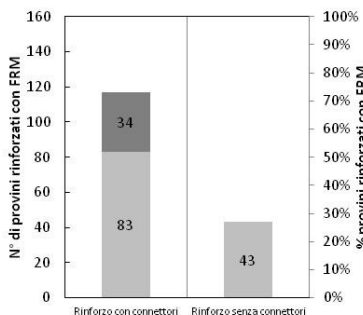
(b) Resistenza a taglio della muratura (f_0)



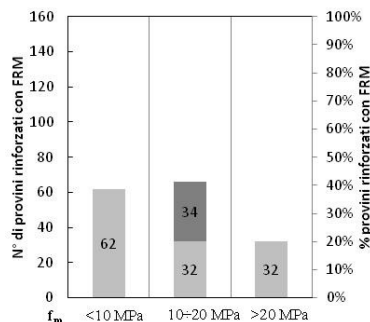
(c) Rinforzo su un lato Vs rinforzo su due lati



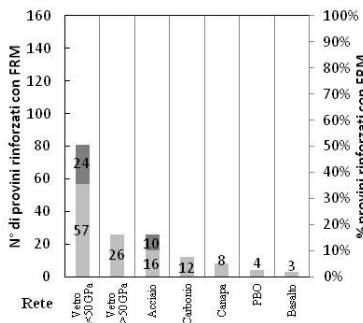
(d) Rapporto spessore muratura rinforzata e muratura non rinforzata (t_R/t_0)



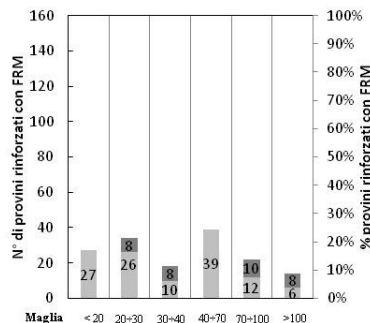
(e) Rinforzo con connettori Vs senza connettori



(f) Resistenza a compressione malta di rinforzo (f_m)



(g) Tipologia di rete di rinforzo



(h) Maglia rete di rinforzo

Figura 3.26 Confronto campagna sperimentale Vs stato dell'arte

La campagna sperimentale presenta 34 test su provini rinforzati che rappresentano il 20% del database totale. Le prove sono state eseguite per testare differenti sistemi di rinforzo su muratura di tufo a una testa con una resistenza a taglio di 0,25 MPa. Il grafico di Figura 3.26a mostra la grande variabilità di murature testate nell'ultimo decennio che si possono racchiudere in tre macro-categorie in funzione della resistenza a taglio: le murature con resistenza a taglio minore di 0,15 MPa sono rappresentate da alcune murature di pietra disordinata e muratura di pietra calcarea, il range 0,15÷0,30 MPa è rappresentativo prevalentemente della muratura di tufo, mentre le diverse tipologie di muratura di mattoni rossi presentano una resistenza superiore (Figura 3.26b).

Lo stato dell'arte mostra un numero di test elevato (70% del database) con rinforzo eseguito su entrambi i lati del pannello e un numero esiguo (8% del database) con configurazione su un lato; nella campagna sperimentale sono stati eseguiti un numero di prove simile nelle due configurazioni (20 e 14, rispettivamente per rinforzo su due e un lato) al fine di investigare l'influenza sull'asimmetria del rinforzo (Figura 3.26c).

Dato lo spessore del rinforzo eseguito (40 mm) l'aumento della sezione della muratura di base risulta superiore al 30% nel caso di rinforzo su due lati (Figura 3.26d), valore la cui influenza è stata poco testata nello stato dell'arte (solo 4 prove).

La totalità dei test è stata eseguita con l'ausilio di connettori così come circa il 50% dei test presenti in letteratura, come mostrato in Figura 3.26e. Le malte utilizzate per il rinforzo sono prevalentemente a base di calce, per tale motivo risultano compatibili con il substrato ed essendo fibrorinforzate presentano dei valori di resistenza a compressione non trascurabile (range 10÷20 MPa), caratteristica che, come osservato nei paragrafi precedenti, influenza notevolmente la resistenza a taglio.

L'utilizzo di tali malte permette di aumentare il numero di prove in tale range di resistenza a circa il 40% (Figura 3.26f), valore prossimo alle prove eseguite con malte di caratteristiche meccaniche più scadenti ($f_m < 10$ MPa).

Infine, per quanto riguarda le reti di rinforzo utilizzate, 10 test sono stati eseguiti con reti in acciaio, mentre, 24 prove sono state eseguite con l'ausilio di reti in fibra di vetro con un modulo elastico basso ($E < 50$ GPa), così come circa il 40% dei test presenti in letteratura (Figura 3.26g). Inoltre, si è voluto investigare l'influenza della maglia della rete utilizzando un diverso passo, parametro molto variabile anche nelle prove dello stato dell'arte, come mostrato in Figura 3.26h.

Come descritto in precedenza, attualmente l'unica normativa in vigore in materia di rinforzi in FRCM è l'**ACI 549.4R-13**. L'approccio riportato nel documento consente di calcolare la resistenza a taglio in accordo con la seguente espressione:

$$\varphi_v \cdot V_n = \varphi_v \cdot (V_m + V_f) \quad (\text{Eq. 4.9})$$

Dove: V_n è la resistenza a taglio nominale, e V_m e V_f sono rispettivamente i contributi della muratura (semplice o armata) e del FRCM alla resistenza nominale a taglio; φ_v è un coefficiente riduttivo della resistenza a taglio uguale a 0,75. V_m si calcola in accordo alla MSJC-11 e V_f è definito dalla Eq 4.10:

$$V_f = 2nA_f L f_{fv} \quad (\text{Eq. 4.10})$$

in cui

n = numero di strati di rete

A_f = area per unità di lunghezza della rete in entrambe le direzioni

L = lunghezza del pannello

$f_{fv} = E_f \varepsilon_{fv}$

E_f = modulo elastico del sistema di rinforzo FRCM ottenuto mediante prove di trazione in fase fessurata in accordo alla norma **AC434-R1/12**

ε_{fv} = deformazione ultima del sistema FRCM = 0,004 mm/mm in accordo **ACI 549.4R-13**.

In Figura 3.27 si riporta il confronto tra i dati sperimentali presenti in letteratura (punti grigi) comprensivi dei test presentati in questo capitolo (punti rossi) e i valori teorici ottenuti in accordo a tale normativa, considerando un coefficiente ϕ_v unitario. Si sottolinea che, nella formulazione dell'ACI si richiede la valutazione delle caratteristiche meccaniche del sistema FRCM (malta + rete) in accordo al documento AC434-13 per la qualificazione di tale sistema. Non essendo a disposizione tali dati per le campagne presenti in letteratura, i risultati riportati in Figura 3.27 sono stati determinati adottando come modulo elastico del sistema FRCM quello riferito alla sola rete di rinforzo. La Figura 3.27 mostra chiaramente che la formulazione analizzata induce nella maggior parte dei casi a predizioni teoriche ampiamente conservative.

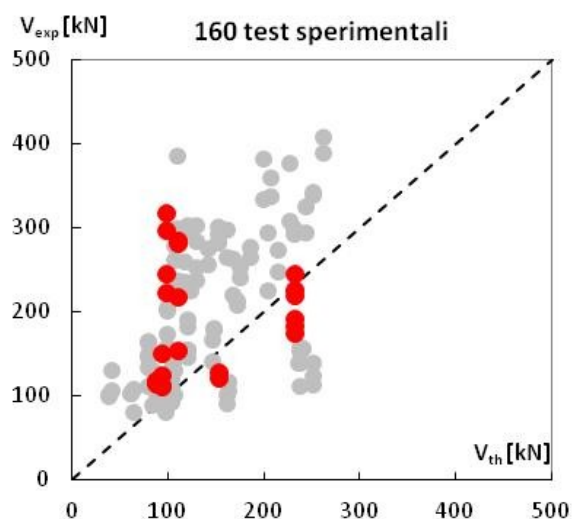


Figura 3.27 Confronto $V_{exp} - V_{th}$ in accordo alla formulazione riportata nel documento ACI 549.4R-13.

3.7. Conclusioni

La campagna sperimentale presentata in questo capitolo si basa sull'obiettivo di allargare il database di prove sperimentali, largamente indagato dalla comunità scientifica, sul rinforzo a taglio delle strutture murarie nel proprio piano mediante interventi di rinforzo innovativi basati sull'utilizzo di sistemi in FRP con reti strutturali immerse in matrici inorganiche (FRCM - *Fibre Reinforced Cementitious Matrix*).

Tale tecnica si pone in sostituzione alla tecnica tradizionale dell'intonaco armato, largamente utilizzata in passato per il rinforzo di murature e contemplata anche nelle norme cogenti Italiane. La tecnica innovativa cerca di superare alcune criticità della tecnica tradizionale legate all'effetto della corrosione della rete metallica, utilizzando in sostituzione reti ad elevata durabilità; inoltre, l'utilizzo di matrici inorganiche maggiormente compatibili con la struttura muraria permette il superamento delle problematiche legate all'uso di matrici organiche dei sistemi in FRP.

La campagna sperimentale consiste in 40 prove di compressione diagonale su muretti di dimensioni 1200x1200x250 mm in muratura di tufo napoletano con tessitura regolare ad una testa rinforzati con FRCM variando i parametri più significativi: configurazione di rinforzo su uno o due lati, differente tipologia di matrice inorganica, differenti reti strutturali sia in termini di caratteristiche meccaniche che geometriche.

Si descrivono le prove di caratterizzazione dei materiali utilizzati al fine di stabilirne l'influenza sulla capacità del rinforzo; si mostrano le caratteristiche del setup di prova progettato per eseguire prove in situ al di fuori del Laboratorio del Dipartimento e, infine, di discutono i risultati in termini di incremento di resistenza e di duttilità ottenuti con l'ausilio delle

diverse tecniche e del differente quadro fessurativo riscontrato tra le configurazioni rinforzate e quelle non rinforzate.

In particolare, si evidenzia l'efficacia di tutte le configurazioni di rinforzo che comportano incrementi percentuali di resistenza a taglio tra 50-90% nel caso di rinforzo su un solo lato e tra 150-300% nel caso di rinforzo su entrambi i lati del pannello. Si mostra che l'incremento di capacità a taglio è fortemente influenzato dalle caratteristiche meccaniche della malta di rinforzo. Il quadro fessurativo conferma l'efficacia dell'intervento dimostrando che il rinforzo permette di diffondere le lesioni su un'area più vasta del pannello, mutando la tipologia di rottura fragile, caratterizzata da uno scorrimento lungo i letti di malta nel caso della configurazione non rinforzata, rendendo più duttile l'intero sistema.

Le norme tecniche in Italia nel caso di intervento tradizionale con intonaco armato su muratura di tufo permettono di aumentare le proprietà della muratura con un coefficiente amplificativo pari a 2. Con riferimento a tale aspetto i valori di incremento ottenuti con gli interventi innovativi indagati rientrano in un range $2,48 \div 4,04$.

Le numerose prove di compressione diagonale presenti in letteratura eseguite per testare l'efficacia di differenti tipologie di interventi FRCC dimostrano la validità della tecnica, ormai largamente utilizzata da molti anni per il rinforzo di pareti murarie. La grande variabilità di parametri indagati, che in maniera diversa influenzano l'efficacia del rinforzo, induce ad una ridotta accuratezza dei modelli previsionali. Infatti, si dimostra che l'unica normativa attualmente vigente sulla valutazione dell'incremento di resistenza ottenuto con rinforzi in FRCC (**ACI 549.4R-13**), risulta conservativa e da calibrare ulteriormente sulla base dei parametri non tenuti in conto.

Capitolo 4

Crisi per schiacciamento: comportamento sperimentale di colonne in scala reale confinate con sistemi in composito

I sistemi costruttivi del passato collocano i pilastri in muratura a supporto di archi, in modo da creare un unico elemento capace di supportare i carichi gravitazionali. Si può ben riscontrare analizzando il nostro patrimonio storico-artistico come questo elemento abbia giocato un ruolo fondamentale per la maggior parte delle costruzioni, basti osservare per esempio il sistema costruttivo utilizzato dai romani per gli acquedotti, dove la resistenza ai carichi è affidata ad una ripetizione di tale elemento, oppure lo sfrenato utilizzo che se ne è fatto all'interno delle chiese a sostegno delle volte, dove vi è la necessità di ottenere ampi spazi. Oggi, invece, i pilastri in muratura sono collocati in edifici a differente tipologia costruttiva (es: strutture miste c.a.-muratura, acciaio-muratura oppure legno-muratura) in modo che essi possano assolvere le esigenze di resistenza dovute ai soli carichi verticali.

Gli elementi compressi, come colonne, sono soggetti a rottura fragile sotto forze sismiche o sovraccarichi statici. Il meccanismo di rottura

prodotto dalla compressione uniassiale è caratterizzato da fessure che si sviluppano lungo la direzione della forza di compressione e sono comunemente considerate come prodotte dal superamento del valore limite della tensione trasversale.

Al fine di rafforzare gli elementi compressi in muratura, sin dai tempi antichi sono stati impiegati dispositivi per limitare l'espansione trasversale. Sono state impiegate fasce di acciaio intorno a pilastri o colonne, acciaio a caldo o con speciali dispositivi, per produrre uno stato di precompressione all'interno dell'elemento compresso. Le tecniche di confinamento esterne sono comunemente usate per rafforzare gli elementi in compressione. Questo tipo d'intervento ha mostrato un notevole e crescente interesse nella comunità di progettisti dovuto al fatto che è possibile raggiungere incrementi in termini di carico e duttilità, anche per piccole aree rinforzate.

Gli interventi finalizzati ad un incremento di resistenza e duttilità perseguono il loro scopo attraverso un'azione di confinamento laterale che contrasta la deformazione trasversale, "*spanciamento*", dell'elemento soggetto ai carichi verticali. Il meccanismo di confinamento, consiste in uno stato tensionale, generato dall'effetto della dilatazione trasversale dell'elemento compresso, che, agendo sull'elemento, si oppone alla dilatazione trasversale dello stesso; è proprio la presenza di questo stato tensionale triassiale, che produce un aumento della resistenza a compressione e della duttilità.

Diverse sono le tecniche di confinamento tese al miglioramento delle prestazioni degli elementi in muratura, che presentano caratteristiche diverse in termini di efficacia, durabilità, costi, difficoltà esecutive, manutenzione ed in relazione alla forma della sezione dell'elemento da confinare. Le soluzioni adottate dovrebbero ripristinare la sicurezza

strutturale senza modificare il valore architettonico, la forma e il peso degli elementi, in questo campo le tecniche tradizionali non sempre soddisfano tali criteri. In questi casi, l'impiego di tecniche innovative può essere utile per risolvere il problema.

Negli ultimi anni si è diffusa la tecnica di confinamento passivo basata sull'impiego di compositi in FRP nella forma di tessuto, rete o barre interne. L'impiego di tali materiali in sostituzione all'acciaio o all'incamiciatura in cemento armato, offre una serie di vantaggi dovuti alle proprietà intrinseche dei materiali stessi quali: elevata rigidità e resistenza specifica; leggerezza; facilità di posa in opera; rilevata durabilità in qualsiasi tipo di ambiente; proprietà elettromagnetiche; costi di manutenzione minori; completa reversibilità.

Gli FRP pur presentando innumerevoli vantaggi se comparati alle tecnologie di intervento tradizionali, presentano anche alcuni limiti: gli adesivi (resine) sono, infatti, sensibili alle condizioni ambientali, quali l'umidità, cicli termici, cicli di gelo e disgelo, radiazione ultravioletta (UV), alte temperature (resistenza al fuoco). Tali problematiche hanno indotto a ricercare ed analizzare l'efficacia di nuovi materiali e tecnologie per il rinforzo di elementi in muratura, in particolare, tecniche di rinforzo basate sull'impiego di una matrice inorganica. Tale matrice, infatti, presenta immediati vantaggi, quali l'elevata resistenza alle alte temperature, il basso costo, la facilità di applicazione senza richiesta di manodopera specializzata, l'assenza di emanazione di sostanze tossiche.

Nel presente capitolo si analizzano i risultati di una campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università di Napoli "Federico II", in collaborazione con l'Università del Salento. Tale campagna consiste in prove di compressione assiale eseguite su colonne costituite in *pietra*

leccese e malta di caratteristiche meccaniche scadenti, in scala reale di altezza pari a circa 2,00 m. L'obiettivo principale di tale campagna sperimentale è quello di analizzare l'efficacia del confinamento con sistemi innovativi costituiti dall'utilizzo di incamiciature di circa 15 mm di spessore eseguite con l'ausilio di rete in fibra di vetro (GFRP) e fibra di basalto (BFRP) e malta di calce fibrorinforzata, con o senza la presenza di rinforzo interno della muratura (barre in GFRP o barre in acciaio inox elicoidali).

4.1. Stato dell'arte

L'interessamento della comunità scientifica sul confinamento di strutture in muratura con materiali compositi fu intrapreso da una ricerca canadese nei primi anni 2000 (**Shrive et al. - 2001, Masia e Shrive - 2003**), in cui si investigava l'efficacia del confinamento con tessuti in fibra di carbonio. Negli stessi anni anche in Italia sono state svolte le prime prove a riguardo; in **Micelli et al. (2001-2003-2004)** sono presentati test su colonne in muratura di pietra leccese (pietra calcarea) rinforzate con due tecniche di confinamento: interna con l'uso di barre in FRP ed esterna con avvolgimento completo con tessuti in FRP. Un'ulteriore sperimentazione effettuata in Italia fu presentata nel 2004 in **Faella et al. (2004)** su colonne in tufo in scala ridotta con forma quadrata e ottagonale confinate con tessuti in CFRP.

Ulteriori sperimentazioni relative al comportamento meccanico della muratura confinata con FRP sono riportate in **Nigro et al. (2004)**, analizzando prove su pilastri di varia dimensione sia in altezza (max 500 mm) sia in sezione, varia tessitura e natura dei blocchi, raggio di curvatura e tipologia di tessuto di rinforzo (CFRP e GFRP).

Krevaikas e Triantafillou (2006) indagarono le proprietà meccaniche delle colonne in muratura a sezione rettangolare rinforzate con FRP e svilupparono un modello analitico in cui il confinamento è stato calibrato utilizzando i risultati sperimentali su 42 campioni di mattoni di altezza pari a 340 mm.

La campagna condotta da **Corradi et al. (2007)** si basa, invece, su prove effettuate su colonne di mattoni rossi alte circa 500 mm utilizzando una sezione rettangolare 250 x 250 mm e una ottagonale di lato 100 mm rinforzate con tessuti in carbonio ad alto e basso modulo elastico con diversi strati e raggio di curvatura.

Aiello et al. (2007) si focalizza maggiormente sul rafforzamento di colonne circolari in muratura composti da blocchi di pietra calcarea di diametro 200 mm e altezza di 600 mm. Sono state utilizzati diversi schemi di realizzazione dei provini, sono stati analizzati gli effetti di fasce continue o discontinue in CFRP, come rinforzo esterno, e di barre interne; inoltre sono stati applicati diversi carichi di “precracking”, per studiare gli effetti del rinforzo su colonne danneggiate prima dell’applicazione del rinforzo.

In **Di Ludovico et al. (2008-2010)** sono presentati i risultati di una campagna condotta su provini di tufo e di mattoni in scala ridotta (500 mm) confinate con differenti tipologie di tessuti (fibra di carbonio, fibra di vetro e fibra di basalto) al fine di confrontare l’efficacia di differenti materiali di rinforzo.

Aiello et al (2009) mostra i risultati di test eseguiti su colonne in pietra calcarea e mattoni con un'altezza di 500 mm con i quali si indaga l'efficacia di rinforzo esterno con o in assenza di rinforzo interno con barre in GFRP.

Nel 2011, **Borri et al. (2011)** presentano 23 prove su provini in mattoni a sezione quadrata e ottagonale rinforzati con tessuto in fibre di acciaio in configurazione continua e discontinua.

Infine, il lavoro di **Faella et.al. (2011)** ha in primo luogo lo scopo di fornire alla comunità scientifica una serie di risultati sperimentali effettuati su provini in muratura (pietra naturale e mattoni) con altezza pari a 500 mm a sezione rettangolare confinata con diversa quantità di materiali compositi (tessuti in CFRP e GFRP).

Dall'analisi dello stato dell'arte sull'efficacia del confinamento sulle strutture in muratura con FRP si nota la presenza di numerosi risultati ottenuti su campioni di piccole dimensioni. Tale problematica è già stata affrontata recentemente in **Witzany e Zigler (2016)** in cui è stata condotta una sperimentazione su provini in mattoni di circa 1020 mm e in pietra di circa 1770 mm rinforzati con differenti configurazioni di confinamento esterno (fasciatura continua e discontinua con tessuto in CFRP, lamine in CFRP inserite in asole nella muratura). I risultati dimostrano l'efficacia delle differenti tecniche di confinamento per le diverse murature testate.

Precedentemente, un'ulteriore sperimentazione è stata condotta su colonne in scala reale di altezza pari a 2000 mm (**Micelli et al. - 2014**), seguite nel precedente lavoro di tesi di laurea dal candidato, rinforzate con differenti sistemi (avvolgimento completo con tessuto in GFRP, avvolgimento discontinuo con tessuto in GFRP, rinforzo interno con barre in GFRP in aggiunta ad un avvolgimento continuo con tessuto in GFRP). Tali risultati sono stati confrontati con alcune delle campagne sperimentali condotte su provini di ridotte dimensioni, descritti in precedenza, non evidenziando un eccessivo effetto scala; inoltre, la comparazione con il CNR DT 200/R1 dimostra l'efficacia delle

formulazioni nel predire i risultati sperimentali. Infine, in tale campagna si introducevano anche i risultati ottenuti con un rinforzo mediante rete bidirezionale in fibra di vetro immersa in una matrice inorganica (FRCM).

Il numero di sperimentazioni inerenti a tale tecnica di rinforzo, denominata FRCM (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*), su strutture in muratura risulta ancora esiguo. Le prime indagini, infatti, risalgono al 2008, **Di Ludovico et al. (2008)**, in cui si presentano 3 test su pilastri di altezza pari a 500 mm rinforzati con una rete in GFRP immersa in una matrice cementizia. Ulteriori campagne sperimentali sono riportate in **Kreivaikas (2012-2015)** in cui si indaga l'efficacia del rinforzo con una rete in carbonio in uno, due e tre strati immersa in una malta cementizia, in differenti configurazioni su provini di altezza pari a 300 mm; in **Yilmaz et al. (2013)** si presentano prove su colonne di 900 mm di altezza rinforzate con la tecnica dell'FRCM con o senza un doppio strato di rete in fibra di basalto; in **Incerti et al. (2015)** sono presentati 11 test di compressione su provini di altezza pari a 1000 mm al fine di confrontare l'efficacia di tecniche FRP e FRCM in diverse configurazioni; **Fossetti e Minafò (2016)** presentano una sperimentazione eseguita su 4 colonne di altezza pari a 960 mm rinforzate con rete in fibra di basalto e malta cementizia fibrorinforzata; infine nel 2016 si annovera tra i provini testati in **Witzany e Zigler (2016)** campioni di altezza pari a circa 1000 mm testati con tali tipologia di rinforzo.

La sperimentazione oggetto del seguente capitolo, in continuità con quella effettuata nel 2014 e presentata in **Micelli et al. (2014)**, si pone l'obiettivo di indagare l'efficacia del confinamento mediante reti in FRP applicate con l'ausilio di malta fibrorinforzata con o senza la presenza di tiranti interni su colonne in scala reale in pietra leccese.

4.2. Programma sperimentale

Il programma sperimentale condotto presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli "Federico II", in collaborazione con l'Università del Salento ha previsto l'esecuzione di prove di compressione assiale eseguite su colonne costituite in pietra calcarea (*pietra leccese*) e malta di caratteristiche meccaniche scadenti, in scala reale di altezza pari a circa 2,0 m. Sono stati realizzati 7 provini di cui uno non rinforzato e 6 rinforzati con differenti tecnologie di confinamento.

L'obiettivo principale di tale campagna sperimentale è quello di analizzare l'efficacia del confinamento con sistemi innovativi costituiti dall'utilizzo di incamiciature di circa 15 mm di spessore eseguite con l'ausilio di rete in fibra di vetro (GFRP) e in fibra di basalto (BFRP) e malta di calce fibrorinforzata, con o senza la presenza di rinforzo interno della muratura (barre in GFRP o barre in acciaio inox elicoidali).

Le tecniche utilizzate per ottenere il confinamento della muratura sono descritte di seguito:

- Incamiciatura con rete in GFRP e malta a base di calce fibrorinforzata;
- Incamiciatura con rete in BFRP e malta a base di calce fibrorinforzata;
- Incamiciatura con rete in GFRP e malta a base di calce fibrorinforzata e presenza di barre in GFRP di 6 mm di diametro, inserite in fori eseguiti nella muratura con l'ausilio di stucco epossidico;
- Incamiciatura con rete in BFRP e malta a base di calce fibrorinforzata e presenza di barre in GFRP di 6 mm di diametro, inserite in fori eseguiti nella muratura con l'ausilio di stucco epossidico;

- Incamiciatura con rete in GFRP e malta a base di calce fibrorinforzata e presenza di barre in acciaio inox elicoidali di 8 mm di diametro, inserite a secco mediante mandrino a battente in fori eseguiti nella muratura;
- Incamiciatura con rete in BFRP e malta a base di calce fibrorinforzata e presenza di barre in acciaio inox elicoidali di 8 mm di diametro, inserite a secco mediante mandrino a battente in fori eseguiti nella muratura;

Ad ogni campione (S = Specimen) è stata assegnata una sigla in funzione del rinforzo adottato:

- Bgrid = Basalt grid = rete in fibra di basalto
- Ggrid = Glass grid = rete in fibra di vetro
- Gr = Glass reinforcement = barre in fibra di vetro
- Sr = Steel reinforcement = barre in acciaio inox elicoidali

In Tabella 4.1 si riporta la matrice di prova delle colonne con i relativi materiali utilizzati per il rinforzo:

Tabella 4.1 Matrice di prova

Provino	Malta	Rete	Connettore
S_R	-	-	-
S_Ggrid	Malte fibrorinforzata a base di calce	Rete in GFRP (maglia 25x25)	-
S_Bgrid	Malte fibrorinforzata a base di calce	Rete in BFRP (maglia 6x6)	-
S_Ggrid_Gr	Malte fibrorinforzata a base di calce	Rete in GFRP (maglia 25x25)	Barre pultruse in GFRP poste con stucco epossidico
S_Bgrid_Gr	Malte fibrorinforzata a base di calce	Rete in BFRP (maglia 6x6)	Barre pultruse in GFRP poste con stucco epossidico
S_Ggrid_Sr	Malte fibrorinforzata a base di calce	Rete in GFRP (maglia 25x25)	Barre elicoidali in acciaio inox poste a secco
S_Bgrid_Sr	Malte fibrorinforzata a base di calce	Rete in BFRP (maglia 6x6)	Barre elicoidali in acciaio inox poste a secco

Le colonne di dimensioni 400 x 400 x 2100 mm sono state realizzate con blocchi di “pietra leccese” (130 x 130 x 400 mm) assemblati in filari da tre per ogni livello e facendo in modo che le orditure dei filari di mattoni risultassero ortogonali tra loro, tra due livelli successivi, per un totale di quindici filari per ogni colonna. I giunti di malta verticali di circa 5 mm di spessore ed orizzontali di circa 10 mm di spessore sono stati realizzati con l’ausilio di una malta di basse caratteristiche meccaniche; in Figura 4.1 si riporta lo schema di realizzazione e un’immagine durante la costruzione delle colonne.

Al disopra di ciascuna colonna è stato effettuato un getto di malta cementizia colabile dello spessore di 2 ÷ 3 cm per ottenere una superficie liscia e uniforme dove poter applicare la piastra della macchina di prova, in modo da distribuire meglio il carico.

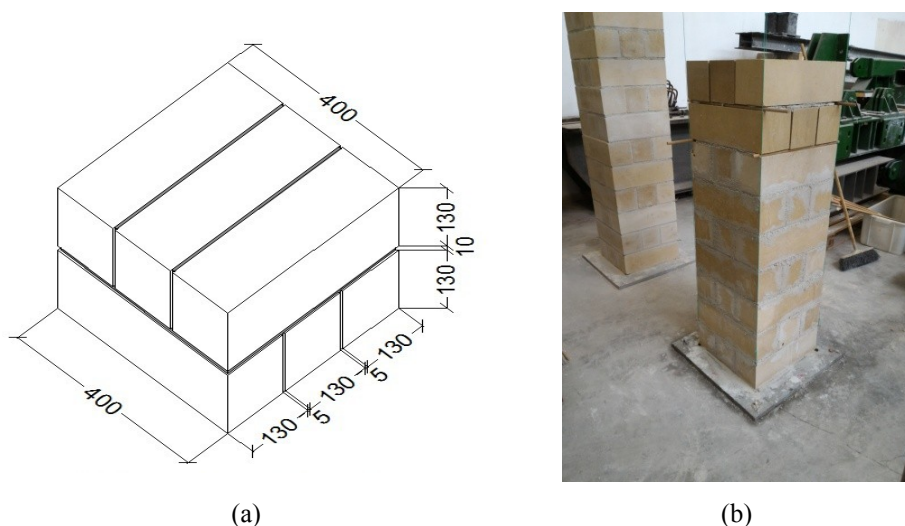


Figura 4.1 Schema di realizzazione del provino (a); costruzione delle colonne (b)

In accordo con le prescrizioni **CNR-DT 200-R1/2013**, prima dell’applicazione dei sistemi di rinforzo si è proceduto all’arrotondamento degli spigoli della sezione con un raggio pari a circa 20 mm, allo scopo di

evitare concentrazioni di tensione, che potrebbero condurre ad una prematura rottura del sistema di confinamento (Figura 4.2).

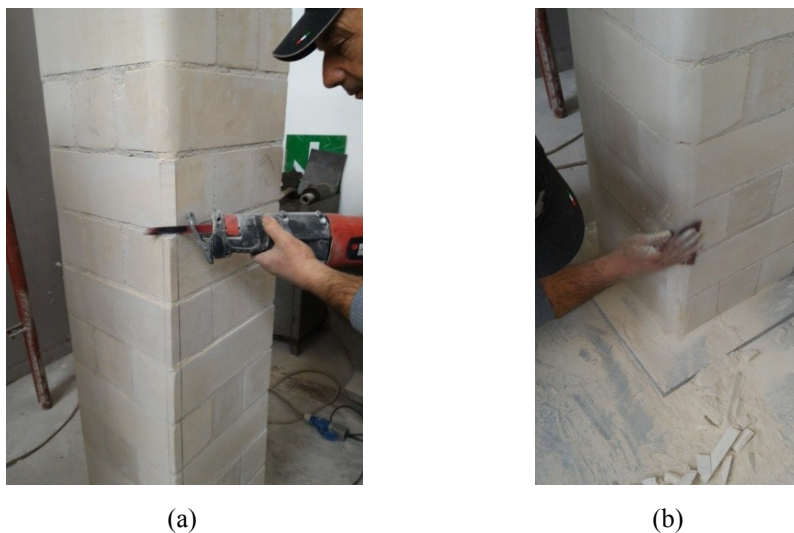


Figura 4.2 Eliminazione spigoli vivi (a); Arrotondamento spigoli (b)

Per quanto concerne il sistema di rinforzo di confinamento esterno, esso è realizzato mediante una malta bicomponente a base di calce idraulica naturale (NHL) ed Eco-Pozzolana, sabbie naturali, additivi speciali e polimeri sintetici in dispersione acquosa, mescolata con un rapporto 1:5 con un lattice in dispersione acquosa che garantisce una perfetta adesione al supporto.

Al fine di “armare” tale incamiciatura sono state utilizzate due tipologie di reti: rete bilanciata pre-apprettata a maglia quadrata (25x25 mm), resistente agli alcali (A.R.), in fibra di vetro (Figura 4.3a) con grammatura pari a 225 g/m^2 , e rete bilanciata pre-apprettata a maglia quadrata (6x6 mm) in fibra di basalto (A.R.) con grammatura pari a 250 g/m^2 (Figura 4.3b).

Le modalità di applicazione del rinforzo sono brevemente descritte di seguito:

- Applicazione con spatola metallica piana di uno strato uniforme di circa $5 \div 6$ mm di malta fibrorinforzata (Figura 4.3d) dopo aver effettuato la bagnatura della muratura (Figura 4.3c);
- Sull'impasto ancora fresco è applicata la rete (3 fasce di 800×1800 mm), comprimendola con spatola metallica piana, in modo da farla aderire perfettamente alla malta (Figura 4.3e); le fasce sono state disposte con una lunghezza di sovrapposizione verticale di 150 mm e orizzontale di 200 mm al fine di ottenere la continuità del rinforzo (Figura 4.6);
- Applicazione di un secondo strato di $5 \div 6$ mm di malta fibrorinforzata in modo da coprire completamente la rete di rinforzo (Figura 4.3f).
- Lisciatura della superficie fresca con spatola metallica piana in modo da conferire al provino la configurazione finale.

Si specifica che l'incamiciatura esterna è stata eseguita lasciando uno spazio di circa $1 \div 1,5$ cm dalle sezioni di testa e piede delle colonne al fine di indagare esclusivamente l'effetto di confinamento, evitando in questo modo che venisse caricato a compressione anche il sistema di rinforzo.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.3 Rete in GFRP (a); Rete in BFRP (b); Bagnatura superficie (c); Applicazione primo strato di malta (d); Applicazione fascia di rete (e); Applicazione secondo strato di malta (f).

Per l'alloggiamento del rinforzo interno sono stati effettuati 2 fori ortogonali all'orditura di ciascun filare posti ad una distanza di circa 140 mm per un totale di 30 fori, come descritto in Figura 4.6.

Il rinforzo interno è stato realizzato mediante due tipologie di barre: barre pultruse in fibra di vetro di 6 mm di diametro applicate mediante stucco epossidico e barre elicoidali in acciaio inox AISI 316 di diametro nominale di 8 mm da applicare “a secco”.

Le fasi esecutive per l’inserimento delle barre in GFRP sono le seguenti:

- Realizzazione di foro di 8 mm di diametro e 400 mm di lunghezza (Figura 4.4a);
- eliminazione di polvere e materiale incoerente all’interno del foro con area compressa;
- primerizzazione del sottofondo mediante primer epossidico applicato con l’ausilio di una spazzola metallica a spirale (Figura 4.4b);
- spalmatura a spatola dello stucco epossidico bi-componente sulla superficie della barra per uno spessore di circa 1 mm (Figura 4.4c);
- inserimento della barra in GFRP nel foro e successiva sigillatura con stucco epossidico delle estremità dei fori (Figura 4.4d).



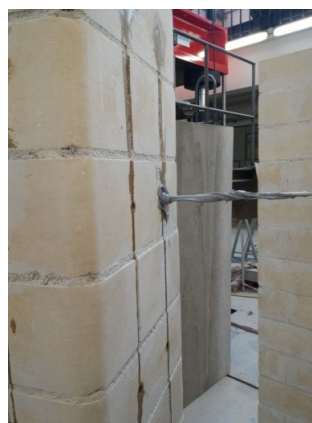
(a)



(b)



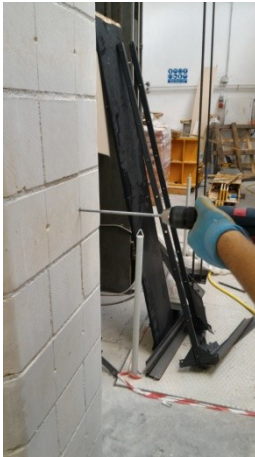
(c)



(d)

Figura 4.4 Esecuzione fori (a); Applicazione primer (b); Applicazione di stucco epossidico (c); Inserimento barra in GFRP (d).

Di più semplice e veloce realizzazione risulta essere, invece, il rinforzo interno eseguito mediante barre elicoidali in acciaio inox. Il sistema è completamente realizzato “a secco” e prevede la realizzazione di un preforo del diametro di 6 mm per la larghezza della colonna (400 mm) (Figura 4.5a) e il successivo inserimento della barra mediante un apposito mandrino a battente su trapano con attacco SDS (Figura 4.5b). La forma elicoidale della barra permette l’*avvitamento* della stessa nel foro di dimensioni minori garantendo l’aderenza al supporto.



(a)



(b)

Figura 4.5 Esecuzione pre-foro (a); Inserimento “a secco” della barra (b).

In Figura 4.6 si riportano gli schemi realizzativi del rinforzo:

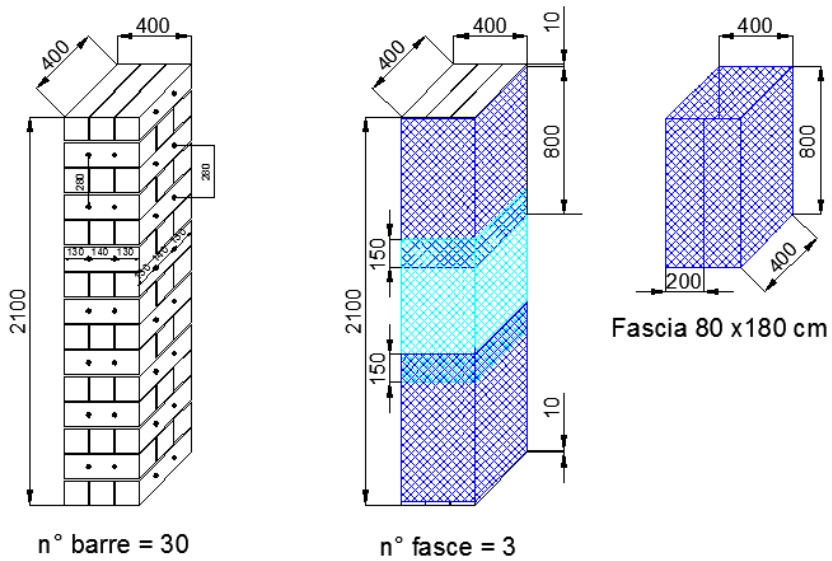


Figura 4.6 Schema di rinforzo

4.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Sono state eseguite prove di caratterizzazione sull'elemento lapideo, sulla malta di allettamento al fine di determinare le principali caratteristiche meccaniche degli stessi.

Le prove sulla pietra leccese, la cui densità è di circa 1600 kg/m^3 , impiegata per la realizzazione dei manufatti, consistono in test di compressione monoassiale con l'ausilio di una macchina universale MTS 810 (Material Test System 810), su 8 cubetti di dimensioni $70 \times 70 \times 70$ mm, secondo le disposizione della norma europea **UNI EN 1926:2000**, con velocità di prova di $0,01 \text{ mm/s}$.

In Tabella 4.2 sono riportati i risultati ottenuti in termini di resistenza a compressione, f_{bi} , valore medio di resistenza a compressione, f_{bm} , deviazione standard, Dev.St, coefficiente di variazione, CV, e valore caratteristico, f_{bk} . Dalle prove effettuate è emerso una resistenza a compressione media di $12,77 \text{ MPa}$ con un coefficiente di variazione pari al 13% , da cui un valore caratteristico pari a 10 MPa . Tali valori risultano essere inferiori rispetto a quelli ottenuti nella precedente sperimentazione effettuate sui medesimi materiali (**Micelli et al. 2014**).

Tabella 4.2 Risultati prove di compressione su cubetti di pietra leccese

Provino	l	b	h	F_{max}	f_{bi}	f_{bm}	Dev. St.	C. V.	f_{bk}
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
L1	70	70	70	57,55	11,74	12,77	1,67	13%	10,04
L2	70	70	70	64,21	13,10				
L3	70	70	70	54,20	11,06				
L4	70	70	70	55,89	11,41				
L5	70	70	70	65,39	13,35				
L6	70	70	70	76,17	15,54				
L7	70	70	70	71,69	14,63				
L8	70	70	70	55,57	11,34				

Le prove sulla malta a base di calce, utilizzata per l'allettamento dei filari del martello murario, sono state eseguite secondo le disposizioni della norma **UNI EN 1015-11:2007**. La stessa stabilisce di eseguire su ogni campione prismatico di dimensioni 160x40x40 mm (confezionati durante la realizzazione del campione in scala in appositi casseri) una prima prova a flessione su tre punti (distanza tra gli appoggi pari a 100 mm) ed una successiva prova a compressione sui due monconi, ottenuti dalla rottura a seguito della prova a flessione. Le prove sono state eseguite in controllo di spostamento con una velocità di 0,01 mm/s.

In Tabella 4.3 sono riportati i valori sperimentali della resistenza a flessione e della resistenza a compressione con i rispettivi valori medi. I risultati ottenuti mostrano una resistenza media a flessione di 1,56 MPa e una resistenza a compressione di 5,52 MPa; pertanto, la malta può essere classificata come M5, secondo le disposizioni della norma **UNI EN 998-2:2010**.

Tabella 4.3 Risultati prove su malta di allettamento

Provino	Flessione [MPa]	Compressione [MPa]		Comp. Media [MPa]
MA_1	1,23	4,60	4,90	4,75
MA_2	1,28	5,90	5,20	5,55
MA_3	1,33	5,00	5,80	5,40
MA_4	1,96	4,90	5,45	5,18
MA_5	1,88	6,10	6,30	6,20
MA_6	1,81	6,50	5,10	5,80
media	1,58	-		5,52

Le medesime prove sono state eseguite per indagare le caratteristiche meccaniche della malta utilizzata per il rinforzo delle colonne. I risultati riportati in Tabella 2.4 mostrano una resistenza a flessione media di 5,54 MPa e una resistenza a compressione media pari a 13,61 MPa.

Tabella 4.4 Risultati prove su malta di rinforzo

Provino	Flessione [MPa]	Compressione [MPa]		Comp. Media [MPa]
MR_1	6,03	12,53	12,77	12,65
MR_2	5,15	12,84	12,32	12,58
MR_3	4,73	12,98	12,70	12,84
MR_4	5,43	14,94	13,92	14,43
MR_5	5,52	14,83	14,54	14,68
MR_6	6,41	14,69	14,20	14,45
media	5,54	-		13,61

Per quanto riguarda le reti di rinforzo adottate, si riportano di seguito le caratteristiche ricavate dalle schede tecniche del produttore (Tabella 4.5):

Tabella 4.5 Caratteristiche tecniche reti di rinforzo

Tipo di fibra	Fibre di vetro A.R.	Fibre di basalto A.R.
Grammatura [g/m ²]	225	250
Spessore equivalente[mm]	0,035	0,039
Dimensione delle maglie [mm]	25 x 25	6x6
Area per unità di lunghezza [mm ² /m]	35,27	38,91
Resistenza a trazione [kN/m]	45	60
Modulo elastico [MPa]	72	89
Allungamento a rottura [%]	1,8	1,8

Infine, le barre elicoidali sono state testate dal produttore in accordo alla norma **EN ISO 6892-1:2009** da cui risulta un'area di circa 10,4 mm², un carico di rottura a trazione medio pari a 12,1 kN, un valore della deformazione a rottura media pari a 4,8% e un valore del modulo elastico pari a circa 125 MPa.

4.4. Setup di prova

Le prove sono state eseguite in regime di compressione monoassiale in controllo di spostamento con una velocità di carico di 0,02 mm/sec. Tale carico è stato applicato con l'ausilio di una Macchina Universale ITALSIGMA. Tale macchina, alimentata mediante un sistema oleodinamico da 200 l/min, consente la realizzazione di prove in trazione, compressione e cicliche su provini di altezza compresa tra 0,5 e 4,0 m. Il telaio di prova è costituito da un basamento rigido in acciaio (1,0 x 4,0 m²), dotato di scanalature a 'T' per il montaggio delle attrezzature di prova e di vincolo dei provini, da quattro colonne poste ai vertici di un rettangolo, fissate nel basamento e da una traversa mobile, che scorre lungo le quattro colonne. Sulla traversa è montato un attuatore che permette di condurre prove in controllo di spostamento (corsa max +/- 75 mm) o di forza (carico max in compressione 3000 kN, carico max in trazione 2400 kN); in particolare l'attuatore è dotato di Cella di Carico per la misurazione del carico applicato al provino (Figura 4.7).



(a)



(b)

Figura 4.7 Posizionamento del provino sulla macchina di prova: colonna non rinforzata (a); colonna rinforzata (b)

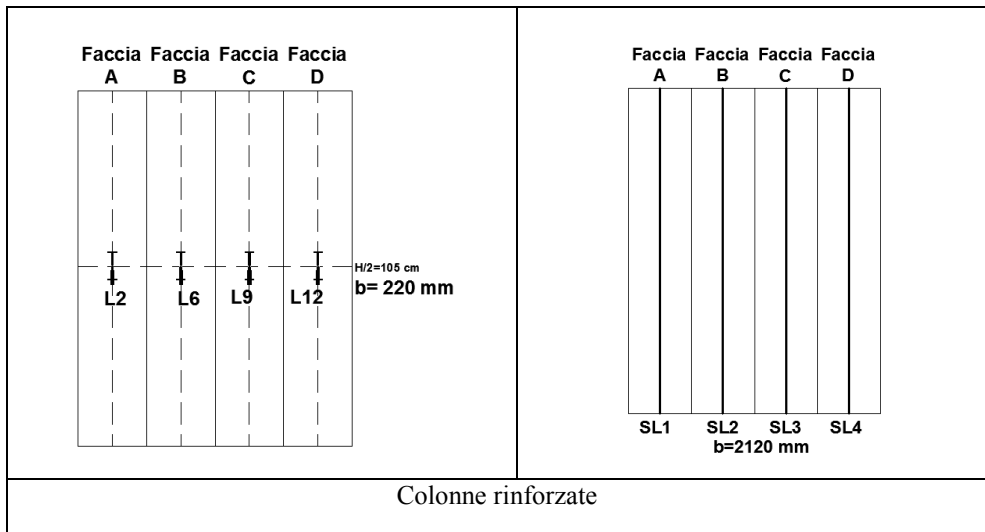
Il setup di prova è costituito da due piastre metalliche di 600 x 600 x 15 mm, poste alla sommità e al piede delle colonne, e serrate a mezzo di quattro barre di spigolo, filettate e bullonate, necessarie per la movimentazione del provino. Tra la piastra alla sommità della colonna e l'attuatore è stata interposta una cerniere sferiche in grado di sopperire ad eventuali eccentricità del provino in modo da centrare il carico.

Per quanto concerne la strumentazione per l'acquisizione delle misurazione dei dati fondamentali per determinare il comportamento del provino durante il test, il Laboratorio dispone di un sistema di acquisizione dati con capacità fino a 30 canali in continuo ed in contemporaneo in grado di registrare i segnali in tensione provenienti da celle di carico, trasduttori di spostamento e *strain-gauges*.

Sono stati utilizzati LVDTs (*Linear Variable Displacement Transductor*) e trasduttori a filo (*Stringer LVDTs*) nelle seguenti configurazioni per determinare le deformazioni assiali in direzione del carico e le deformazioni trasversali ortogonali alla direzione di prova (Tabella 4.6):

Tabella 4.6 LVDTs e Stringer LVDTs

LVDTs		Stringer LVDTs	
<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p> <p>b= 140 mm H1=145 cm b= 220 mm H2=105 cm b= 140 mm H3=70 cm</p> <p>b= 240 mm b= 380 mm</p>		<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p> <p>SL1 SL2 SL3 SL4 b=2120 mm</p>	
Colonna non rinforzata			



Per determinare le sollecitazioni e il tasso di lavoro dei rinforzi utilizzati sono stati posizionati *strain-gauges* in grado di determinare le deformazioni della superficie su cui sono applicati attraverso una variazione della resistenza elettrica, mediante opportuno coefficiente di conversione.

Le configurazioni utilizzate sono descritte in Tabella 4.7:

Tabella 4.7 Posizionamento Strain gauges

	S_Grid - S_Bgrid S_Grid_Sr - S_Bgrid_Sr	S_Grid_Gr S_Bgrid_Gr
Malta	<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p>	<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p>
Rete	<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p>	<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p>
Barre interne	-	<p>Faccia Faccia Faccia Faccia A B C D</p>

4.5. Risultati sperimentali

4.5.1. Colonna non rinforzata

Al fine di valutare l'efficacia delle differenti tecniche di rinforzo si analizza in primo luogo il comportamento della colonna non rinforzata da utilizzare come provino di riferimento.

Il test sul provino non rinforzato ha mostrato un comportamento della muratura soggetta a compressione elastico quasi-lineare fino al picco di carico raggiungendo un valore di resistenza pari a 4,78 MPa, più basso rispetto a quello ottenuto nella sperimentazione precedentemente eseguita e mostrata in **Micelli et al. - 2014** (5,22 MPa), essendo i valori di resistenza della pietra più bassi, come descritto in precedenza.

Il valore di resistenza ottenuto risulta, comunque, molto prossimo al valore di norma ricavato dalla tabella 11.10.VI del **D.M. 14/01/2008** per murature in pietre naturali. La tabella restituisce il valore di resistenza a compressione della muratura in funzione delle resistenze relative ai due componenti (pietra e malta). Assumendo una classe di appartenenza M5 per la malta di allettamento e il valore caratteristico della resistenza a compressione della pietra pari a 10 MPa, ricavato dalle prove di caratterizzazione descritte in precedenza, il valore di resistenza a compressione della muratura di norma ottenuto è pari a 4,7 MPa.

Il ramo di post-picco della curva σ - ϵ è caratterizzato da un decremento repentino della resistenza, il che dimostra il comportamento fragile della muratura soggetta a tale tipo di sollecitazione monoassiale (Figura 4.8).

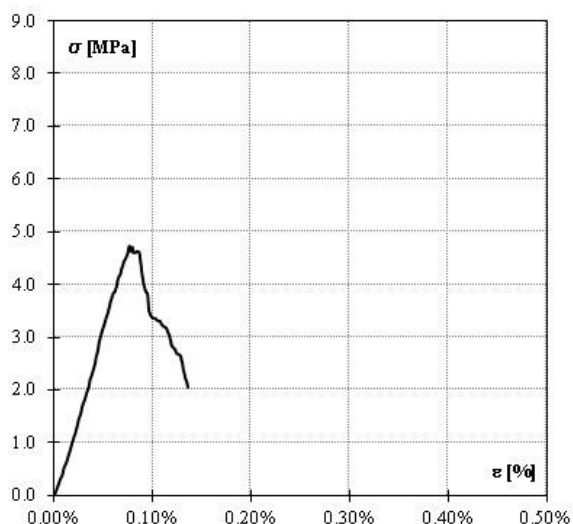


Figura 4.8 Diagramma σ - ϵ colonna non rinforzata.

La colonna a fine prova mostra un quadro fessurativo del tutto coerente con la tipologia di sollecitazione di compressione esercitata, con fessure verticali lungo tutta l'altezza del provino, tipiche di fenomeni di schiacciamento.

Il campione mostra micro-fessurazioni verticali già a valori bassi del carico, che poi si propagano per tutta l'altezza della colonna lungo la direzione di carico (isostatiche di compressione), seguendo l'andamento dei ricorsi verticali e creando lesioni anche nei blocchi di pietra. Inoltre, si osserva nella parte finale della prova una rottura locale tipica di test di compressione assiale "a clessidra" nella zona in mezzeria della colonna con espulsione delle parti più esterne della sezione del provino. Nelle figure successive è riportato un report fotografico del quadro fessurativo a fine prova (Figura 4.9).



Faccia A

Faccia B

Faccia C

Faccia D

Figura 4.9 Quadro fessurativo colonna non rinforzata a fine prova

Dalle registrazioni degli LVDT posti in mezzeria (in Figura 4.10 si mostrano le medie delle misurazioni) è possibile definire che nella fase elastica il provino subisce delle deformazioni prevalentemente verticali e solo nella fase di post-picco le deformazioni orizzontali diventano significative. Da tali misurazioni è possibile stabilire il valore del modulo elastico, E , e del modulo di Poisson, ν , nella zona centrale del provino in corrispondenza di un valore del carico pari a 30%, rispettivamente pari a 2816 MPa e 0,1.

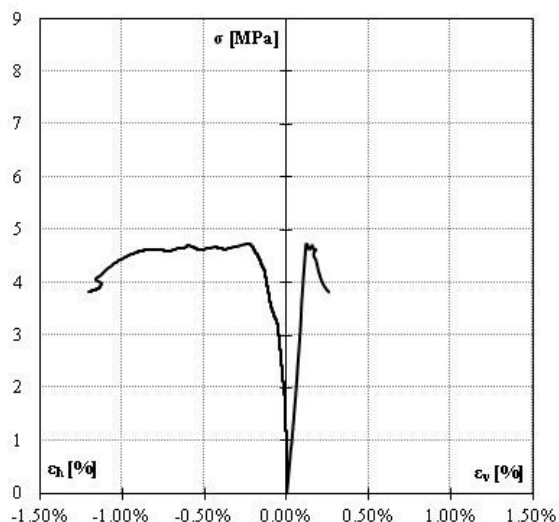


Figura 4.10 Diagramma σ - ϵ_h/ϵ_v LVDT posti in mezzeria

4.5.1. Colonne rinforzate

In Figura 4.11 si riportano le curve sperimentali σ - ϵ delle colonne rinforzate con i differenti sistemi, confrontando il loro andamento con il comportamento della colonna non rinforzata di riferimento.

Le colonne rinforzate hanno mostrato un comportamento iniziale anch'esse di tipo elastico quasi-lineare fino al raggiungimento del carico massimo, dimostratosi in tutti i casi più alto del valore di resistenza della colonna non rinforzata. I valori di resistenza raggiunti hanno determinato un incremento significativo compreso in un range $+29\% \div +86\%$, ottenuti per le colonne rinforzate con tiranti interni in GFRP e incamiciatura esterna, rispettivamente in vetro e in basalto.

Si osserva, inoltre, che i sistemi di rinforzo non producono un incremento in termini di rigidità, in quanto nella fase elastica le curve presentano una pendenza molto simile e prossima alla colonna non rinforzata di riferimento.

Oltre all'aumento di resistenza si registra anche un comportamento di post-picco con un ramo decrescente a pendenza ridotta, dimostrando che l'intervento di rinforzo comporta un cambiamento della fase di softening, ottenendo un aumento dell'energia dissipata dal sistema. In particolare, gli elementi rinforzati con l'ausilio di barre interne permettono un incremento di energia maggiore rispetto al rinforzo eseguito con solo incamiciatura esterna.

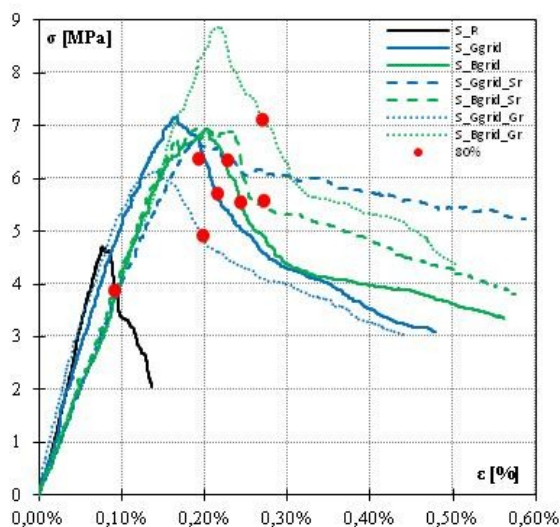


Figura 4.11 Diagramma σ - ϵ : confronto provini rinforzati vs provino non rinforzato

In Tabella 2.8 si riportano i risultati in termini di carico ultimo raggiunto, P_{max} , la relativa tensione massima di compressione della colonna non rinforzata, f_m , e delle colonne confinate, f_{cm} , l'incremento in termini di resistenza, f_{cm}/f_m , la deformazione in corrispondenza del carico massimo, ϵ_{max} , la deformazione in corrispondenza dell'80% del carico massimo nella fase di post-picco, ϵ_u , l'energia dissipata, E , calcolata come area al di sotto della curva σ - ϵ , e infine, il relativo incremento di energia, ΔE , ottenuto mediante le diverse tecniche di rinforzo.

Tabella 4.8 Risultati sperimentali

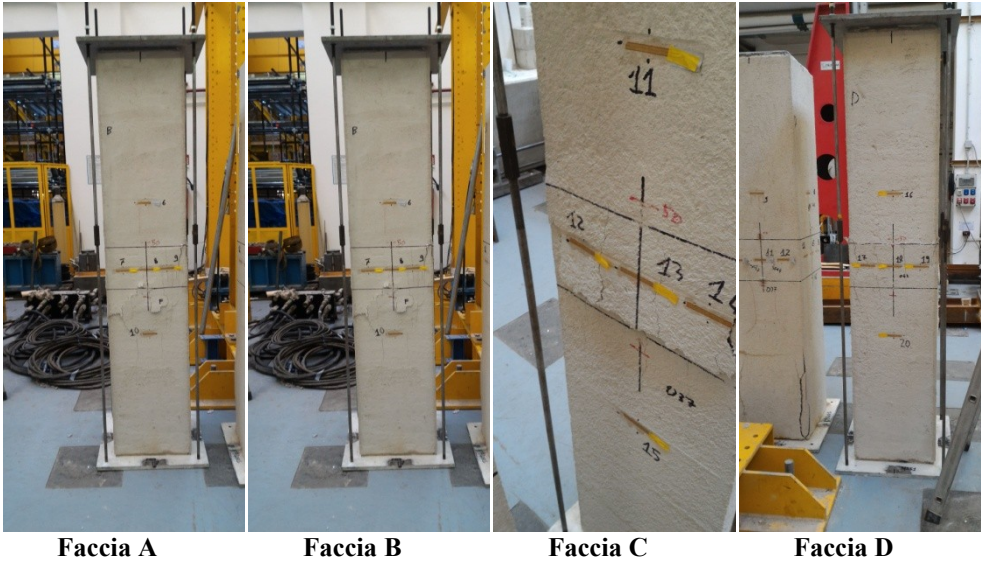
Specimen	P_{max}	$f_m(f_{cm})$	f_{cm}/f_m	$\epsilon_{max}(P_{max})$	$\epsilon_u(80\%P_{max})$	E	ΔE
	[kN]	[MPa]	[-]	[%]	[%]	[kJ/m ³]	[-]
S_R	765	4.78	-	0.04%	0.05%	5,05	-
S_Ggrid	1145	7.15	1.50	0.17%	0.21%	27,26	5,40
S_Bgrid	1111	6,94	1,45	0,20%	0,24%	30,84	6,11
S-Ggrid_Gr	983	6.14	1.29	0.14%	0.20%	23,98	4,75
S_Bgrid_Gr	1424	8,90	1,86	0,22%	0,27%	35,32	6,99
S_Ggrid_Sr	1071	6,69	1,40	0,19%	0,23%	39,27	7,78
S_Bgrid_Sr	1114	6,96	1,46	0,20%	0,27%	35,07	6,95

Il quadro fessurativo delle colonne rinforzate mostra, diversamente dalla colonna di riferimento, rotture della camicia esterna localizzate in differenti zone lungo l'altezza di ciascuna colonna. In particolare durante le prove si è osservato una rottura in prossimità degli spigoli, dove è presente necessariamente una concentrazione di tensioni. Nelle fasi successive, a causa della disgregazione della muratura interna la camicia esterna si instabilizza, mostrando delle lesioni verticali ed orizzontali.

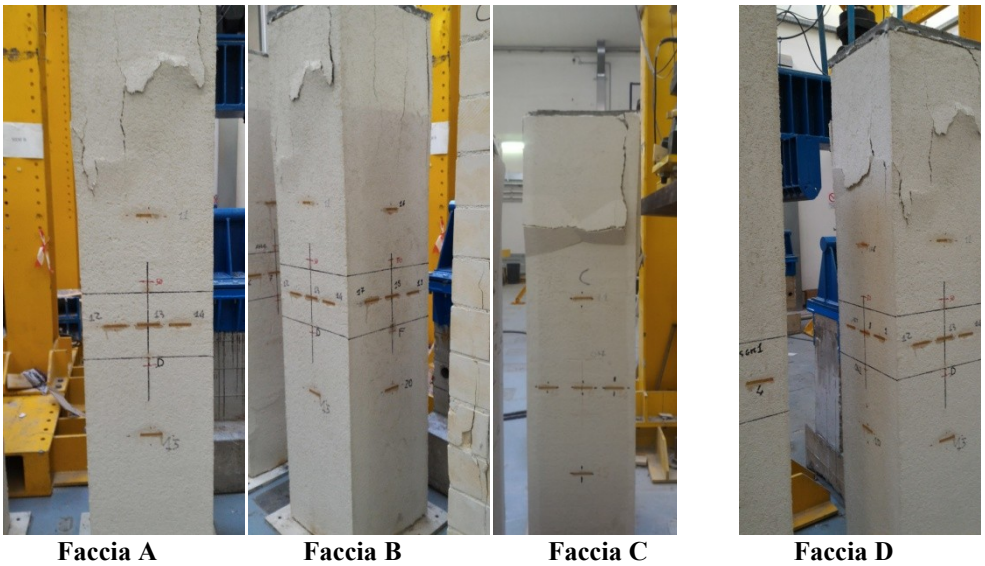
Nonostante un quadro fessurativo non omogeneo i sistemi di rinforzo hanno dimostrato un'efficacia in termini di incremento di resistenza e di duttilità, come descritto in precedenza.

In Figura 4.12 si riporta, faccia per faccia, il quadro fessurativo delle colonne rinforzate a fine prova.

S_Grid



S_Bgrid



S_Grid_Gr



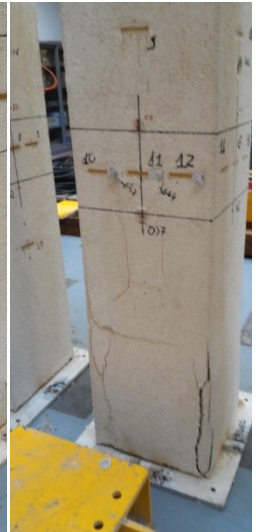
Faccia A



Faccia B

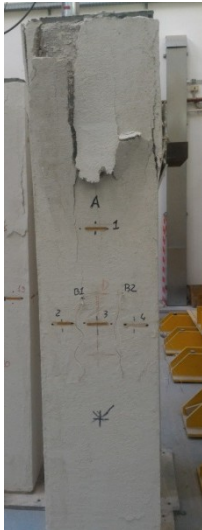


Faccia C

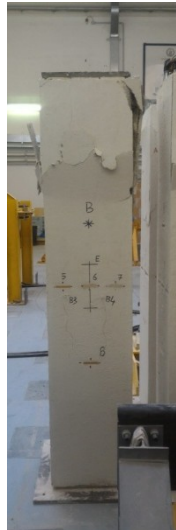


Faccia D

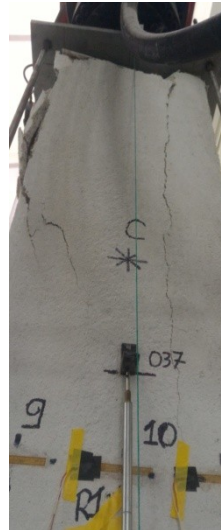
S_Bgrid_Gr



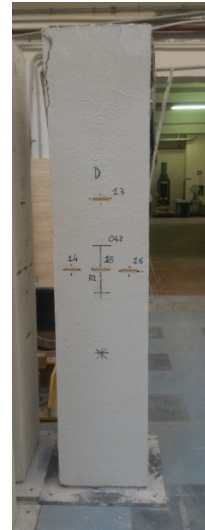
Faccia A



Faccia A

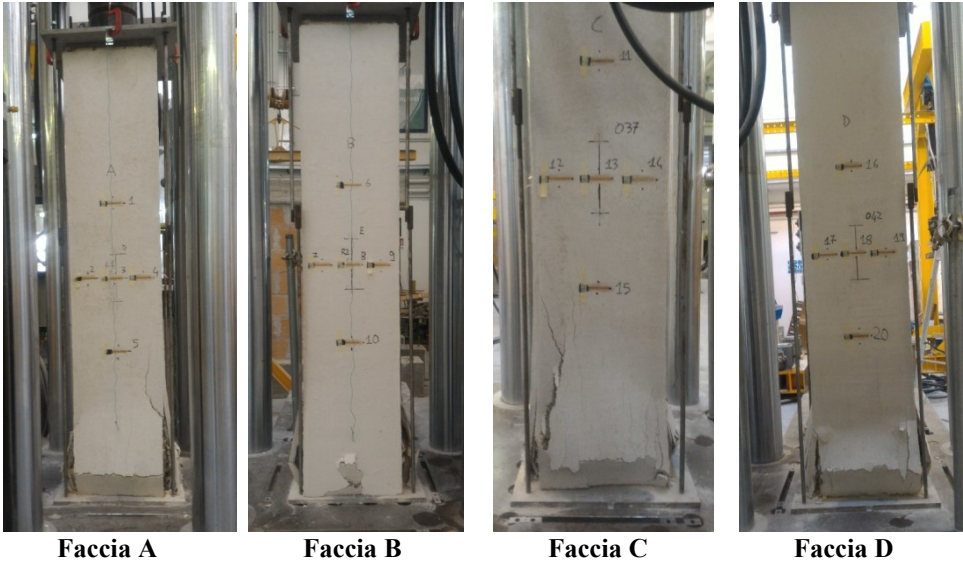


Faccia A



Faccia D

S_Grid_Sr



S_Bgrid_Sr

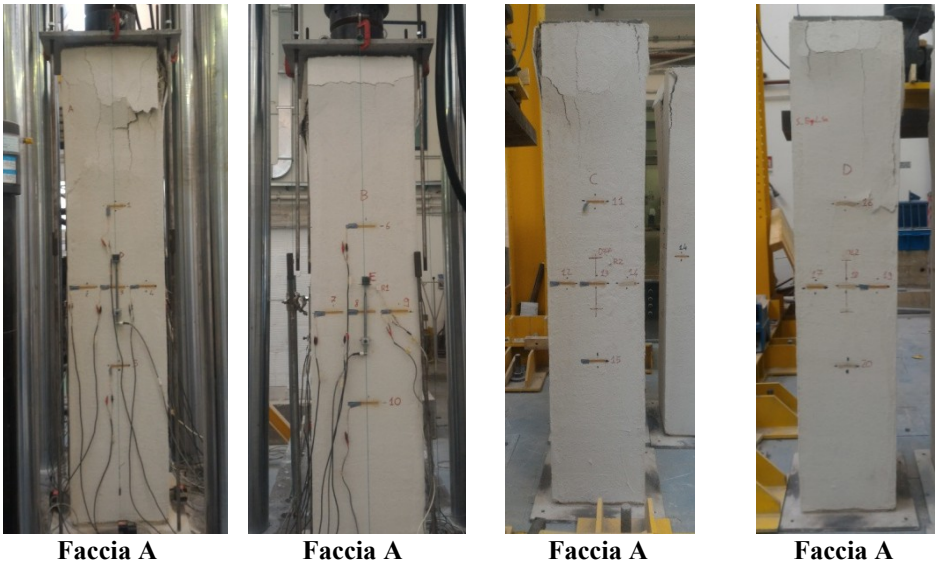


Figura 4.12 Quadro fessurativo a fine prova

Confrontando le curve sperimentali dei differenti sistemi di rinforzo indagati si possono trarre le seguenti osservazioni:

- le colonne rinforzate con la sola incamiciatura esterna in FRCM raggiungono un aumento di resistenza molto simile (+45% e +50% rispettivamente per rinforzo con rete in fibra di basalto e rete in fibra di vetro); successivamente al picco di carico mostrano un degrado di resistenza fino a circa il valore di carico della colonna non rinforzata (4,78 MPa) e infine, un'ultima fase a pendenza ridotta fino a fine prova (Figura 4.13);

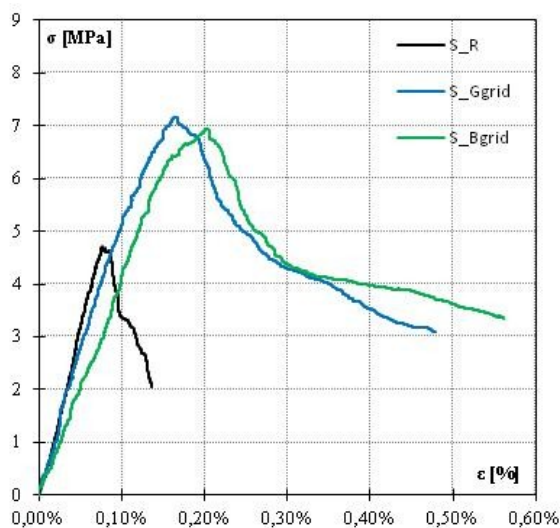


Figura 4.13 Confronto colonne rinforzate con incamiciatura (S_Ggrid - S_Bgrid)

- le colonne rinforzate con incamiciatura esterna e barre elicoidali raggiungono un aumento di resistenza prossimo ai valori ottenuti con la sola incamiciatura esterna (+46% e +40% rispettivamente per rinforzo con rete in fibra di basalto e rete in fibra di vetro); diversamente dalle colonne precedenti, successivamente al picco di carico si osserva un ramo quasi costante non molto esteso, seguito da un degrado di resistenza fino ad un carico più alto della resistenza del provino non rinforzato (5,5 e 6,0 MPa rispettivamente per rinforzo

con rete in fibra di basalto e rete in fibra di vetro), per poi assumere nella fase finale anche in questo caso un andamento a pendenza ridotta fino a fine prova (Figura 4.14). Tale comportamento permette alle colonne rinforzate con tali sistemi di dissipare maggiore energia rispetto ai sistemi di rinforzo con solo incamiciatura esterna.

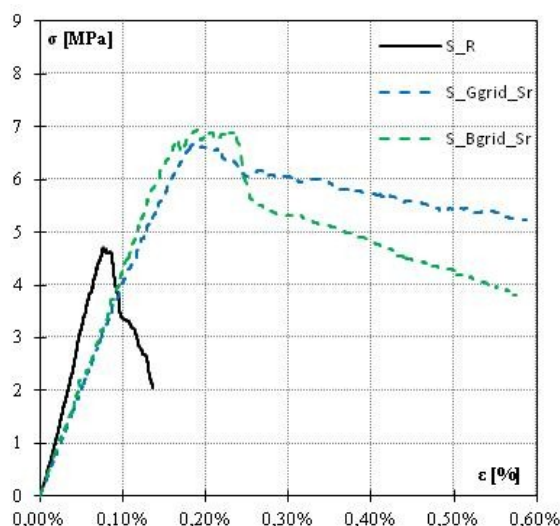


Figura 4.14 Confronto colonne rinforzate con incamiciatura e barre elicoidali in acciaio (S_Grid_Sr - S_Grid_Sr)

- le colonne rinforzate con incamiciatura esterna e barre pultruse in GFRP assumono un comportamento notevolmente differente tra loro; la colonna *S_Grid_Sr* mostra l'incremento di resistenza maggiore +86% seguito da un decremento fino ad un valore di carico superiore alla resistenza della colonna non rinforzata (5,8 MPa, valore prossimo a quello registrato per le colonne rinforzate con barre elicoidali in acciaio) e nella fase finale assume un andamento a pendenza ridotta; differentemente la colonna *S_Grid_Sr* mostra l'incremento di resistenza minore +26% tra tutte le configurazioni di rinforzo adottate e un andamento nella fase di post picco con decremento fino ad un valore di carico prossimo al valore di resistenza della colonna "As

built” (4,78 MPa) e un successivo andamento a pendenza minore (Figura 4.15).

Probabilmente il comportamento differente di quest’ultima è dovuto al non perfetto trasferimento del carico lungo l’intera colonna, dimostrato dalla rottura locale della parte bassa.

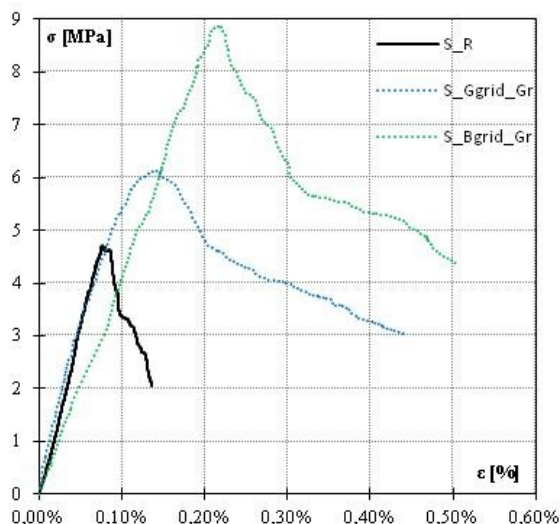


Figura 4.15 Confronto colonne rinforzate con incamicciatura e barre pultruse in GFRP (S_Ggrid_Gr - S_Bgrid_Gr)

4.6. Discussione comparativa dei risultati

Al fine di valutare la congruenza delle formulazioni normative vigenti, è stato effettuato il confronto tra i risultati della sperimentazione oggetto del seguente capitolo, con le disposizioni presenti in letteratura.

4.6.1. Confronto CNR DT-200 R1/2013

In primo luogo è stato eseguito un confronto con i risultati di campagne sperimentali su elementi in muratura rinforzati con sistemi in FRP, descritte nel Par.4.2. È stato quindi eseguito un confronto teorico-sperimentale con le disposizioni della norma **CNR DT-200 R1/2013**,

adottando le medesime formule anche per i campioni rinforzati con FRCM descritti in questo capitolo.

La norma stabilisce che solo una quota parte della pressione di confinamento esercitata dal rinforzo contribuisce ad aumentare la resistenza della muratura non confinata, attraverso la seguente relazione:

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f'_{l,eff}}{f_{md}} \right)^{0,5} \right] \quad (\text{Eq. 2.1})$$

dove k' è un coefficiente di incremento di resistenza adimensionale che può essere calcolato, in funzione della densità di massa della muratura, g_m , attraverso la seguente formula:

$$k' = \frac{g_m}{1000} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

La pressione laterale di confinamento effettiva, Eq. 2.3, è data dal prodotto della pressione laterale di confinamento, f_l , e un coefficiente di efficienza, k_{eff} , espresso come prodotto di un coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , e un coefficiente di efficienza verticale, k_V :

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l = k_H \cdot k_V \cdot f_l \quad (\text{Eq. 2.3})$$

La pressione laterale di confinamento per colonne quadrate è stata calcolata dalla seguente formula:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot (\rho_f \cdot E_f + 2 \cdot \rho_b \cdot E_b) \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

dove E_f e E_b sono i moduli di elasticità dei materiali da rinforzo, rispettivamente dell'FRP e delle barre interne; i parametri adimensionali ρ_f e ρ_b sono calcolati con le seguenti formule:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{b \cdot p_f} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$$\rho_b = \frac{n_b \cdot A_b}{p_b \cdot b} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

dove t_f è lo spessore equivalente di FRP, b_f è la larghezza delle fasce (nel caso di fasciatura continua tale valore è unitario), b la base della colonna, p_f è la distanza tra due fasce discontinue (tale valore è posto pari a 1 nel

caso di fasciatura continua), n_b il numero di barre in ciascuna direzione, A_b l'area delle barre e p_b il passo delle barre.

La $\varepsilon_{fd,rid}$ è un opportuno valore ridotto di calcolo della deformazione del rinforzo all'atto del collasso della colonna che, nel caso di applicazione combinata di tessuti e barre, può essere assunta pari a:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}^{(r)}}{\gamma_f^{(r)}}; \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}^{(b)}}{\gamma_f^{(b)}}; 0,004 \right\} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

essendo η_a il fattore di conversione ambientale, variabile per le varie condizioni di esposizione e i vari sistemi di fibre, che è stato assunto pari a 1, poiché le prove sono state condotte in laboratorio in ambiente controllato; $\varepsilon_{fk}^{(r)}$ e $\varepsilon_{fk}^{(b)}$, rispettivamente, la deformazione ultima dell'FRP e delle barre; $\gamma_f^{(r)}$ e $\gamma_f^{(b)}$, i coefficienti parziali del rinforzo, posti pari a 1,10 in accordo alle disposizioni della norma; 0,004 è una deformazione ultima convenzionale.

Con riferimento ad una sezione rettangolare confinata mediante applicazione di un rinforzo esterno continuo, si può ritenere che l'area di muratura effettivamente confinata sia solo una parte di quella complessiva, per l'instaurarsi di un "effetto arco", dipendente dal raggio di curvatura con cui è stato arrotondato lo spigolo della sezione, come è rappresentato nella Figura 4.16:

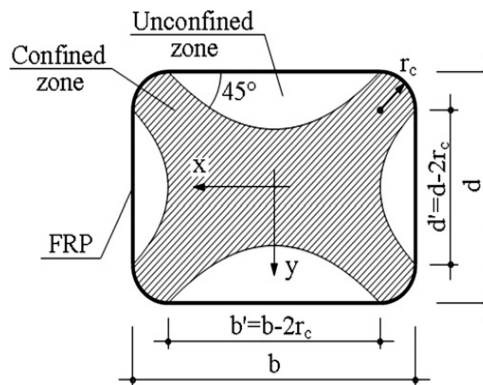


Figura 4.16 Confinamento di sezioni rettangolari o quadrate con fasciatura esterna

Il coefficiente di efficienza orizzontale è dato dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_m , calcolato con la seguente equazione:

$$k_H = 1 - \frac{b_f^2 + d_f^2}{3 \cdot A_m} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Il coefficiente di efficienza verticale, k_V , nel caso di fasciatura continua viene posto pari a 1, nel caso di fasciatura discontinua di elementi murari con rinforzi in FRP di altezza b_f disposti ad interasse p_f , può essere calcolato attraverso la seguente relazione:

$$k_V = \left(1 - \frac{p_f}{2 \cdot \min\{b; d\}}\right)^2 \quad (\text{Eq. 2.9})$$

L'utilizzo combinato di una fasciatura esterna e di cuciture interne, realizzate con barre, può contribuire ad aumentare l'area della sezione efficacemente confinata. Nel caso di cucitura dell'elemento murario mediante barre si può ritenere che l'area di muratura non effettivamente confinata risulti ridotta rispetto alla sezione complessiva, per l'instaurarsi di un "effetto arco" tra le estremità dei tiranti disposti secondo le due direzioni ortogonali prescelte. La riduzione della sezione non confinata nelle zone intermedie tra due strati contigui di cuciture ordite nella stessa direzione è da imputare al fenomeno di diffusione tensionale, schematizzabile attraverso una legge parabolica con angoli di attacco pari a 45° , come mostrato in Figura 4.17:

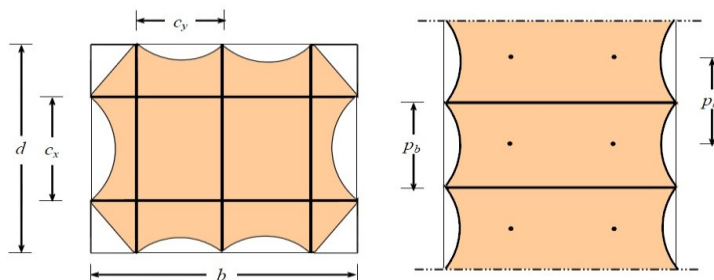


Figura 4.17 Efficacia di confinamento dei tiranti

In assenza di valutazioni più approfondite del volume efficacemente confinato, il coefficiente di efficienza, k_{eff} , nel caso di utilizzo combinato di fasciatura continua e tiranti interni può essere calcolato con la seguente formula:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_V = \left(1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot d} \cdot (2 \cdot c_b^2) \cdot (n_b - 1) + 4 \cdot (c_{bs} - r_c)^2\right) \cdot 1 \quad (\text{Eq. 2.10})$$

dove c_b è la distanza tra due tiranti in orizzontale, c_{bs} è la distanza dei tiranti dal bordo esterno, n_b il numero di barre per lato e r_c il raggio di curvatura dello spigolo.

Da tale confronto si evince in primo luogo che le tecniche innovative in FRCM analizzate producono un incremento in termini di resistenza paragonabile a quello ottenuto con rinforzi in FRP a parità di rapporto $f_{l,\text{eff}}/f_{m0}$. Inoltre, si evidenzia che la normativa **CNR-DT 200-R1/2013** non risulta essere particolarmente efficace per tale tipologia di rinforzo, essendo l'errore percentuale medio ottenuto pari a circa il 18%. Infatti, diversamente nel caso delle stesse tipologie di colonne presentate in **Micelli et al. (2014)** confinate con sistemi in FRP si ottiene un errore medio pari a circa il 10%.

In Tabella 4.9 e in Figura 4.18 si riportano i risultati per le differenti campagne sperimentali.

Tabella 4.9 Confronto teorico-sperimentale FRP vs FRCM (CNR-DT 200-R1/13)

Reference	Provino	Valori sperimentali			CNR-DT 200 R1/2013		
		$f_{l,eff}/f_{m0}$	f_{mcd}/f_{md0}	k'	f_{mcd}/f_{md0}	$\Delta_{(T/E)}$ [%]	$\Delta_{(T/E)AV}$ [%]
Tesi	S_Ggrid	0,01	1,51	1,6	1,11	26,44%	17,87%
	S_Bgrid	0,01	1,70	1,6	1,13	33,25%	
	S_GgridGr	0,04	1,30	1,6	1,31	-0,47%	
	S_BgridGr	0,04	1,88	1,6	1,32	30,06%	
	S_GgridSr	0,02	1,42	1,6	1,24	12,49%	
	S_BgridSr	0,03	1,47	1,6	1,26	14,82%	
Micelli et al. [2013]	S_GE_T	0,06	1,42	1,6	1,40	1,21%	9,39%
	S_GRE_T	0,18	1,77	1,6	1,68	4,90%	
	S_GE_D	0,02	1,56	1,6	1,20	23,37%	
	S_GgridC_T	0,01	1,28	1,6	1,18	8,06%	
Di Iudovico et al. [2010]	T-G-1	0,08	1,09	1,53	1,43	-31,61%	28,98%
	T-G-2	0,08	1,12	1,53	1,43	-27,78%	
	T-G-3	0,08	1,11	1,53	1,43	-28,97%	
	T-C-1	0,10	1,10	1,53	1,47	-33,58%	
	T-C-2	0,10	1,17	1,53	1,47	-26,17%	
	T-C-3	0,10	1,17	1,53	1,47	-25,76%	
Nigro et al. [2004]	L04G1	0,03	1,80	1,60	1,28	29,13%	22,45%
	L05G1	0,03	1,16	1,60	1,28	-10,15%	
	L06G1	0,04	1,73	1,60	1,31	24,46%	
	L07G1	0,04	1,74	1,60	1,31	24,85%	
	L08G2	0,07	1,88	1,60	1,43	23,66%	
Aiello et al. [2009]	SFW-R1-1	0,07	1,80	1,60	1,43	20,70%	13,03%
	SFW-R1-2	0,07	1,29	1,60	1,43	-11,08%	
	SFW-R2-1	0,09	1,73	1,60	1,47	14,78%	
	SFW-R2-2	0,09	1,74	1,60	1,47	15,20%	
	SFW2-R2-1	0,17	1,87	1,60	1,67	11,04%	
	SFW2-R2-2	0,17	2,13	1,60	1,67	21,60%	
	SAW-R2-1	0,06	1,64	1,60	1,38	15,50%	
	SAW-R2-2	0,06	1,21	1,60	1,38	-14,12%	
	SAW2-R2-1	0,12	1,64	1,60	1,54	6,04%	
	SAW2-R2-2	0,12	1,39	1,60	1,54	-11,31%	
	SAD-R2-1	0,04	1,19	1,60	1,31	-9,98%	
	SAD2-R2-2	0,07	1,37	1,60	1,43	-4,98%	

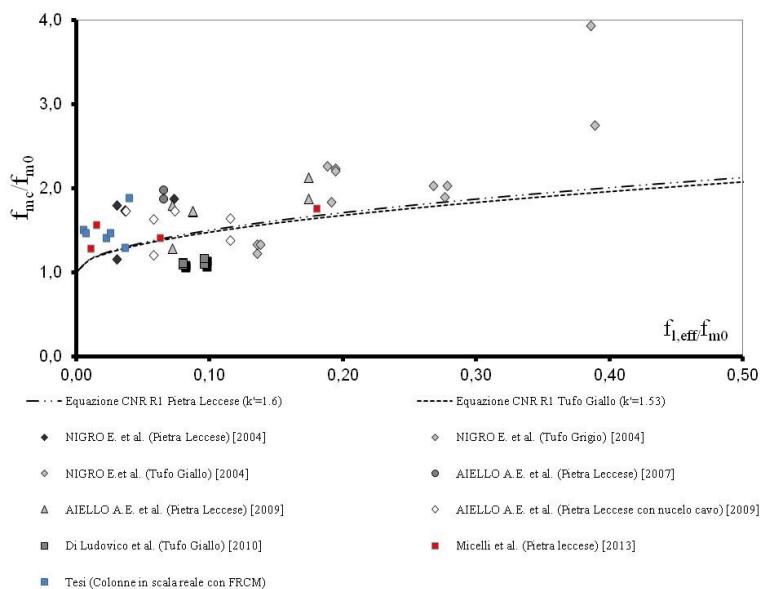


Figura 4.18 Confronto teorico-sperimentale FRP vs FRCM (CNR-DT 200-R1/13)

4.6.2. Confronto ACI 549.4R-13

Attualmente i modelli previsionali proposti per la tecnica di confinamento con FRCM si riferiscono a strutture in calcestruzzo (**Triantafillou e Papanicolaou - 2005, Ortlepp et al. - 2011, De Caso et al. - 2012, Ombres - 2016**) in quanto calibrati sulla base di prove sperimentali su campioni in calcestruzzo rinforzati con diversi sistemi in FRCM. Lo stesso documento specifico per il rinforzo di strutture in calcestruzzo e muratura mediante FRCM, **ACI 549.4R-13**, fornisce una relazione per la valutazione della resistenza a compressione delle colonne in calcestruzzo confinate.

Adottando tali disposizioni per le prove oggetto del seguente capitolo e per i risultati delle campagne sperimentali presenti in letteratura rinforzate con differenti tipologia di rinforzo FRCM si osserva una buona valutazione della resistenza a compressione, come mostrato in Figura 4.19. L'errore percentuale risulta essere comunque elevato (+30% nel

caso delle colonne oggetto della presente sperimentazione) essendo la formulazione non riferita a strutture murarie e inoltre, nella formulazione descritta di seguito si evince l'assenza dell'apporto in termini di confinamento della presenza di tiranti interni.

La resistenza a compressione della muratura confinata si calcola con la seguente formulazione, f'_{cc} :

$$f'_{cc} = f'_c + 3.1 \cdot k_\alpha f_l \quad (\text{Eq. 2.11})$$

dove f'_c è la resistenza della muratura non confinata; k_α è il coefficiente di efficienza calcolato con la seguente formula:

$$k_\alpha = 1 - \frac{\left(\frac{b}{d}\right) \cdot (d - 2 \cdot r_c)^2 + \left(\frac{d}{b}\right) \cdot (b - 2 \cdot r_c)^2}{3 \cdot A_g} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

In funzione delle dimensioni geometriche della colonna (b e d) del raggio di arrotondamento degli spigoli (r_c) e dell'area della sezione della colonna (A_g).

La pressione di confinamento, f_l , è stata calcolata con la seguente formula:

$$f_l = (2 \cdot n \cdot A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe}) / (b^2 + d^2)^{1/2} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

in cui n è il numero di strati di rinforzo adottati, A_f è l'area della rete per unità di lunghezza, E_f è il modulo elastico del sistema composito FRCM, ε_{fe} è il livello di deformazione effettiva del composito, posto pari a 0,012 in accordo alle disposizioni della norma. Si sottolinea che, nella formulazione dell'ACI si richiede la valutazione delle caratteristiche meccaniche del sistema FRCM (malta + rete) in accordo al documento **AC434-R1/12** per la qualificazione di tale sistema. Non essendo a disposizione tali dati per le campagne presenti in letteratura, i risultati riportati in Tabella 4.10 e Figura 4.19 sono stati determinati adottando come modulo elastico del sistema FRCM quello riferito alla sola rete di rinforzo.

Tabella 4.10 Confronto teorico-sperimentale in accordo ACI 549.4R-13 per confinamento con FRCM

Ref.	Provino	h	b	d	r _c	A _r	E _r	n	f _c	f ^E _{cc}	f ^T _{cc}	Δ _(T/E)	Δ _{(T/E)_m}
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[GPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]
By Writers	S_Grid	2100	400	400	20	35	72	1	4,73	7,15	4,90	31,51	30,02
	S_Bgrid					39	89	1		8,02	4,96	38,12	
	S_GridGr					35	72	1		6,14	4,90	20,22	
	S_BgridGr					39	89	1		8,90	4,96	44,25	
	S_GridSr					35	72	1		6,69	4,90	26,85	
	S_BgridSr					39	89	1		6,96	4,96	28,74	
Witzany and Zigler [2016]	CB_FRCM_W	890	290	290	20	47	240	1	7,85	8,09	8,88	-9,83	9,83
Fossetti and Minafo [2016]	M1_BF_1	960	230	230	20	39	89	1	4,68	8,47	5,11	39,64	22,59
	M1_BF_2					39	89	1		7,82	5,11	34,58	
	M3_BF_1					39	89	1	9,42	11,21	9,85	12,11	
	M3_BF_2					39	89	1		10,27	9,85	4,04	
Incerti et al. [2015]	CP_RC170_01	1000	380	380	20	47	220	2	12,05	13,17	13,39	-1,65	4,15
	CP_RC170_02					47	220	2		13,01	13,39	-2,90	
	CP_RV320_01					60	60	2		11,97	12,51	-4,54	
	CP_RV320_02					60	60	2		13,53	12,51	7,52	
Yilmaz et al. [2013]	S-2B-L(1)	900	360	360	12	50	90	2	1,61	1,85	2,16	-16,83	21,99
	S-2B-L(2)					50	90	2		1,70	2,16	-27,14	
Micelli et al. [2013]	S_GridC_T	2100	400	400	30	35	72	1	5,22	6,69	5,39	19,39	19,39
Krevaikas [2012]	C1_1_R20	300	240	240	20	50	240	1	1,19	1,97	2,60	-32,11	28,17
					20	50	240	1		2,85	2,60	8,68	
					20	50	240	1		1,40	2,60	-85,90	
	C1_1_R10				10	50	240	1		2,64	2,35	11,10	
					10	50	240	1		3,08	2,35	23,80	
	C2_1_R10				10	50	240	1		4,50	2,35	47,85	
					10	50	240	2		3,99	3,50	12,19	
	C3_1_R10				10	50	240	2		5,22	3,50	32,88	
					10	50	240	3		5,16	4,66	9,68	
					10	50	240	3		8,14	4,66	42,74	
				10	50	240	3		4,80	4,66	2,90		
Di Ludovico et al. [2008]	T-GRM-1	500	236	236	10	35	72	1	4,58	6,59	4,83	26,72	33,15
	T-GRM-2					35	72	1		6,80	4,83	29,04	
	T-GRM-3					35	72	1		8,57	4,83	43,68	

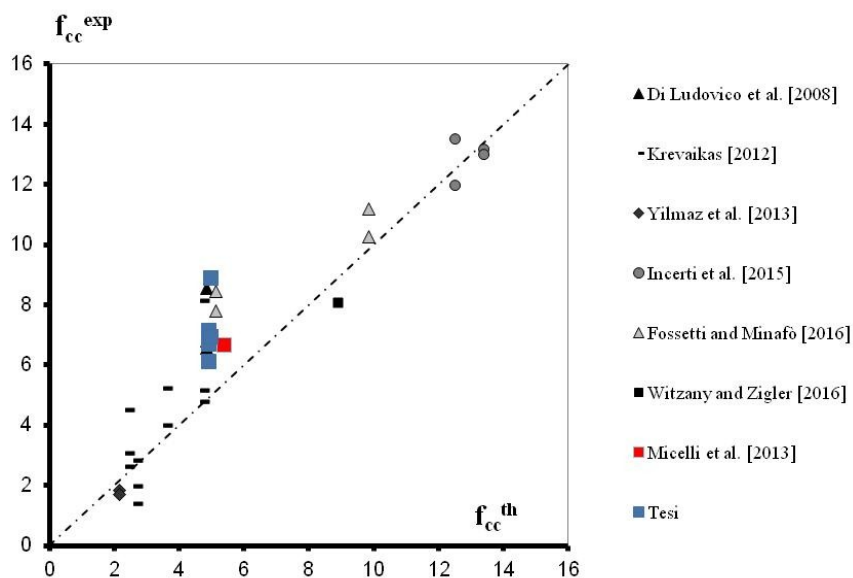


Figura 4.19 Confronto teorico (ACI 549.4R-13) - sperimentale su provini rinforzati con FRCM.

4.7. Conclusioni

La campagna sperimentale presentata in questo capitolo è parte di un programma di ricerca il cui fine principale è quello di investigare il comportamento di colonne in muratura in scala reale a sezione quadrata confinate con sistemi innovativi basati sulla tecnica dell’FRCM (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*).

La sperimentazione consiste in prove di compressione monoassiale su sette provini in muratura di pietra calcarea (Pietra leccese) in scala reale di altezza pari a circa 2 m a sezione quadrata 40x40 cm. Le tecniche di rinforzo adottate consistono in incamiciature esterne eseguite mediante malte fibrorinforzate a base di calce e polimero modificate (in modo da migliorarne l’aderenza al supporto), armate con reti in fibra di vetro A.R. o fibra di basalto. Inoltre, si è investigato anche il contributo di tiranti innestati in fori eseguiti nella muratura, costituiti da barre pultruse in fibra

di vetro applicate mediante stucco epossidico o in alternativa barre in acciaio inox elicoidali applicate a secco, senza l'ausilio di leganti organici o inorganici.

Nel capitolo si mostrano le fasi di realizzazione delle colonne e si descrivono in dettaglio le fasi esecutive delle diverse tecniche di rinforzo adottate, al fine di mettere in luce la facilità e la rapidità di realizzazione di tali tecniche di intervento. Si mostrano, inoltre, il setup di prova e la strumentazione adottata per le misurazioni, necessaria a determinare il comportamento dei provini durante le fasi di prova. Infine, si discute i risultati ottenuti in termini di incremento di resistenza e di capacità dissipativa dei sistemi di rinforzo.

La comparazione delle curve σ - ε dimostra l'efficacia delle diverse tecniche di confinamento. L'incremento percentuale di resistenza a compressione risulta compreso in un range 29÷86%, mentre le deformazioni ultime raggiunte nella fase di post-picco nelle colonne rinforzate denotano un comportamento dissipativo marcato rispetto alla configurazione fragile del provino di riferimento non rinforzato. Si mostra anche il quadro fessurativo a fine prova delle colonne; in particolare, la colonna non rinforzata mostra lesioni verticali tipiche di sollecitazione di compressione, mentre le colonne rinforzate mostrano lesioni verticali e orizzontali nella camicia esterna di malta con conseguente distacco dal substrato nelle fasi finali del test.

Infine, è stato eseguito un confronto teorico-sperimentale con gli attuali codici normativi dimostrando l'efficacia delle disposizioni **ACI 549.4R-13** in materia di confinamento con sistemi FRCM, ma che necessitano comunque di ulteriori calibrazioni, poiché esse siano riferite a strutture in calcestruzzo armato e non a supporti murari e non tengono conto dell'influenza di tiranti interni sull'efficacia del confinamento.

Capitolo 5

Comportamento globale di edifici in muratura: prove dinamiche su edificio in scala non rinforzato e rinforzato con sistemi innovativi.

Gli ultimi avvenimenti sismici hanno messo in luce le vulnerabilità degli edifici in muratura e hanno alimentato l'interesse e la consapevolezza del rischio sismico degli edifici esistenti, soprattutto in riferimento al valore storico-artistico dei centri storici del nostro paese.

La conservazione del valore architettonico deve essere per questo combinata con la sicurezza strutturale degli edifici che richiedono, nella maggior parte dei casi interventi atti a mitigare il rischio di danni ingenti.

In questo capitolo si riporta in dettaglio una sperimentazione eseguita su un edificio ad un piano in scala 1:2 in muratura di tufo napoletano e malta di caratteristiche meccaniche scadenti, al fine di indagare il comportamento dinamico di edifici esistenti. Sono stati eseguiti una serie di test su tavola vibrante riproducendo gli accelerogrammi registrati negli ultimi terremoti disastrosi che hanno colpito l'Italia: Irpinia 1980, L'Aquila 2009, Amatrice 2016. Si mostrano in dettaglio la fase di progettazione del provino sulla base delle leggi di similitudine dinamica con l'edificio

prototipo in scala reale; il test setup e la strumentazione adottata; i risultati, la modalità di collasso e il quadro fessurativo riscontrato durante i test sul provino in scala.

Il provino è stato successivamente riparato e rinforzato con tecniche innovative al fine di indagarne l'efficacia, mediante la riproposizione dei test effettuati in precedenza nella configurazione non rinforzata.

5.1.Stato dell'arte

L'interesse verso le strutture in muratura nacque intorno agli anni '80, infatti numerosi sono i test dinamici eseguiti su modelli in scala su edifici in muratura di diversa natura, al fine di indagare l'effetto dei terremoti su tali tipologie di strutture (**Zhu - 1986, Tomazevic et al. - 1992, Modena et al. - 1992, Costley and Abrams - 1996, Magenes et al. - 2010**).

Sulla base delle conoscenze acquisite in merito ai meccanismi di collasso fondamentali per le strutture in muratura sono state eseguite prove su tavola vibrante al fine di indagare l'efficacia di interventi tradizionali con l'obiettivo di mitigarne il rischio. In **Benedetti et al. (1998)** si mostrano prove su 24 provini in scala 1:2 a due piani in cui si indaga l'efficacia di differenti sistemi di connessione in acciaio tra il solaio e le murature al fine di incrementare la capacità sismica dell'edificio. Anche in **Mendes et al. (2014)** si analizza l'efficacia di un sistema di collegamento in acciaio tra solaio e struttura muraria al fine di evitare meccanismi fuori piano su due provini rappresentativi di edifici tipici esistenti in Portogallo in scala 1:3. In **Dolce et al. (2008)** si indaga l'efficacia del metodo CAM (Cerchiatura Attiva Manufatti), basata sull'uso di nastri pretesi che confinano in maniera attiva la struttura, mediante prove dinamiche su un edificio in scala 2:3. **Mazzon et al. (2009)** indagano, invece, sull'influenza di iniezioni con malta di calce idraulica naturale su un

edificio di tre piani in muratura di pietra e con solai in legno in scala 2:3. In **Magenes et al. (2012a e 2012b)** due edifici aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche dell'edificio il cui test è presentato in **Magenes et al. (2010)** sono rinforzati il primo mediante un sistema di connessione con un profilo di acciaio ad L collegato alla muratura e ai travetti del solaio, mentre il secondo mediante la realizzazione di un cordolo esterno in c.a. ed incrementando la rigidità e il comportamento a diaframma dei solai.

Negli ultimi anni, invece, sono state investigate tecnologie di rinforzo con materiali innovativi. **Langone et al. (2007)** presentano test su tavola vibrante su due edifici danneggiati e poi riparati con tecniche innovative: il primo con strisce in GFRP impregnate con resina epossidica, mentre il secondo con rete in GFRP con malta fibro-rinforzata e successivamente anche con catene in barre pultruse in fibra di carbonio di 8 mm di diametro. Nel 2009, **Bairrao e Falcao Silva (2009)** testano due tipologie di rinforzo eseguiti con l'ausilio di una rete polimerica immersa in una matrice organica, nel primo caso ponendo il sistema nei giunti di malta orizzontali, nel secondo caso fasciando l'intera struttura in verticale conferendo maggiore duttilità. **Xu et al. (2012)** indagano l'efficacia, mediante prove dinamiche su un edificio in scala 1:4 a due piani e due campate, di una tecnica di rinforzo eseguita con lamine pultruse in fibra di carbonio e in fibra di basalto. Nel 2016, **Saleem et al. (2016)** mostrano i risultati di una campagna sperimentale eseguita su cinque edifici in muratura in scala 1:4 rinforzati con tessuti in GFRP impregnati con resina epossidica disposti in differenti configurazioni per incrementare la resistenza fuori piano e nel piano dell'edificio.

5.2. Programma sperimentale

Il programma sperimentale ha previsto in primo luogo lo studio del comportamento dinamico di una unità strutturale ad un piano, caratterizzata da una tessitura muraria storica, tipica del napoletano, e con copertura in legno a semplice orditura.

L'edificio prototipo ha una larghezza in pianta di 5,4x5,4 m e un'altezza di 4,6 m e uno spessore della muratura di 40 cm. Presenta un'apertura di 1,6x3,0 m sulla parete 1 e due finestre di 1,6x1,6 m sulle pareti 3 e 4 e, infine, una parete cieca. Il solaio in legno di abete, riproduce un solaio esistente con travetti 20x20 cm ordini in una sola direzione, il tavolato e un gretonato di circa 8 cm di altezza.

Si riporta di seguito l'analisi del peso della struttura muraria, considerando un peso specifico della muratura di 1600 kg/m^3 , e del solaio dell'edificio prototipo. La massa del sistema murario è di circa 51,5 t, mentre il peso del solaio comprensivo dei sovraccarichi in condizione sismica è pari a circa 6 t.

Tabella 5.1 Peso della struttura muraria dell'edificio prototipo

DATI GEOMETRICI	
PIANTA	L1 (m) 5,4
	L2 (m) 4,6
	s (m) 0,4
	l1 (m) 1,6
	l2 (m) 1,6
PROSPETTO	d1 (m) 3
	d2 (m) 2,1
	H (m) 4,6
CARICHI	
MURATURA	w kN/mc 16

PARETE	L	h	s	Wp	Wv	W
1	5,4	4,6	0,4	158,98	30,72	128,26
2	5,4	4,6	0,4	158,98	0	158,98
3	4,6	4,6	0,4	135,42	21,504	113,92
4	4,6	4,6	0,4	135,42	21,504	113,92
				589		515

Tabella 5.2 Peso del solaio dell'edificio prototipo

TRAVETTI	0,20 x 0,20 x 5,0 x 2,8 x 5,0=	kN 2,8
TAVOLATO	0,05 x 25 x 2,8=	3,5
		6,3
GRETONATO	0,08 x 25 x 7,0=	14
MASSETTO	0,03 x 25 x 18=	13,5
PAVIMENTO	0,02 x 25 x 20=	10
		37,5
Qk	2,0 x 25=	50
G1k + G2k + 0,3 Qk	6,3 + 37,5 + 0,3 x 50=	58,8

Le analisi dinamiche preliminari hanno l'obiettivo di determinare il periodo proprio della struttura, che varia in relazione del sistema resistente che reagisce alle sollecitazioni dinamiche, ossia per singoli elementi resistenti o in maniera globale. Allo scopo, sono stati messi a punto diversi modelli matematici corrispondenti ai differenti

comportamenti dinamici in funzione del grado di efficacia delle connessioni, tale che la struttura sia assimilabile ad un rudere (rigidezza affidata ai soli pannelli di maschio) o ad un organismo a comportamento scatolare (modello a shell e a telaio a nodi rigidi).

Le analisi previsionali eseguite hanno indagato sia sul comportamento globale del provino che sul comportamento locale delle pareti. Per l'analisi globale è stato realizzato un modello agli elementi finiti di tipo tridimensionale, del quale se ne riporta una immagine in Figura 5.1. Per indagare sul comportamento fuori dal piano delle pareti sono state eseguite delle analisi cinematiche considerando le stesse pareti come dei macro elementi.

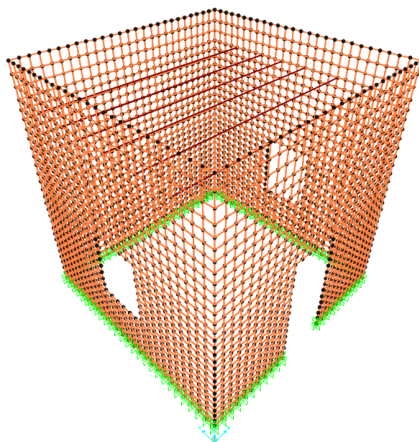


Figura 5.1 Modello tridimensionale agli elementi finiti

Con l'obiettivo di testare l'organismo strutturale in esame, su tavola vibrante, è stato messo a punto, attraverso il criterio di similitudine dinamica, un modello in scala 1:2 che riproduca fedelmente, con la pezzatura ridotta degli elementi, le connessioni del caso reale precedentemente analizzate e per le quali è stato studiato un sistema di miglioramento attraverso una tecnica tradizionale che adopera materiali innovativi.

La similitudine tra il modello e il prototipo dell'edificio in esame è garantita dalle similitudini geometrica, cinematica e dinamica. Per ottenere l'equivalenza tra il modello e il prototipo, è necessario definire il fattore di scala di tre parametri indipendenti, dai quali calcolare successivamente gli altri parametri dipendenti. Dunque, posti il fattore di scala del modulo di elasticità e dell'accelerazione uguale a 1 e considerata la scala delle lunghezze pari a 0,5, si ottengono i fattori di scala degli altri parametri attraverso un'analisi dimensionale:

Tabella 5.3 Fattori di scala

Grandezza	Dimensione	Fattore di scala target
Lunghezza	[L]	0.5
Accelerazione	[L T ⁻²]	1
Modulo di elasticità	[M L ⁻¹ T ⁻²]	1
Periodo	[T]	0.707
Frequenza	[T ⁻¹]	1.414
Massa	[M]	0.25
Rigidità	[MT ⁻²]	0.5

Il fattore di scala del modello è stato stabilito sulla base delle limitazioni geometriche (3,00x3,00 m²) e di peso (20 tonnellate) della tavola vibrante sulla quale è stato poi testato.

Il provino è stato realizzato con blocchi di tufo giallo napoletano tagliati *ad hoc* in dimensioni 320x200x110 mm posizionati con l'ausilio di una malta di basse caratteristiche meccaniche in modo da simulare le proprietà delle malte tipiche di murature storiche. Il campione presenta una parete (Parete 1) con un'apertura 800x1500 mm², una parete cieca (Parete 2), e due pareti con finestre di dimensioni 800x1050 mm² (Parete 3 e Parete 4). In Figura 5.2 si riportano gli schemi esecutivi della realizzazione del provino.

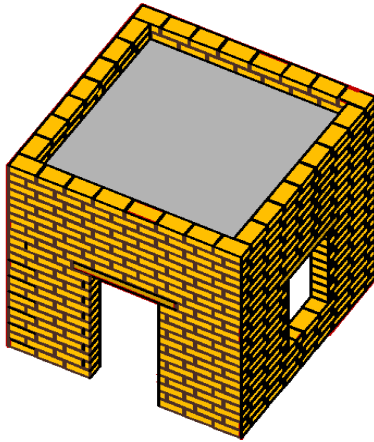
La tessitura è stata realizzata a una testa secondo una modalità costruttiva tradizionale delle murature di tufo e sfalsando i filari nel nodo in modo da realizzare uno "scarso" grado di ammorsamento tra i due paramenti (le pareti ortogonali 3 e 4 si innestano per una profondità di soli 6 cm nelle pareti 1 e 2, circa 1/3 dello spessore della muratura).

Il provino è stato realizzato su una base metallica cava ben ancorata alla tavola vibrante mediante perni di collegamento, riempita con un getto di malta cementizia in modo da simulare la fondazione del sistema murario.

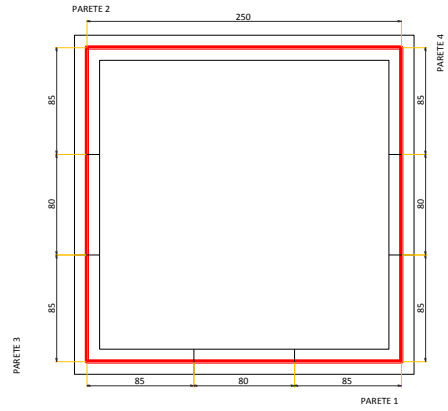
Il solaio è stato realizzato in travetti di legno di abete di dimensioni 100x100x2500 mm disposti ad un interasse di 380 mm orditi lungo la direzione ortogonale alle pareti 3 e 4, al disopra dei quali sono state disposte tavole di spessore pari 22 mm e un getto di completamento in malta (peso specifico di 1600 kg/m³) di spessore pari a 5 cm che simula il massetto di riempimento di solai tipici del napoletano.

Per la similitudine dinamica, essendo il fattore di scala della massa pari a 0,25, la masse del modello deve essere pari a 15 t. Il peso dell'apparato murario del modello è di circa 6,5 t, mentre quella del solaio è di circa 1 t, per cui è necessario raddoppiare le masse. Si è stabilito, quindi, di integrare il getto di massetto di ulteriori 5 cm e di posizionare in maniera distribuita sulla superficie del solaio un numero complessivo di 38 sacchi di cemento da 25 kg per ottenere una massa totale di 1 t ad integrazione del peso del solaio.

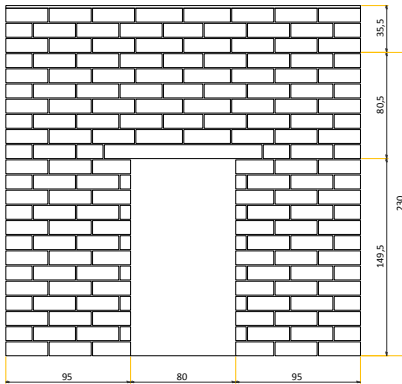
Considerato che la massa sollecitata dall'azione dinamica afferisce al piano del solaio è stato progettato un sistema di masse aggiuntive in acciaio da posizionare al di sopra del cordolo in muratura, che simulasse la massa sismica della metà dell'apparato murario, come mostrato in Figura 5.4. In Figura 5.5 si riporta una sezione di dettaglio e il posizionamento delle masse.



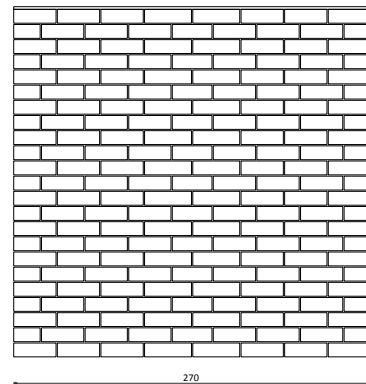
Schema assonometrico



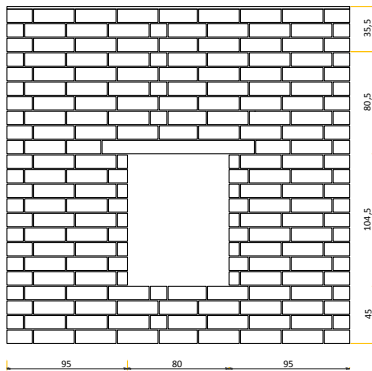
Pianta



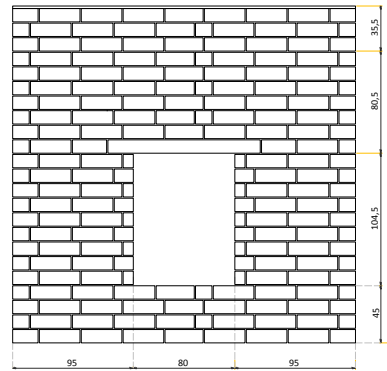
Parete 1



Parete 2



Parete 3



Parete 4

Figura 5.2 Disegni esecutivo di realizzazione del provino

In Figura 5.3 si mostrano le fasi realizzative del campione.



Parete 1



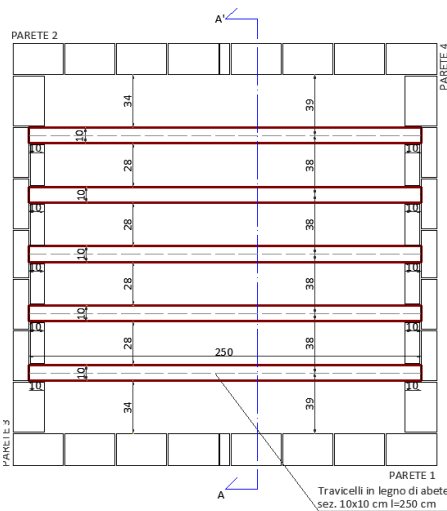
Parete 4



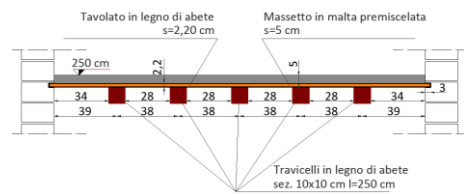
Piattabanda



Ammorsamento



Schema solaio



Travetti



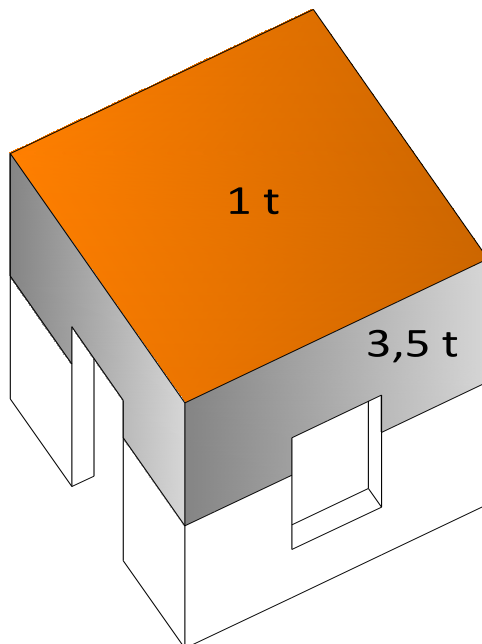
Tavolato



Muretto superiore



Figura 5.3 Fasi realizzative



MASSA AGGIUNTIVA (t)

Solaio	1 t
Muratura	3,5
Totale	4,5 t

Figura 5.4 Schema distribuzione masse aggiuntive

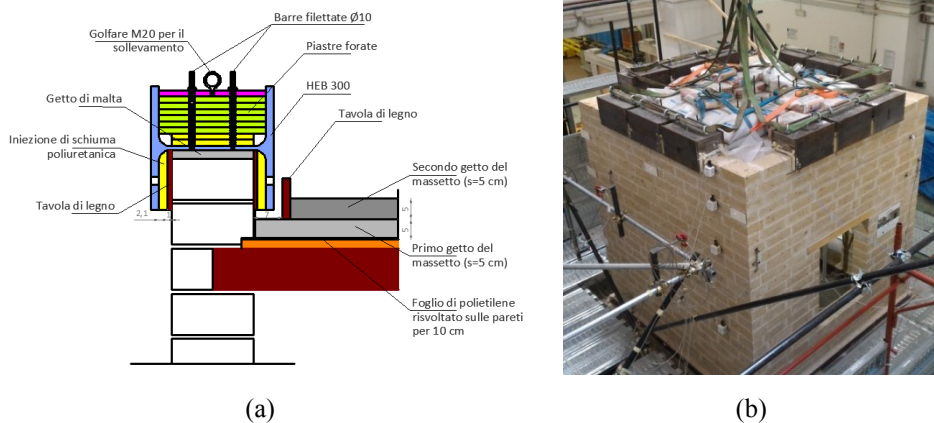


Figura 5.5 Massa aggiuntiva: (a) Sezione di dettaglio; (b) Posizionamento masse

5.3. Caratterizzazione dei materiali

Sono state eseguite prove di caratterizzazione sull'elemento lapideo, sulla malta di allettamento e sul "materiale muratura" al fine di determinare le principali caratteristiche meccaniche degli stessi.

Le prove sul tufo, impiegato per la realizzazione del manufatto, consistono in prove di compressione monoassiale su n.6 cubetti di dimensioni 70x70x70 mm, secondo la disposizione della norma europea **UNI EN 1926:2000**, con velocità di prova di 0,01 mm/s.

In Tabella 5.4 si riportano le dimensioni dei provini, la forza massima registrata, F , la corrispondente tensione massima, σ_c , il valore medio di resistenza a compressione, $\sigma_{c,m}$, la deviazione standard, Dev.St., il coefficiente di variazione, CV, e il valore caratteristico di resistenza a compressione, f_{bk} , assunto pari al 75% della resistenza media in accordo al Par. 11.10.3.1.2 del **D.M. 14/01/2008**. Dalle prove effettuate è emersa una resistenza a compressione media di 6,05 MPa con un coefficiente di variazione pari a circa 9%.

Tabella 5.4 Risultati prove di compressione su cubetti di tufo

Provino	b	l	h	F	σ_c	$\sigma_{c,m}$	Dev.St.	CV	f_{bk}
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
T1	70,17	68,87	69,40	25,35	5,25	6,05	0,55	9,07%	4,54
T2	69,13	71,43	69,08	32,60	6,60				
T3	71,67	69,00	69,34	32,84	6,64				
T4	68,46	71,21	69,66	28,69	5,89				
T5	70,92	68,55	69,75	27,63	5,68				
T6	69,01	71,28	69,11	30,80	6,26				

Per la realizzazione del manufatto è stata utilizzata una malta a base di calce idraulica naturale (NHL) ed Eco-Pozzolana di caratteristiche meccaniche scadenti al fine di simulare le proprietà delle malte di edifici esistenti. Le prove per la caratterizzazione delle malte di allettamento sono state eseguite secondo le disposizioni della norma **UNI EN 1015-11:2007**. La stessa stabilisce di eseguire su ogni campione prismatico di dimensioni 160x40x40 mm una prima prova a flessione su tre punti ed una successiva prova a compressione sui due monconi, ottenuti dalla rottura a seguito della prova a flessione.

In Tabella 5.5 sono riportati i valori sperimentali della resistenza a flessione, f_f , e della resistenza a compressione, σ_c , con i rispettivi valori della media, della deviazione standard e del coefficiente di variazione. I risultati ottenuti mostrano una resistenza media a flessione $f_f = 0,91$ MPa con un coefficiente di variazione del 39%, e una resistenza a compressione $\sigma_c = 2,38$ MPa con un coefficiente di variazione pari a 27%; pertanto, la malta può essere classificata come classe M2.5, secondo le disposizioni della norma **UNI EN 998-2:2010**.

Tabella 5.5 Risultati prove su elementi di malta

NOME	B	H	F _t	f _t	Media	Dev.St.	CV	Compr.	F _c	σ _c	Media	Dev.St.	CV																																																
	mm	mm	kN	MPa	MPa	MPa	%		kN	MPa	MPa	MPa	MPa	%																																															
M1	39,87	40,43	0,56	1,29	0,91	0,35	39%	A	4,94	3,10	2,38	0,63	27%																																																
								B	5,15	3,23																																																			
M2	40,04	39,57	0,40	0,96				0,91	0,35	39%				A	3,66	2,29	2,38	0,63	27%																																										
														B	3,19	1,99																																													
M3	40,15	39,94	0,24	0,56										0,91	0,35	39%				A	2,85	1,77	2,38	0,63	27%																																				
																				B	2,72	1,69																																							
M4	39,83	38,94	0,39	0,97																0,91	0,35	39%				A	3,38	2,12	2,38	0,63	27%																														
																										B	3,19	2,00																																	
M5	39,78	41,41	0,13	0,29																						0,91	0,35	39%				A	2,37	1,49	2,38	0,63	27%																								
																																B	2,92	1,84																											
M6	40,38	41,76	0,30	0,64																												0,91	0,35	39%				A	3,18	1,97	2,38	0,63	27%																		
																																						B	2,86	1,77																					
M7	39,94	40,97	0,56	1,25																																		0,91	0,35	39%				A	5,11	3,20	2,38	0,63	27%												
																																												B	5,10	3,19															
M8	39,87	39,53	0,38	0,91																																								0,91	0,35	39%				A	3,67	2,30	2,38	0,63	27%						
																																																		B	3,81	2,39									
M9	39,94	40,9	0,58	1,30																																														0,91	0,35	39%				A	5,07	3,17	2,38	0,63	27%
																																																								B	5,19	3,25			

Infine, è stata eseguita una prova di compressione uniassiale su un elemento di dimensioni 650x620x200 mm costituito da pietra e malta al fine di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura, secondo le disposizioni della norma europea **UNI EN 1052-1:2001**. Al fine di definire il legame costitutivo del materiale e le relative proprietà meccaniche sono stati posizionati n.2 LVDT in posizione verticale e n.1 LVDT in posizione orizzontale nella mezzeria del provino, simmetricamente sulle due facce, come mostrato in Figura 2.6. I risultati della prova, condotte con una velocità di carico costante di 0,15 mm/s, sono riportati in Tabella 5.6.

Tabella 5.6 Risultati prova di compressione muretto

Base	b	650	mm
Altezza	h	620	mm
Spessore	s	200	mm
Forza massima	F_{max}	599	kN
Tensione massima	σ_{max}	4,61	MPa
Modulo Elastico medio	E_m	1981	MPa

Si evidenzia una resistenza a compressione pari a 4,61 MPa e un modulo elastico pari a 1980 MPa. I valori ricavati dalle disposizioni normative del **D.M. 14/01/2008** rispettivamente per la resistenza a compressione, f_k , pari a 2,77 MPa (tabella 11.10.VI) e per il modulo elastico 2770 MPa (pari a $1000f_k$) risultano differenti rispetto ai relativi valori sperimentali.

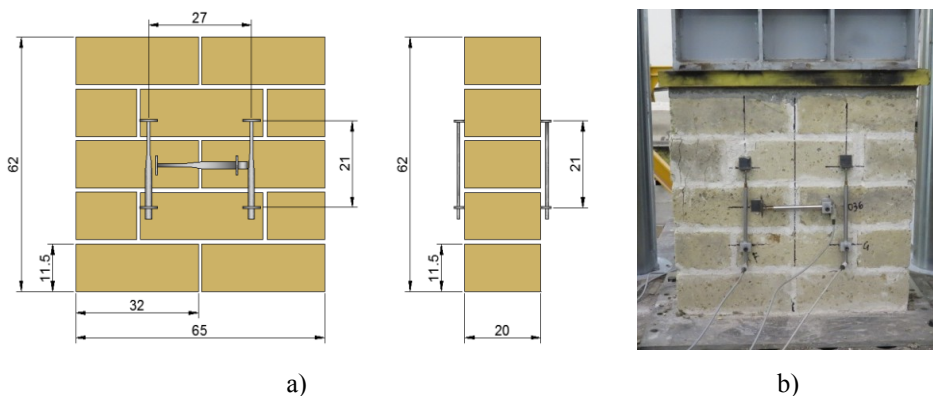


Figura 5.6 (a) Setup prova a compressione muratura; (b) provino in fase di prova

5.4. Procedura e setup di prova

I test sono stati eseguiti su una delle due tavole vibranti presenti presso il Laboratorio del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II". Il sistema consiste in due tavole vibranti quadrate di circa 3 metri, ciascuna caratterizzata da due gradi di libertà orizzontali. Il massimo carico di ciascuna tavola vibrante è pari a 200 kN con un range di frequenza da 0-50 Hz, con un picco di accelerazione pari a 1, un picco di velocità pari a 1 m/sec e uno

spostamento totale pari a 500 mm (± 250 mm). Il sistema idraulico è composto da 6 gruppi di pompaggio con una capacità massima pari a 2500 l/min. Le prove sono state eseguite imponendo un input sismico monodirezionale, nel verso ortogonale alle pareti 1 e 2.

Le prove dinamiche eseguite hanno previsto l'utilizzo dei segnali degli eventi sismici maggiormente significativi avvenuti negli ultimi anni in Italia. Le *time history* adottate sono state elaborate estraendo le "parti significative" delle registrazioni originali. Le stesse registrazioni sono state scalate per tener conto delle dimensioni del provino in scala 1:2. Le registrazioni accelerometriche sono state elaborate seguendo le leggi di scalatura di Moncarz & Krawinkler: in particolare il fattore "tempo" subisce una contrazione rispettando la legge $1/\sqrt{S_d}$ ove S_d è il fattore di scala della "lunghezza" pari a 2, da cui il fattore di scala utilizzato è pari 0,71. In particolare sono stati adottati i seguenti segnali:

- segnale random artificiale (RND) con un alto contenuto in frequenza della durata di 60 sec, eseguito per l'identificazione dinamica del campione nelle varie fasi dei test eseguiti;
- segnale della stazione di Amatrice (AMT_EST) con valore della PGA pari a $4,25 \text{ m/s}^2$ della durata di 17 sec riferita all'evento sismico del 24/08/2016 di Rieti;
- segnale della stazione di L'Aquila-V.Aterno-Centro Valle (AQV_EST) con un valore di PGA pari a $6,44 \text{ m/s}^2$ della durata di 21 sec riferita all'evento sismico del 06/04/2009 di L'Aquila;
- segnale della stazione di L'Aquila-V.Aterno-Aquil Park Ing (AQK_Nord) con un valore di PGA pari a $3,47 \text{ m/s}^2$ della durata di 21 sec riferita all'evento sismico del 06/04/2009 di L'Aquila;

- segnale della stazione di Calitri (CLT_EST) con valore di PGA pari a $1,72 \text{ m/s}^2$ della durata di 60 sec riferita all'evento sismico del 23/11/1980 dell'Irpinia.

In Tabella 5.7 si riportano le caratteristiche principali in dettaglio dei segnali adottati, mentre in Figura 5.7 le *Time-History* nella configurazione scalata:

Tabella 5.7 Caratteristiche segnali

Codice	Stazione	Evento	Direzione	Data (Ora)	M _w	M _L	R _{epi} [km]	PGA [m/s ²]	Database
AMT	Amatrice	Rieti	E-W	24/08/2016 (01:36)	6,0	6,0	8,9	4,25	ESM
AQV	L'Aquila- V.Aterno- Centro Valle	L'Aquila	E-W	06/04/2009 (01:32)	6,3	5,9	4,9	6,45	Itaca
AQK	L'Aquila- V.Aterno- Aquil Park Ing	L'Aquila	N-S	06/04/2009 (01:32)	6,3	5,9	1,8	3,47	Itaca
CLT	Calitri	Irpinia	E-W	23/11/1980 (18:34)	6,9	6,5	18,8	1,72	Itaca

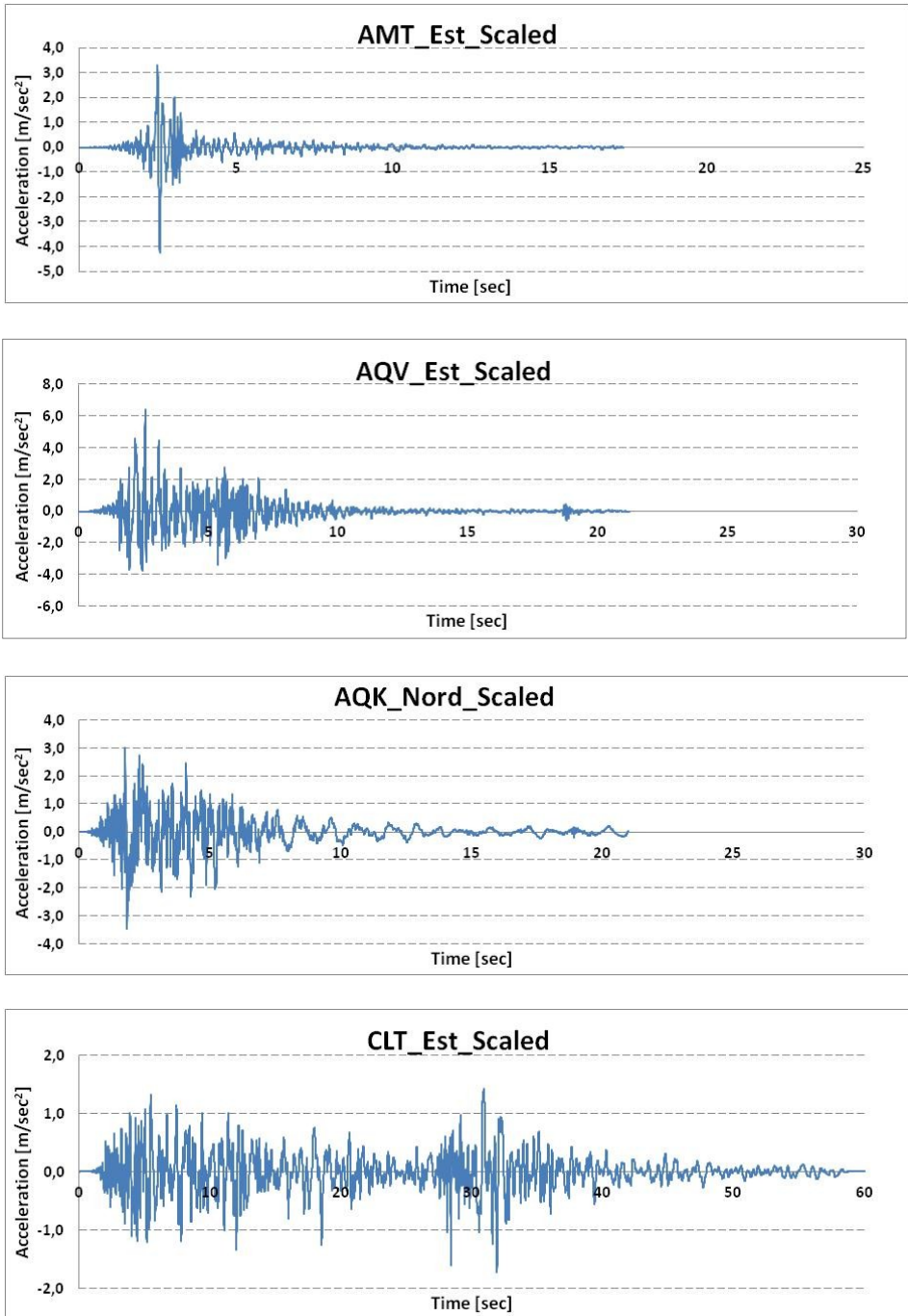


Figura 5.7 Time-History

I segnali così ottenuti sono stati opportunamente scalati a diversi valori di PGA al fine di evidenziare l'incremento di danno al crescere dell'intensità del segnale, come mostrato in tabella.

In Tabella 5.8 si riportano il numero progressivo dei test eseguiti, la sigla identificativa del i-esimo test, il segnale di riferimento, il fattore di scala adottato, la PGA attesa di riferimento, la PGA effettiva registrata alla base dall'accelerometro posto sulla fondazione del provino (A14), e il degrado in frequenza registrato in corrispondenza delle random eseguite rispettivamente per il provino non rinforzato e rinforzato.

Si evidenzia che i segnali AQK_Nord e CLT_Est pur scalati ad intensità elevate non hanno prodotto alcun fenomeno di danno non risultando significativi, come evidenziato anche dal non effettivo cambiamento della frequenza propria del sistema a seguito della loro esecuzione.

Al fine di valutare il comportamento globale e locale del provino sono stati posizionati n. 17 accelerometri triassiali, indicati con la lettera A, di cui n.1 (A8) sul solaio di copertura e i restati nelle posizioni descritte in Figura 5.8, al fine di definire un profilo di accelerazioni verticale in differenti posizioni: A1-A4 lungo il maschio murario della parete 1; A5-A7 lungo la fascia di piano della parete 1; A9-A14 (quest'ultimo posto sulla fondazione del provino) lungo la verticale della parete 2 in corrispondenza dei simmetrici posti sulla parete 1 (A1-A4); A15-A17 posti sulla parete 3. Inoltre, sono stati posizionati n. 9 puntatori laser, indicati con la lettera W, al fine di definire gli spostamenti indotti durante i test di prova. In particolare, W5-W8-W9 sono stati posti a quota 224 cm ai due estremi ed in mezzeria della parete 2, W6-W7 sono stati posti a quota rispettivamente 178 cm e 86 cm lungo la verticale al di sotto di W5; infine W2-W3-W4 sono stati posti alle stesse quote dei precedenti sulla parete 4. Infine, n.10 lvdt sono stati posti per la registrazione di differenti

possibili fenomeni di collasso: L1-L9-L10 posti per la registrazione del fenomeno di *rocking*; L2 posto a cavallo dell'ammorsamento tra le pareti 1 e 4 per registrare il ribaltamento della parete 1; L3-L6 per registrare la separazione della fascia di piano dai maschi murari; L4-L5 per la rottura a taglio della fascia di piano della parete 4; L7-L8 per la rottura a taglio del maschio murario della parete 4.

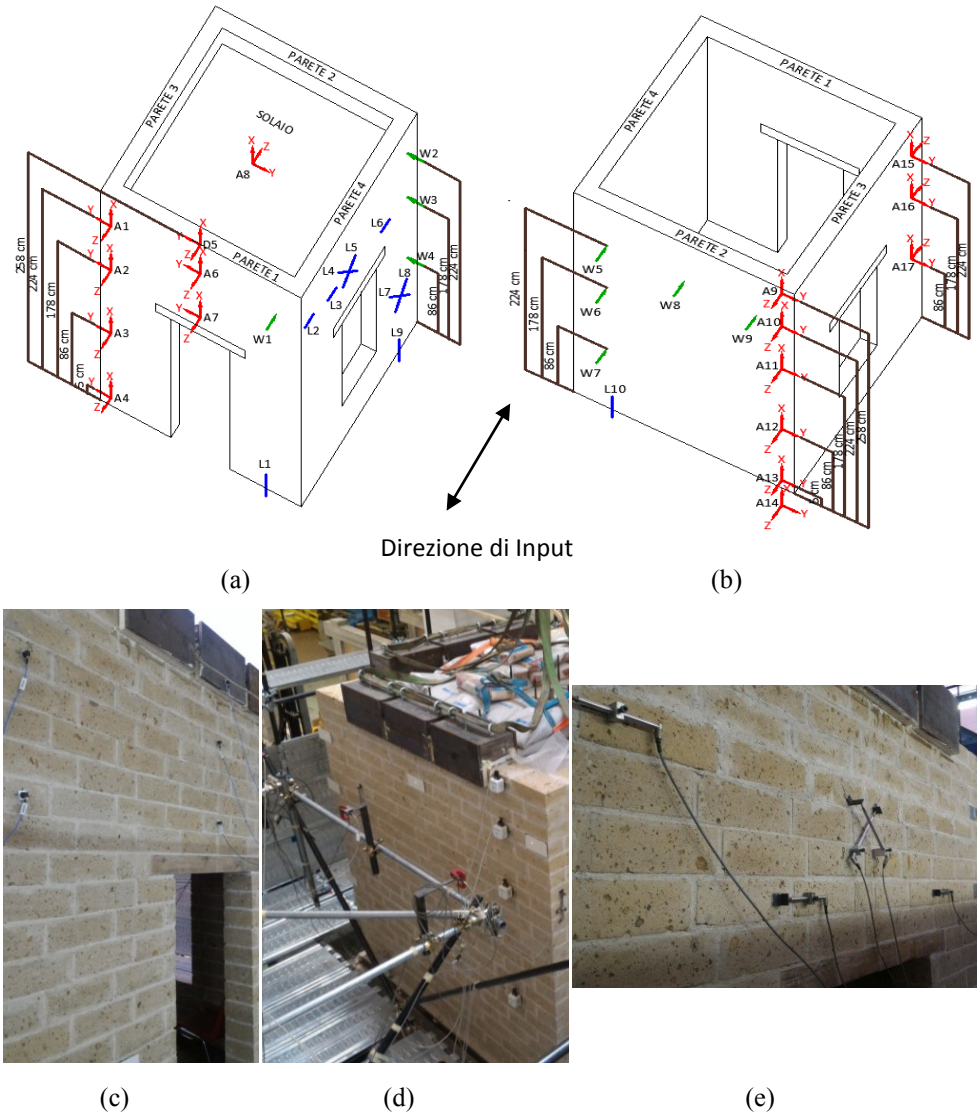


Figura 5.8 (a) Schema strumentazione Pareti 1 e 4; (b) Schema strumentazione pareti 2 e 3; (c) Accelerometri; (d) Laser; (e) LVDT.

Tabella 5.8 Programma dei test effettuati su provino non rinforzato

Provino Non rinforzato				Segnale	S.F. [%]	PGA _{attesa} [g]	Provino Rinforzato			
n°	ID	PGA _{eff} [g]	f [Hz]				n°	ID	PGA _{eff} [g]	f [Hz]
1	RND1	N/D	19,5	RANDOM	10%	N/D	1	RND1	N/D	19,5
2	TH1	0,35	-	AMT_EST	5%	0,21	-	-	-	-
3	TH2	0,66	-	AMT_EST	10%	0,43	-	-	-	-
4	TH3	0,95	-	AMT_EST	20%	0,85	-	-	-	-
5	TH4	1,28	-	AMT_EST	30%	1,28	-	-	-	-
6	TH5	1,67	-	AMT_EST	40%	1,70	-	-	-	-
7	TH6	2,15	-	AMT_EST	50%	2,13	2	TH1	1,66	-
8	TH7	3,12	-	AMT_EST	75%	3,19	3	TH2	2,44	-
9	TH8	3,47	-	AMT_EST	85%	3,61	-	-	-	-
10	RND2	N/D	19,5	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
11	TH9	4,07	-	AMT_EST	100%	4,25	4	TH3	3,19	-
12	RND3	N/D	19,5	RANDOM	10%	N/D	5	RND2	N/D	19,5
13	TH10	0,72	-	AQV_EST	10%	0,64	-	-	-	-
14	TH11	1,14	-	AQV_EST	20%	1,29	-	-	-	-
15	TH12	3,45	-	AQV_EST	50%	3,22	6	TH4	3,46	-
16	RND4	N/D	17	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
17	TH13	5,66	-	AQV_EST	75%	4,83	7	TH5	5,16	-
18	RND5	N/D	16	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
19	TH14	8,03	-	AQV_EST	100%	6,44	8	TH6	6,85	-
20	RND6	N/D	15	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
21	TH15	8,14	-	AQV_EST	100%	6,44	9	TH7	6,90	-
22	RND7	N/D	14	RANDOM	10%	N/D	10	RND3	N/D	19,5
23	TH16	8,25	-	AQV_EST	100%	6,44	11	TH8	6,75	-
24	RND8	N/D	13	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
25	TH17	8,12	-	AQV_EST	100%	6,44	12	TH9	6,80	-
26	RND9	N/D	12	RANDOM	10%	N/D	13	RND4	N/D	19,5
27	TH18	10,53	-	AQV_EST	125%	8,05	14	TH10	8,19	-
28	RND10	N/D	12	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
29	TH19	10,96	-	AQV_EST	125%	8,05	15	TH11	8,17	-
30	RND11	N/D	11,5	RANDOM	10%	N/D	-	-	-	-
31	TH20	9,84	-	AQV_EST	125%	8,05	16	TH12	8,18	-
32	RND12	N/D	11,5	RANDOM	10%	N/D	17	RND5	N/D	19,5

Capitolo 5

Non rinforzato				Segnale	S.F. [%]	PGA _{attesa} [g]	Rinforzato			
n°	ID	PGA _{eff} [g]	f [Hz]				n°	ID	PGA _{eff} [g]	f [Hz]
33	TH21	0,34	-	CLT_EST	10%	0,17	-	-	-	-
34	TH22	0,53	-	CLT_EST	25%	0,43	-	-	-	-
35	TH23	1,00	-	CLT_EST	50%	0,86	18	TH13	0,97	-
36	TH24	1,46	-	CLT_EST	75%	1,29	-	-	-	-
37	TH25	1,87	-	CLT_EST	100%	1,72	19	TH14	1,87	-
38	RND13	N/D	12	RANDOM	10%	N/D	20	RND6	N/D	19,5
39	TH26	0,38	-	AQK_NORD	10%	0,35	-	-	-	-
40	TH27	1,03	-	AQK_NORD	25%	0,87	-	-	-	-
41	TH28	2,24	-	AQK_NORD	50%	1,74	21	TH15	1,88	-
42	TH29	3,63	-	AQK_NORD	75%	2,60	-	-	-	-
43	TH30	5,17	-	AQK_NORD	100%	3,47	22	TH16	4,31	-
44	TH31	6,26	-	AQK_NORD	125%	4,34	23	TH17	5,78	-
45	RND14	N/D	12	RANDOM	10%	N/D	24	RND7	N/D	19,5
46	TH32	2,61	-	AMT_EST	75%	3,19	25	TH18	2,52	-
47	TH33	3,42	-	AMT_EST	100%	4,25	26	TH19	3,09	-
48	TH34	3,97	-	AMT_EST	125%	5,31	27	TH20	3,94	-
49	RND15	N/D	11	RANDOM	10%	0,43	-	-	-	-
50	TH35	3,35	-	AMT_EST	100%	4,25	28	TH21	3,13	-
51	TH36	3,99	-	AMT_EST	125%	5,31	29	TH22	4,01	-
52	RND16	N/D	11	RANDOM	10%	N/D	30	RND8	N/D	19,5
53	TH37	4,11	-	AQV_EST	50%	3,22	31	TH23	3,26	-
54	TH38	7,86	-	AQV_EST	100%	6,44	32	TH24	6,74	-
55	TH39	8,93	-	AQV_EST	125%	8,05	33	TH25	8,16	-
56	RND18	N/D	8.5	RANDOM	10%	N/D	34	RND9	N/D	19,5
-	-	-	-	AQV_EST	150%	9,66	35	TH26	9,75	-
-	-	-	-	AQV_EST	175%	11,27	36	TH27	10,80	-
-	-	-	-	AQV_EST	200%	12,88	37	TH28	12,55	-
-	-	-	-	RANDOM	10%	N/D	38	RND10	N/D	16,5
-	-	-	-	AQV_EST	100%	6,44	39	TH29	6,95	-
-	-	-	-	AQV_EST	150%	9,66	40	TH30	9,90	-
-	-	-	-	AQV_EST	175%	11,27	41	TH31	12,64	-
-	-	-	-	AQV_EST	200%	12,88	42	TH32	13,90	-
-	-	-	-	RANDOM	10%	N/D	43	RND11	N/D	15

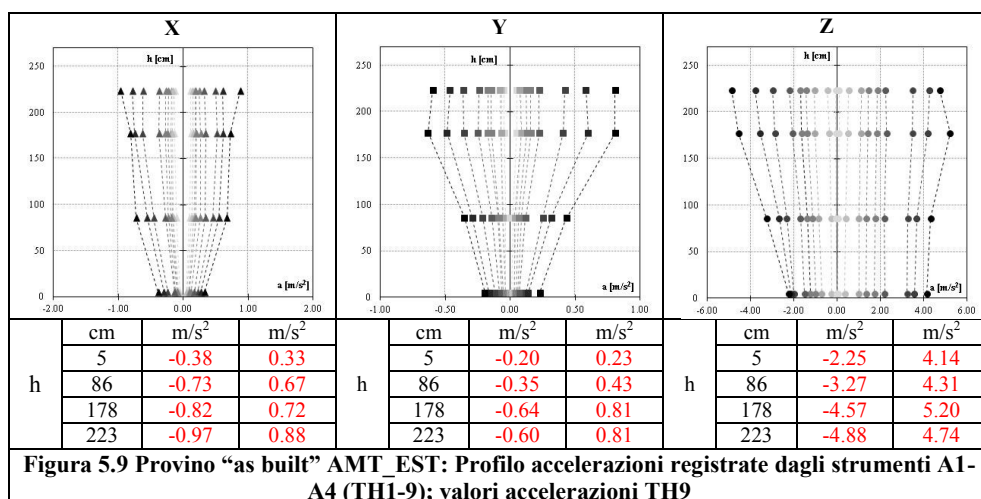
5.5. Risultati sperimentali

5.5.1. Test su provino non rinforzato

Il provino “as built” è stato inizialmente assoggettato ad una prima sequenza di n.9 test con il segnale AMT_EST con un fattore di scala crescente da 5-100%. Durante tale sequenza nessun danno è stato rilevato, ciò è dimostrato anche dal valore costante della frequenza, rilevata nelle prove di identificazione dinamica RND1, RND2 e RND3.

Di seguito si analizzano le registrazioni degli accelerometri disposti lungo la verticale sulla Parete 1 costituita da n.4 accelerometri triassiali, A1-A4, orientati in modo che gli assi X,Y,Z formino una terna levogira; pertanto, la componente X è positiva verso l'alto, la componente Y è positiva alla destra della parete e la componente Z è positiva verso l'esterno della parete, come riportato in Figura 5.8.

Analizzando il profilo di accelerazioni durante la prima sequenza di input (TH1-9), mostrato in Figura 5.9, si evidenzia che le componenti X e Z presentano un andamento lineare fino alla TH9 corrispondente al 100% del segnale, in cui l'accelerometro posto a quota 224 cm registra un incremento maggiore della componente X e un decremento della componente Z nella direzione fuori piano. In definitiva, allo step 100% di AMT_EST, nel punto a quota 224 cm, l'accelerazione risultante ha una direzione che tende maggiormente verso l'alto. La componente Y risulta invece trascurabile, dato che l'accelerazione è imposta nella direzione ortogonale, e presenta in tutti i test un andamento lineare fino a quota 178 cm, assumendo poi un valore uguale alla quota superiore.



Successivamente, il provino è stato sollecitato con il segnale AQV_EST incrementando la PGA fino a un valore atteso pari a 8,05 m/s² corrispondente al 125% del segnale originale.

Durante tale sequenza il provino ha subito i primi danni significativi, ciò è evidenziato anche dalle registrazioni degli accelerometri A1-A4 (Figura 5.10). In particolare è interessante notare che il profilo delle tre componenti risulta lineare fino al 75% del segnale (TH13), durante la quale si osserva nuovamente un incremento della componente X e un decremento della componente Z a quota 224 cm. Nelle prove random a seguito delle TH12 e TH13 si osserva la diminuzione delle frequenza propria del provino. Ciò è stato confermato dalla formazione di microlesioni nei giunti di malta a ridosso della piattabanda della parete 3. Allo step 100% (TH14) l'accelerometro posto al piede della parete registra un maggior incremento della componente Z rispetto alla PGA_{attesa}, facendo, assumere al profilo delle accelerazioni un andamento ad asse spezzato. A quota 224 cm si registra un incremento della componente X di quasi il doppio rispetto allo step precedente (da 5.72 a 11.94 m/s²) mentre la componente Z assume un valore simile (7,89 m/s² e 7,24 m/s²).

Nelle tre successive ripetizioni del 100% del segnale (Figura 5.11) i profili delle accelerazioni subiscono un lieve aumento progressivo del loro valore. Tale risultato trova riscontro nel fatto che l'accelerazione effettiva della tavola aumenta, passando da $8,03 \text{ m/s}^2$ (TH15) a $8,25 \text{ m/s}^2$ (TH16).

Le ultime tre time-history corrispondenti al 125% del segnale confermano il profilo delle accelerazioni rilevato nello step precedente con valori maggiori proporzionali all'incremento di PGA (Figura 5.12). Al termine di tale sequenza la frequenza propria subisce un decremento fino ad un valore pari a 12 Hz. Il danno rilevato, infatti, mostra lesioni su tutte e quattro le pareti murarie che, partendo dai vertici superiori di ciascuna piattabanda, seguono i giunti di malta (elemento debole del sistema) per poi raccordarsi tra loro, creando così una discontinuità tra i due blocchi, superiore ed inferiore, come mostrato in Figura 5.17. Le differenti registrazioni tra gli accelerometri posti alle quote 178 cm e 224 cm, dimostra il movimento asincrono dei due elementi in cui risulta suddiviso il provino.

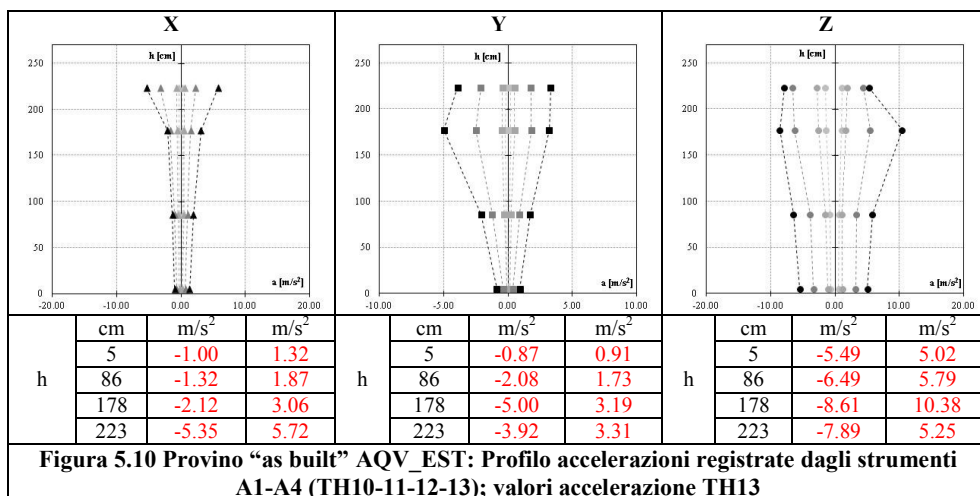
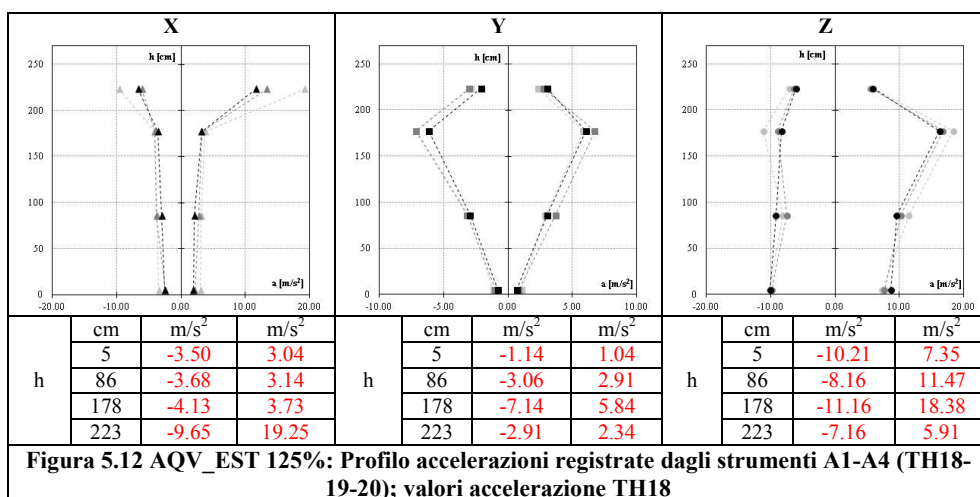
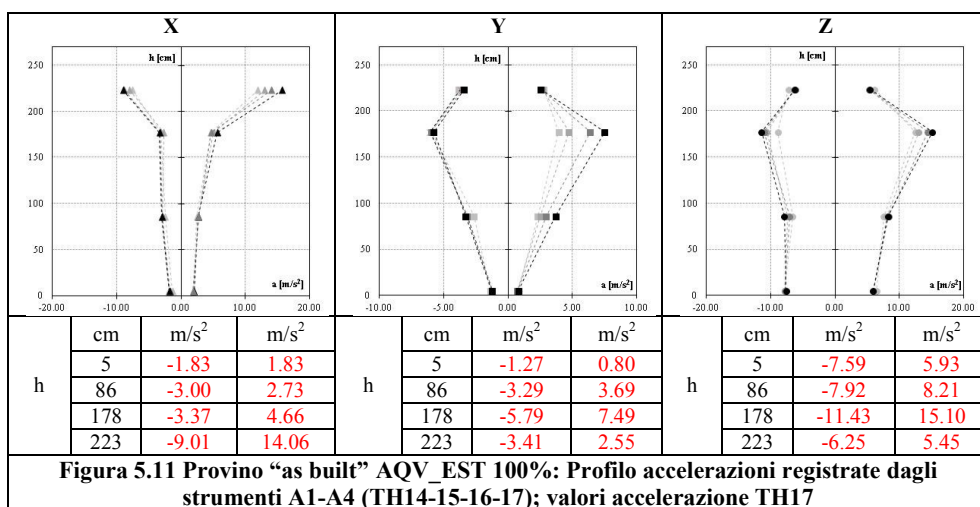


Figura 5.10 Provino “as built” AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH10-11-12-13); valori accelerazione TH13



Nei successivi step, come già specificato in precedenza i segnali CLT_EST e AQK_NORD non risultano essere significativi, in quanto non producono lo stesso effetto del segnale AQV_EST e di conseguenza alcun danno ulteriore. Ciò è confermato dal fatto che al termine delle due sequenze il valore di frequenza risulta inalterato (circa 12 Hz).

Il penultimo step ha riproposto il segnale AMT_EST con incrementi percentuali tra 75-125%. Dall'analisi del profilo delle accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (Figura 5.13) si osserva che l'andamento qualitativo dei profili di accelerazione fino ad un incremento del segnale

del 100% è analogo ai profili ottenuti per la precedente sequenza del segnale (TH1-TH9) ma con un lieve incremento dei valori. Nelle prove con il fattore di scala pari a 125% (TH34 e TH36), invece, il profilo assume un andamento simile a quello registrato per la precedente prova 100% AQP (TH14), ma con un incremento delle accelerazioni di circa 10 m/s^2 , provocando una decremento della frequenza a 11 Hz.

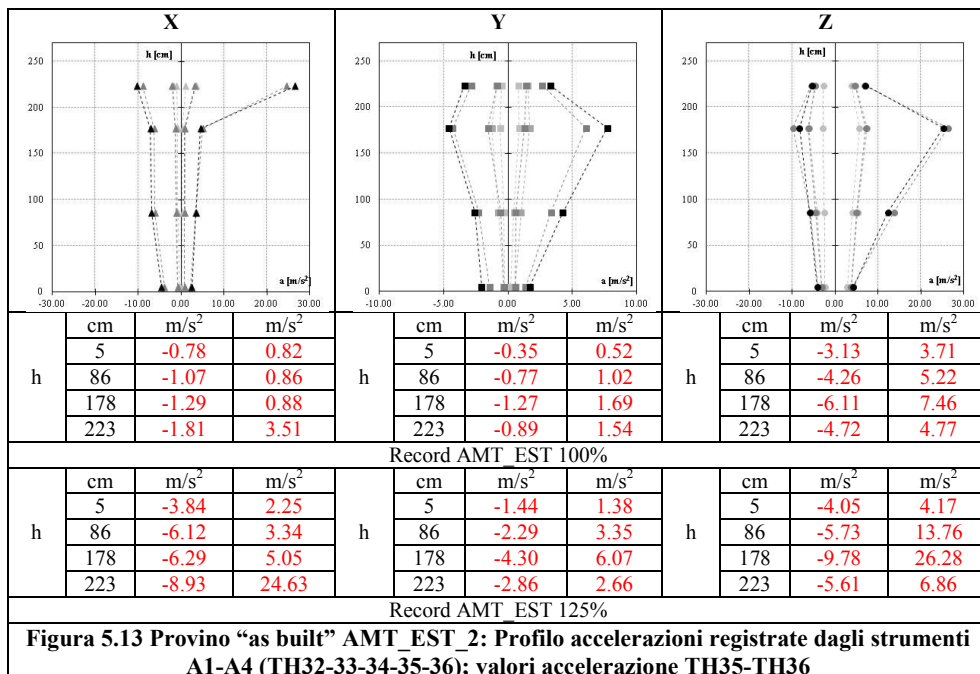


Figura 5.13 Provino “as built” AMT_EST_2: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH32-33-34-35-36); valori accelerazione TH35-TH36

Infine, nell’ultimo step la ripetizione del segnale AQP_EST, scalato a 50%, 100% e 125%, produce un danno significativo al sistema murario.

Infatti, il movimento asincrono dei due elementi, testa e piede, in cui risulta suddiviso il provino ha dato vita anche alla rotazione rigida delle pareti 1 e 2 con il trascinamento dei maschi murari retrostanti; tale cinematico è evidenziato dalle lesioni sulle pareti 3 e 4 che si sviluppano dal vertice basso delle aperture fino alla cerniera ideale posta alla base delle pareti 1 e 2 (blocchi marroni), come mostrato nelle schede di danno successive. Inoltre lo stesso blocco superiore si suddivide a sua

volta in tre blocchi monolitici (blocco verde, blu e magenta) evidenziati dalle lesioni verticali passanti sulle pareti 1, 2 e 4. In Figura 5.14 si mostrano le letture degli LVDT L4-L5 in corrispondenza della lesione sulla parete 4 che nella TH39 raggiunge un'apertura massima di 17 mm.

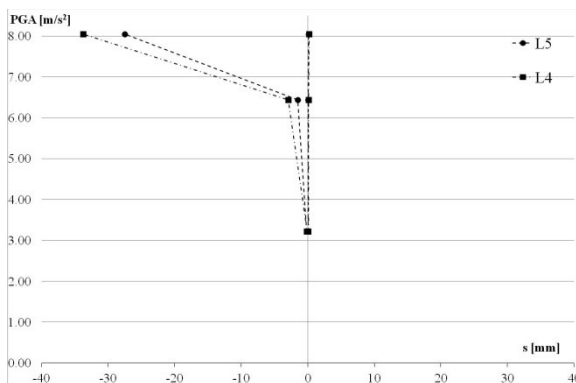
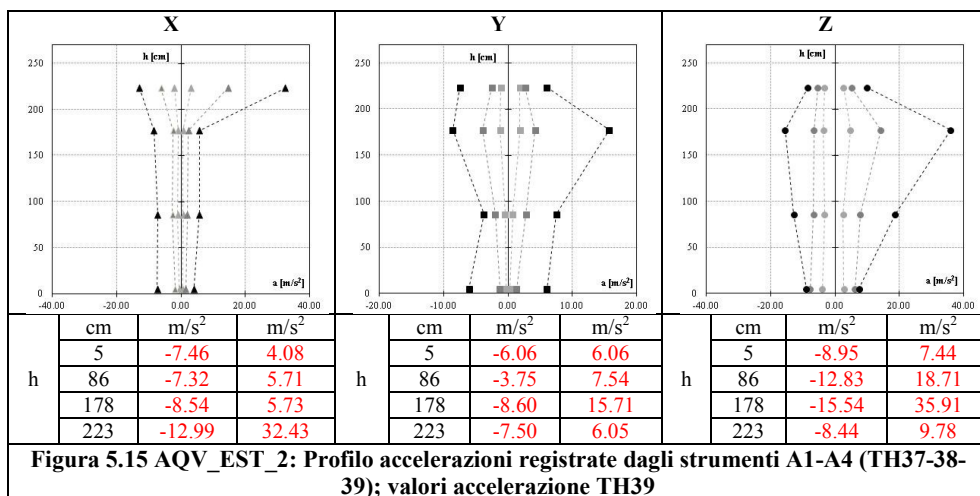


Figura 5.14 Provino “as built” AQV_EST_2: Apertura lesione parete 4 registrata da LVDT L4-L5 (TH37-39)

Il valore della frequenza registrato nella random finale (RND18) si attesta a circa 8,5 Hz, riducendosi così del 46% rispetto al valore iniziale.

Il profilo di accelerazioni mostra ancora il distacco della parte superiore che assume un comportamento dinamico diverso dal sistema sottostante, il quale raggiunge un'accelerazione pari a 35,91 m/s² alla quota 178 cm al disotto della discontinuità tra i due blocchi rigidi.



In Figura 5.16 si mostra l'andamento della frequenza del sistema registrata durante le prove Random. L'andamento decrescente dimostra l'incremento del danno nel sistema.

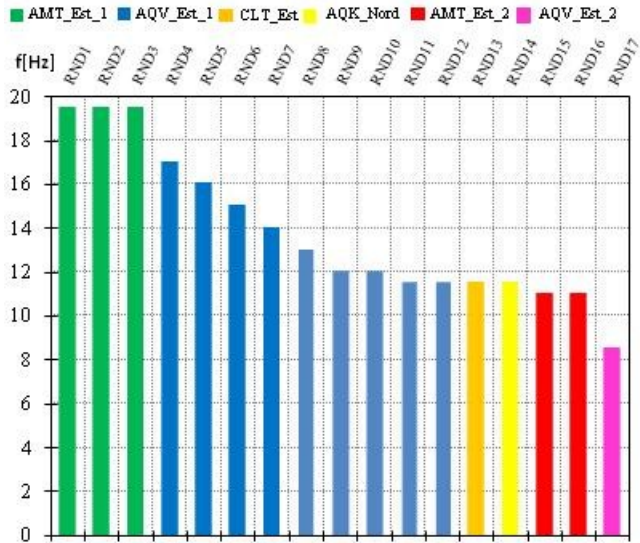


Figura 5.16 Provino non rinforzato: andamento della frequenza del sistema registrata nei test Random

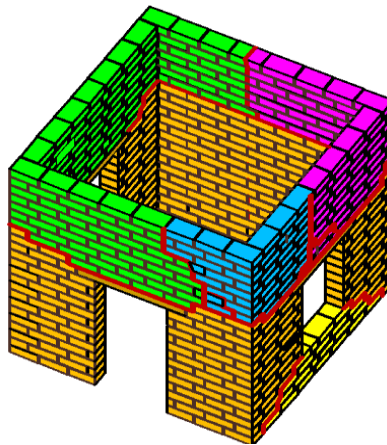


Figura 5.17 Schema quadro fessurativo

Nelle figure successive (Figura 5.17-23) si mostra il quadro fessurativo riscontrato al termine delle sequenze eseguite, in schede di danno di dettaglio e il relativo report fotografico.

PARETE 1 - LATO ESTERNO

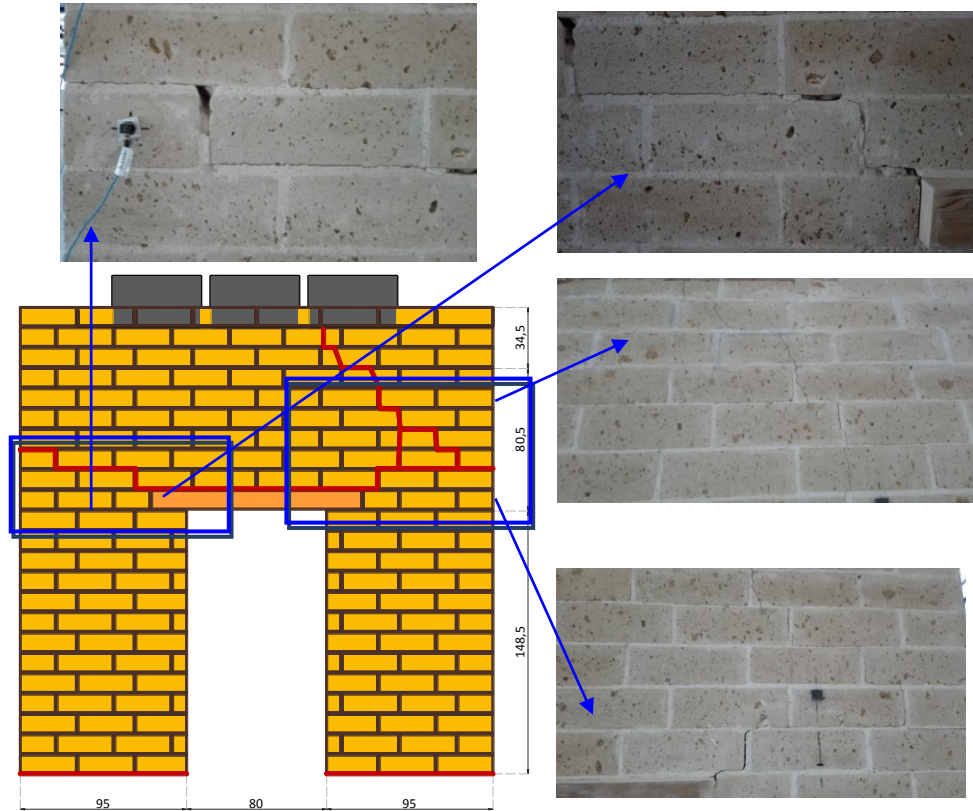


Figura 5.18 Quadro fessurativo Parete 1 – Lato esterno

PARETE 2 - LATO ESTERNO

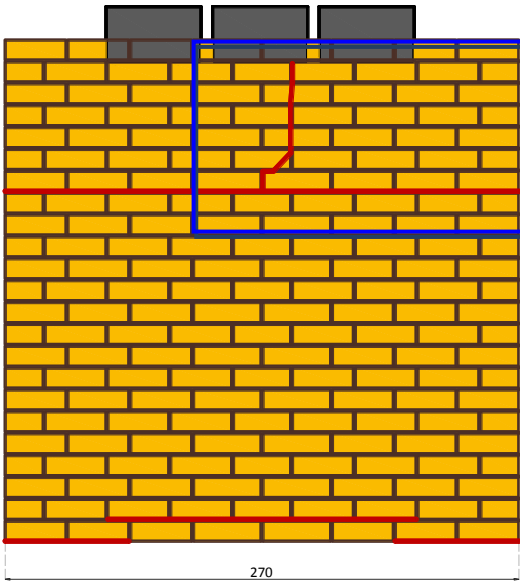


Figura 5.20 Quadro fessurativo Parete 2 – Lato esterno

PARETE 2 - LATO INTERNO

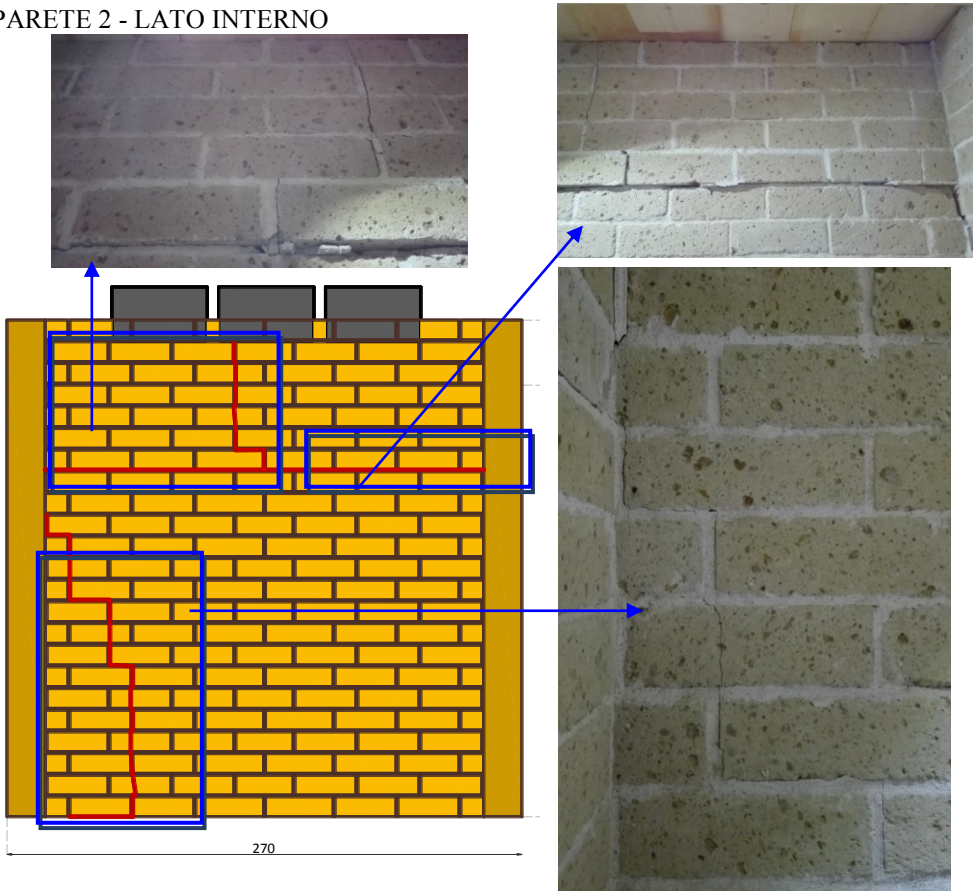


Figura 5.21 Quadro fessurativo Parete 2 – Lato interno

PARETE 3 - LATO ESTERNO

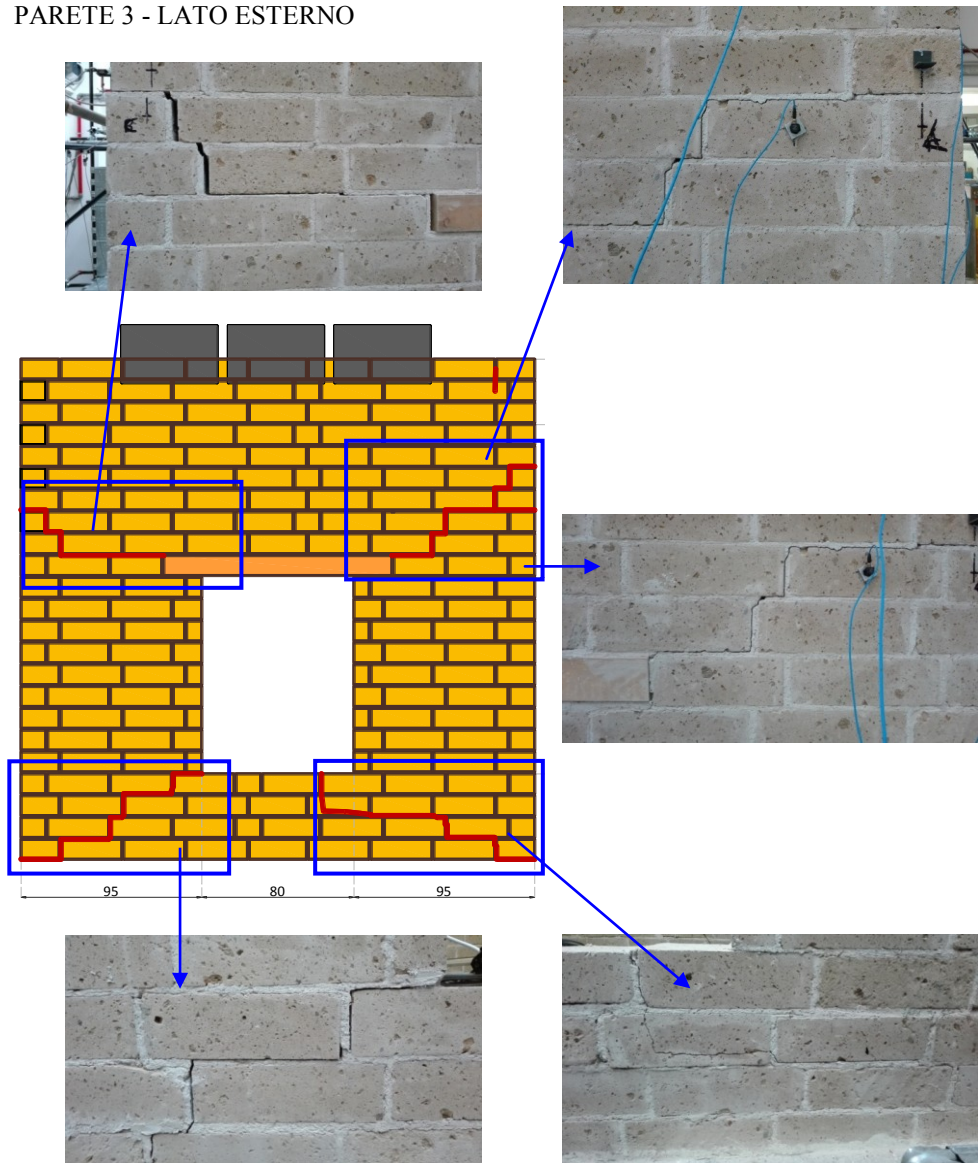


Figura 5.22 Quadro fessurativo Parete 3 – Lato esterno

PARETE 3 - LATO INTERNO

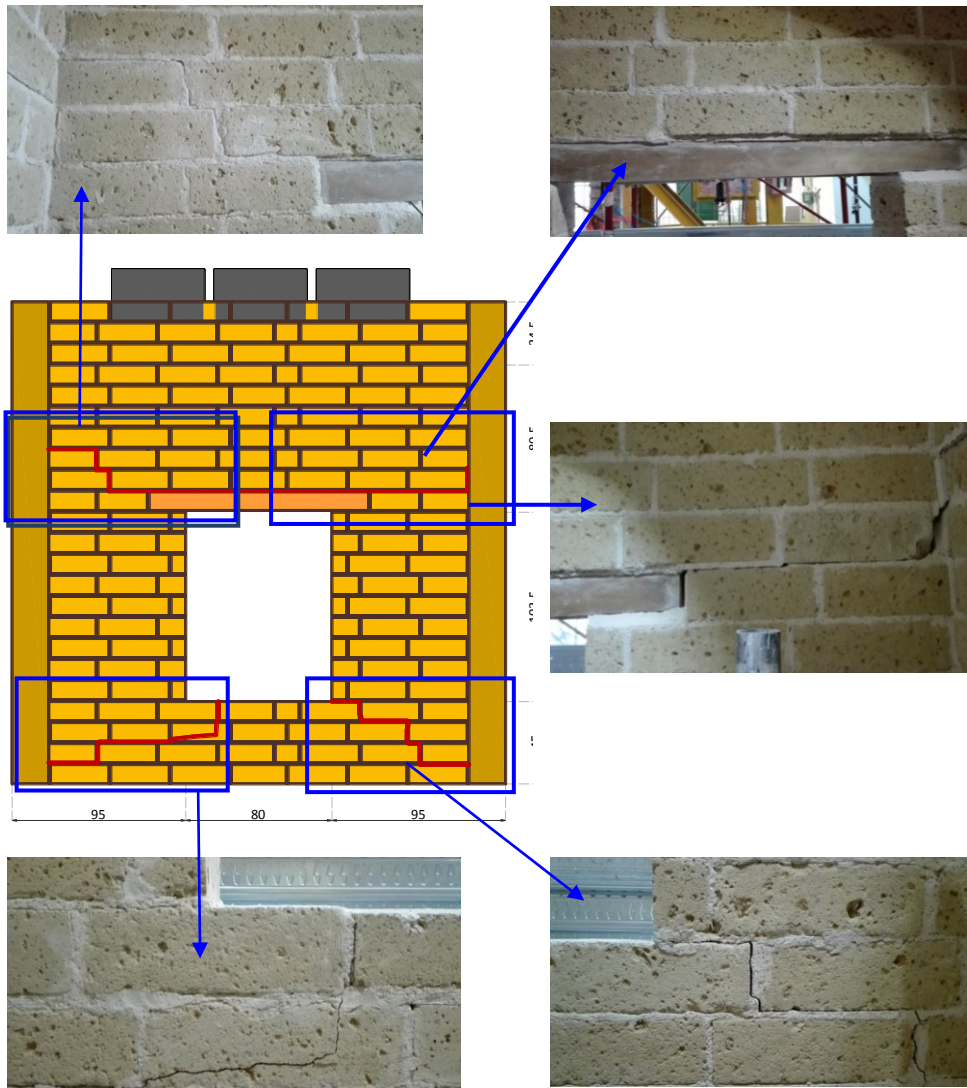


Figura 5.23 Quadro fessurativo Parete 3 – Lato interno

PARETE 4 - LATO ESTERNO

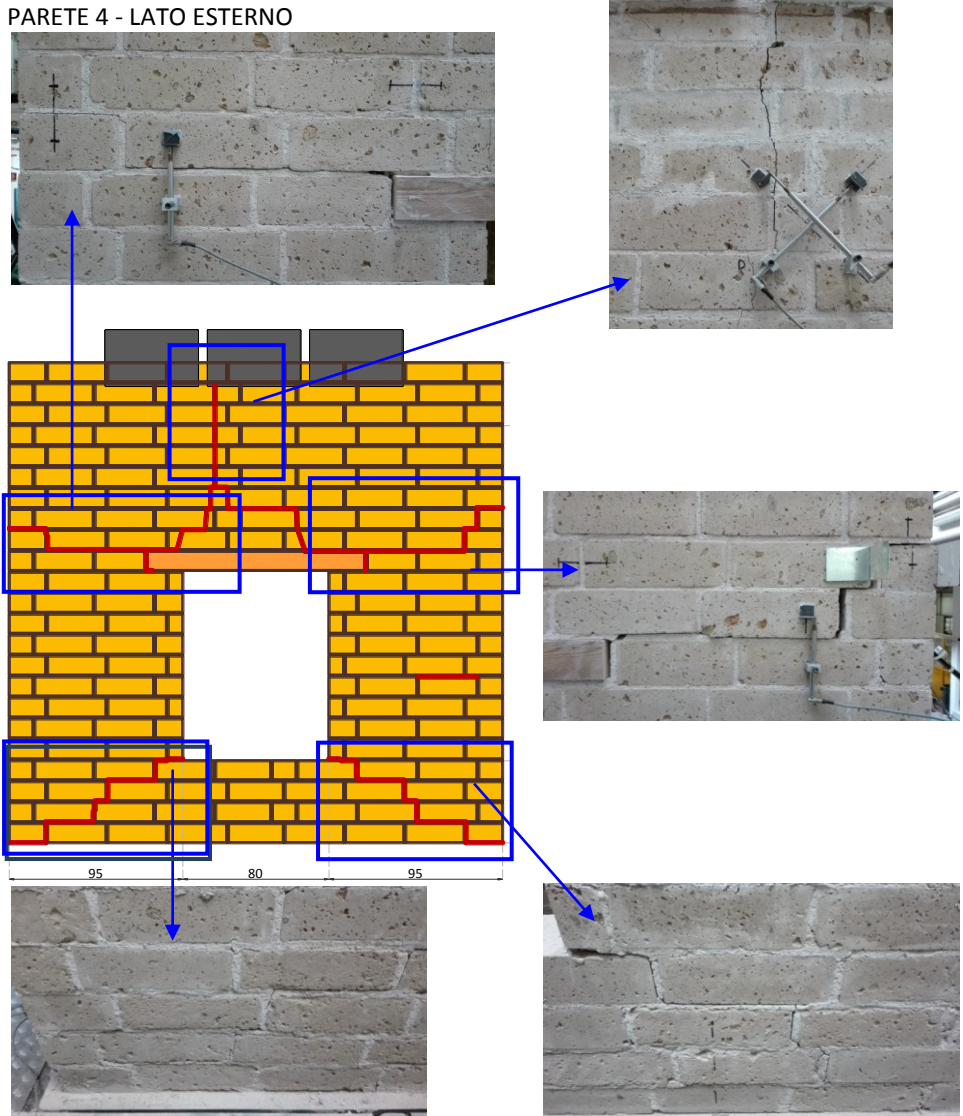


Figura 5.24 Quadro fessurativo Parete 4 – Lato esterno

PARETE 4 - LATO INTERNO

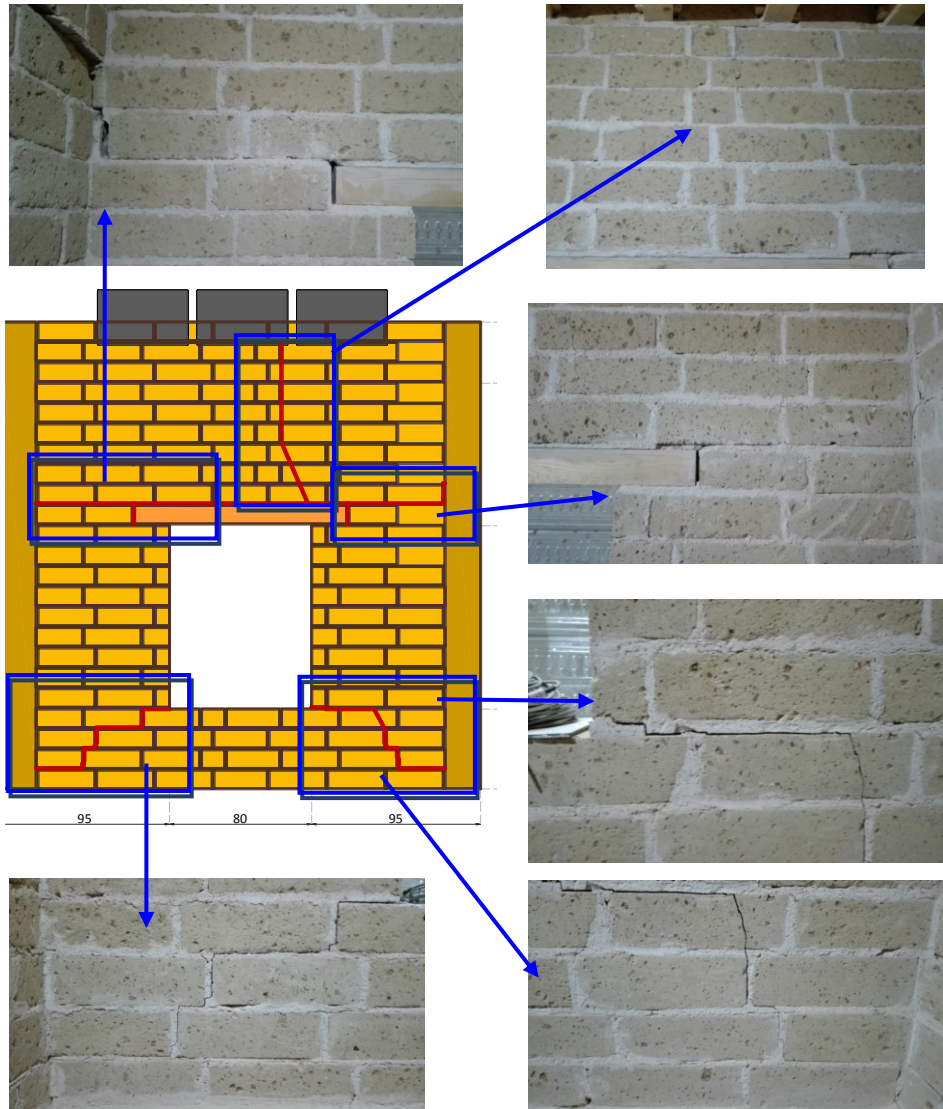


Figura 5.25 Quadro fessurativo Parete 4 – Lato interno

5.5.2. Intervento di riparazione del danno e di rinforzo strutturale

A seguito del danno severo rilevato si è proceduto con le operazioni di rinforzo del provino. La prima operazione effettuata è stata la scaritura delle lesioni mediante scarnitura e successiva iniezione di malta a base di calce ed Eco-Pozzolana, esente da cemento molto fluida, come mostrato in Figura 5.26.

L'obiettivo principale è quello di ristabilire la continuità tra i blocchi monolitici distaccati ed evitare il collasso della struttura. A tal fine sono state utilizzate barre in acciaio inox AISI 316, resistenti alla corrosione, di diametro $\phi 10$ elicoidali ad elevatissima resistenza meccanica in modo da ricucire le lesioni. Tali barre sono state poste in posizione orizzontale a secco mediante un mandrino battente utilizzando un trapano con attacco SDS, previa realizzazione di un pre-foro di diametro $\phi 8$ (Figura 5.27). La velocità di posa e l'immediata funzionamento di tale tecnica, non legato ad eventuali maturazioni di malte da iniezione, permettono in un'ottica di somma urgenza di ristabilire immediatamente la sicurezza dell'edificio senza la necessità di interrompere l'esercizio della struttura. Tali barre sono state poste anche in posizione verticale internamente ed esternamente al provino all'interno di asole di dimensioni $50 \times 2 \times 1,5$ cm create nella muratura a cavallo delle lesioni e successivamente inghisate con malta a base di calce fibrorinforzata (Figura 5.28).

Una terza operazione ha previsto l'applicazione di una fascia esterna di circa 70 cm di altezza a cavallo della lesione creata tra i due blocchi murari; tale fascia è composta da una rete in fibra di vetro A.R., pre-apprettata a maglia quadrata (25×25 mm) con grammatura pari a 225 g/m^2 applicata con l'ausilio di una malta a base di calce fibrorinforzata, come mostrato in Figura 5.29. Ulteriori fasce di dimensioni 20×30 cm sono

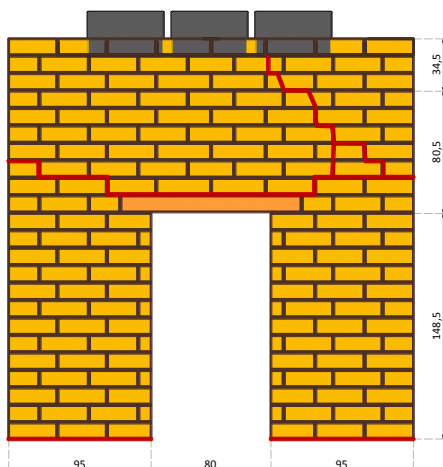
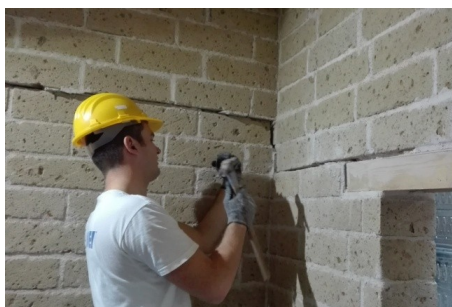
state predisposte a cavallo delle lesioni all'interno e all'esterno del manufatto.

Infine, l'intera superficie muraria è stata rinforzata con una malta di calce, all'interno del cui impasto è stata posta una quantità di circa 0,8% di fibre di vetro corte in grado di conferire al prodotto un'elevata resistenza a trazione e un'elevata duttilità, creando un intonaco di circa 1,5 cm di spessore all'interno e all'esterno del provino, come mostrato in Figura 5.30.

Nelle figure successive si mostrano le fasi realizzative degli interventi.

Fase 1: Ripristino della continuità muraria lesionata.

1.1) Scarnitura profonda dei giunti con mezzi manuali



1.2) realizzazione di fori per l'inserimento dei tubicini di iniezione e ristilatura dei giunti con malta di calce fibrorinforzata bi-componente;



1.3) iniezione a bassa pressione di malta a base di calce ed Eco-Pozzolana ad elevata fluidità e riprese fino a completo riempimento.



Figura 5.26 Fase 1: Ripristino della continuità muraria lesionata

Fase 2: Sarcitura delle lesioni con barre metalliche elicoidali.

2.1) Disposizione orizzontale delle barre in acciaio inox AISI 316 elicoidali diametro $\phi 10$ poste a secco.

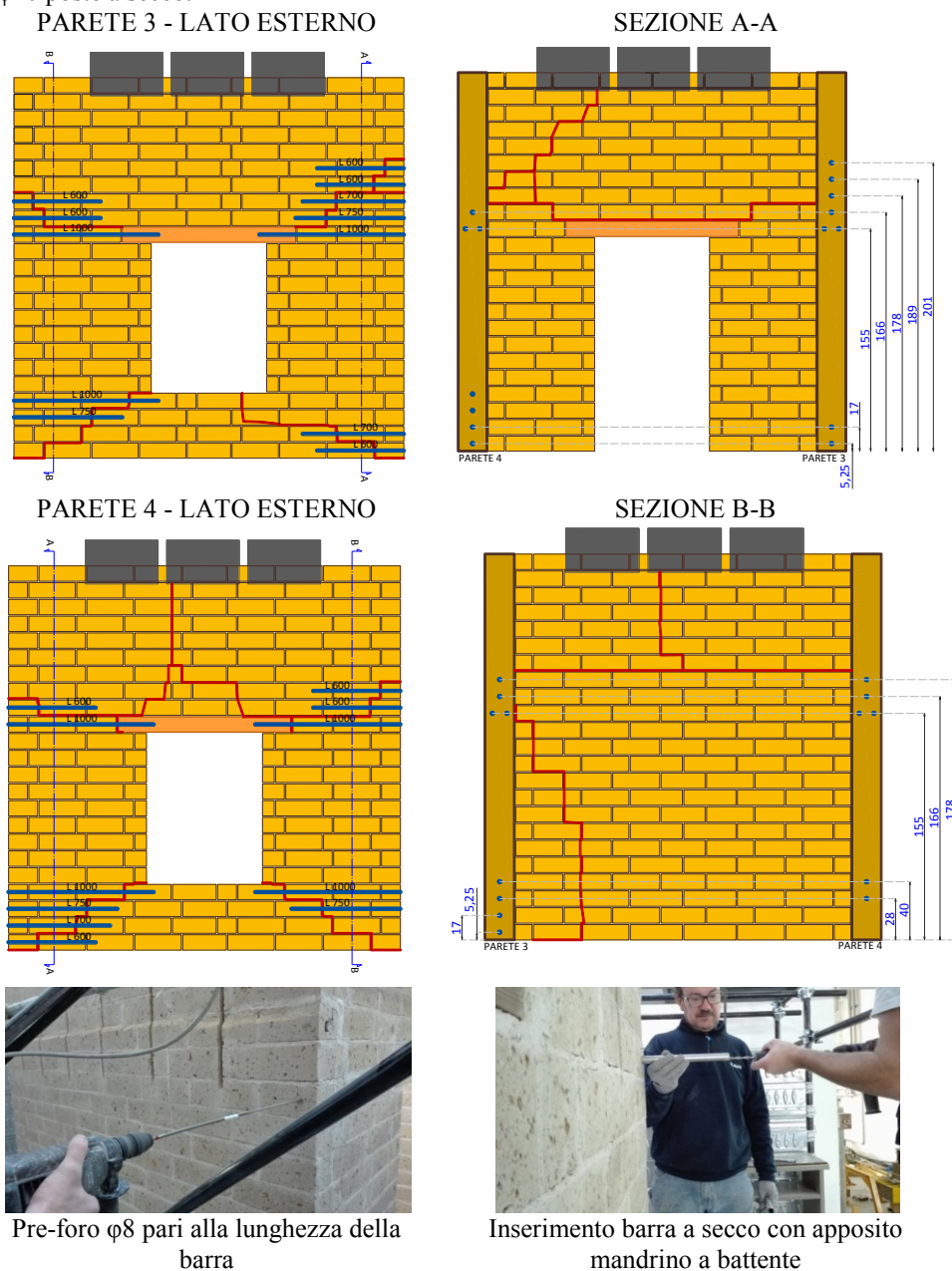
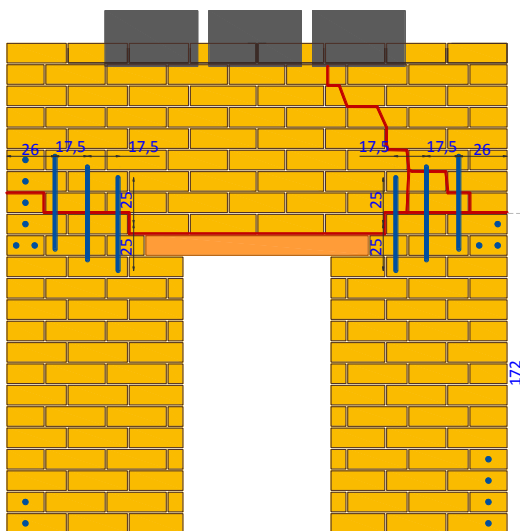


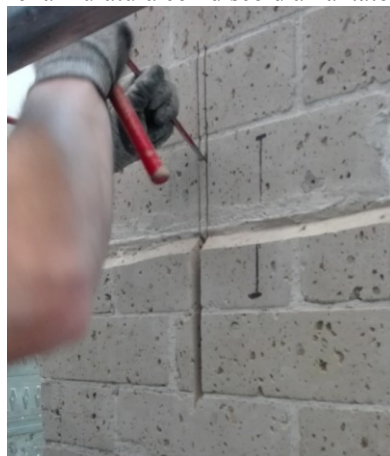
Figura 5.27 Fase 2: Sarcitura delle lesioni con barre metalliche elicoidali poste in orizzontale con applicazione “a secco”

2.2) Disposizione verticale delle barre in acciaio inox AISI 316 elicoidali diametro $\phi 10$ inghisate con malta in asole nella muratura

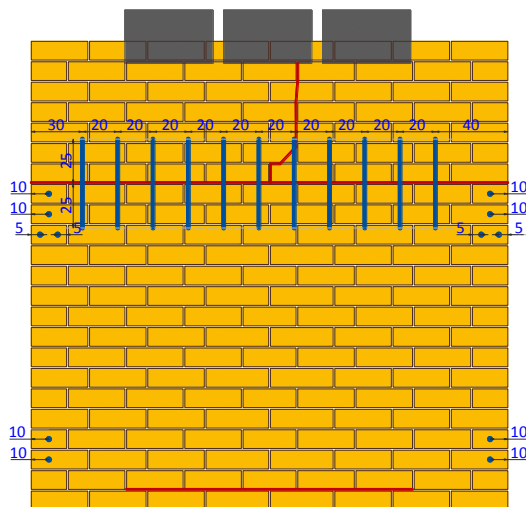
PARETE 1 – LATO ESTERNO



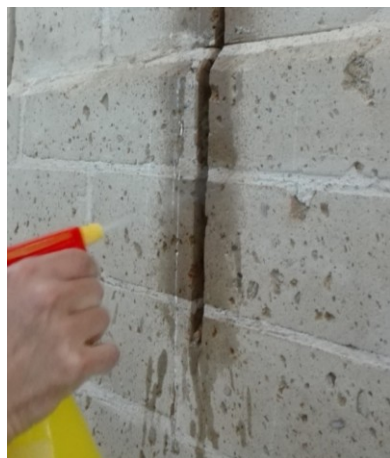
Taglio dell'asola (50x2x1,5 cm) nella muratura con disco diamantato



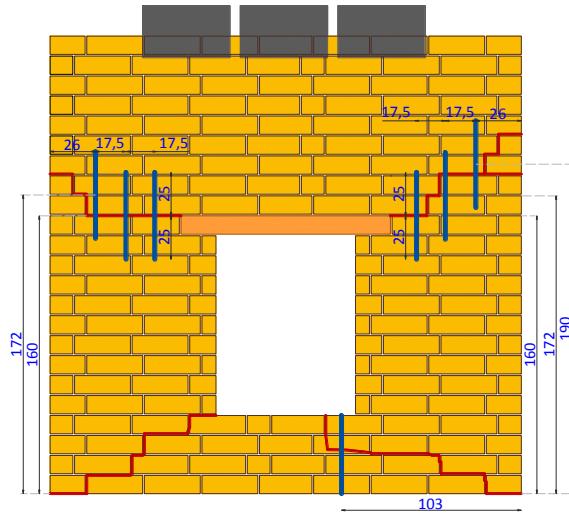
PARETE 2 – LATO ESTERNO



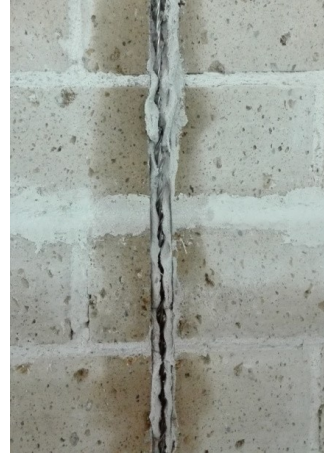
Bagnatura delle asole



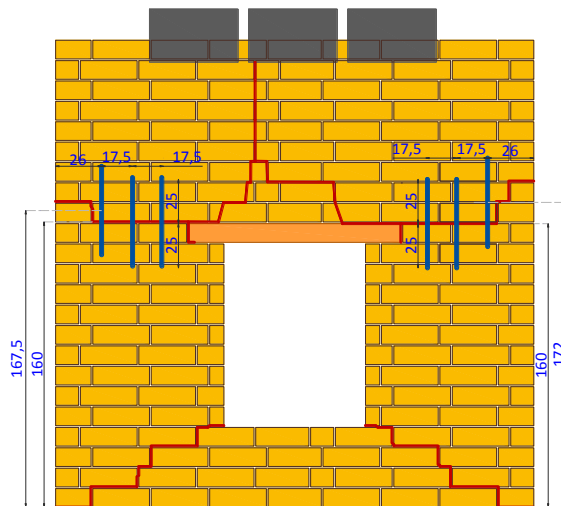
PARETE 3 - LATO ESTERNO



Riempimento parziale dell'asola con malta e alloggiamento della barra elicoidale (L=50 cm)



PARETE 4 - LATO ESTERNO



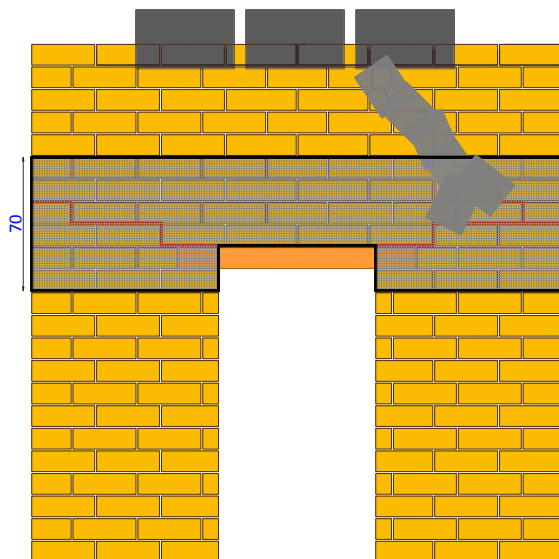
Sigillatura e stuccatura dell'asola con malta



Figura 5.28 Fase 2: Sarcitura delle lesioni con barre metalliche elicoidali poste in verticale in asole nella muratura

Fase 3: Applicazione di rete in GFRG (fascia esterna continua 70 cm + fasce 20 cm a cavallo delle lesioni interne ed esterne)

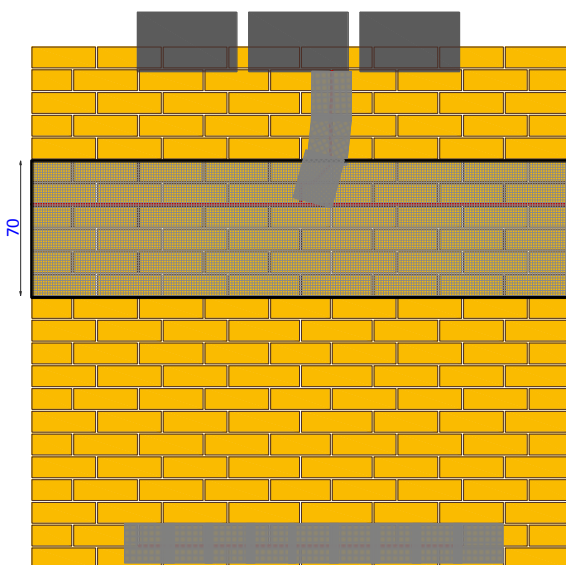
PARETE 1 - LATO ESTERNO



Bagnatura del supporto murario



PARETE 2 - LATO ESTERNO



Stesura del primo strato (6 mm) di malta per l'applicazione della rete





Figura 5.29 Fase 3: Applicazione rete in GFRP con malta di calce fibrorinforzata

Fase 4: Applicazione intonaco con malta fibrorinforzata (spessore 1,5 cm)

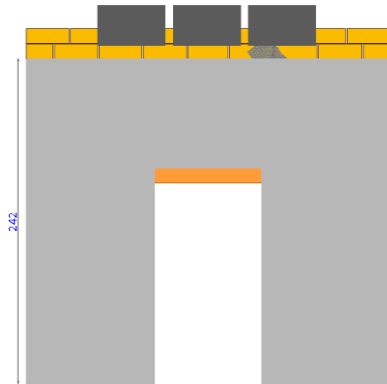


Figura 5.30 Fase 4: Realizzazione intonaco esterno e interno con malta di calce fibrorinforzata (spessore medio 1,5 cm)

5.5.3. Test su provino rinforzato

A seguito delle operazioni di ripristino e di rinforzo descritte in precedenza, nonostante il grave danno riscontrato al termine delle prove sul campione non rinforzato è stata ristabilita la frequenza iniziale del provino. In Figura 5.31 si mostra l'identificazione dinamica del test RND1 riferita al provino rinforzato, in cui si evidenzia il valore della frequenza pari a 19,45 Hz.

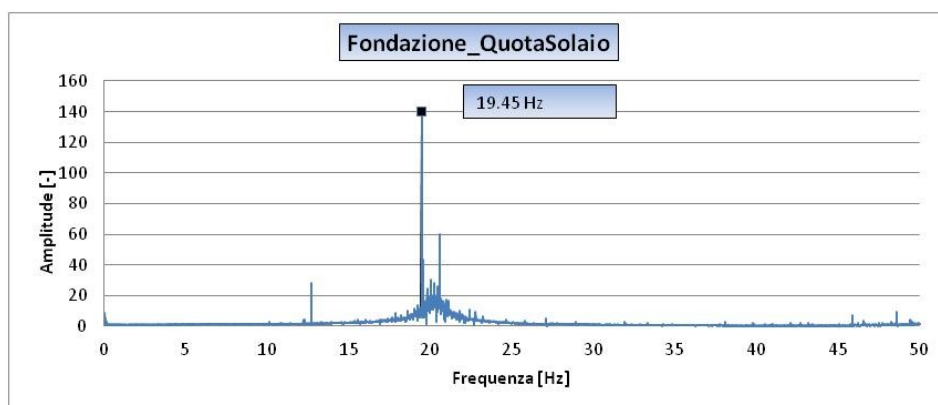


Figura 5.31 Frequenza propria del provino dopo l'esecuzione dell'intervento di ripristino e rinforzo.

Il provino così rinforzato è stato quindi soggetto ad un programma di test sulla falsariga di quello eseguito nella configurazione non rinforzata non riproducendo gli input sismici di intensità minore.

I test eseguiti con il segnale AMT_EST evidenziano un comportamento lineare del provino analogo al caso non rinforzato. Differentemente dalla configurazione non rinforzata, nell'esecuzione dei test con segnale AQV_EST il provino non subisce alcun danno e il profilo delle accelerazioni risulta ancora lineare lungo l'altezza. Anche nelle successive ripetizioni dei due segnali il comportamento del provino rimane inalterato fino alla TH27 corrispondente al 175% del segnale AQV_EST.

In Figura 5.31-35 si mostra il profilo delle accelerazioni lungo la verticale indagata dagli accelerometri A1-A4.

Successivamente il segnale è stato ulteriormente amplificato fino a raggiungere il 200% a cui corrisponde una PGA_{eff} pari a $12,55 \text{ m/s}^2$ (TH28). Al termine di tale input il provino ha presentato una lesione sulla parete 3 al di sopra dell'intonaco di rinforzo realizzato, in corrispondenza dello spigolo sinistro nell'ultimo filare. Infatti, la frequenza del sistema registrata mediante la RND9, assume un valore inferiore rispetto a quello iniziale pari a 16,5 Hz.

Infine, un'ulteriore sequenza del segnale AQV_EST fino al 200% (TH29-32) è stata eseguita per verificare l'effettivo comportamento del provino. Mediante le elaborazioni delle registrazioni è stato possibile stabilire che il provino subisce un fenomeno di "rocking" con l'innalzamento dell'intero sistema dalla fondazione, provocando nel successivo ritorno alla posizione iniziale un impulso tale da provocare le lesioni in sommità nella zona più debole dove non è stato eseguito alcun intervento in quanto non facente parte della struttura muraria, come mostrato in Figura 5.30.

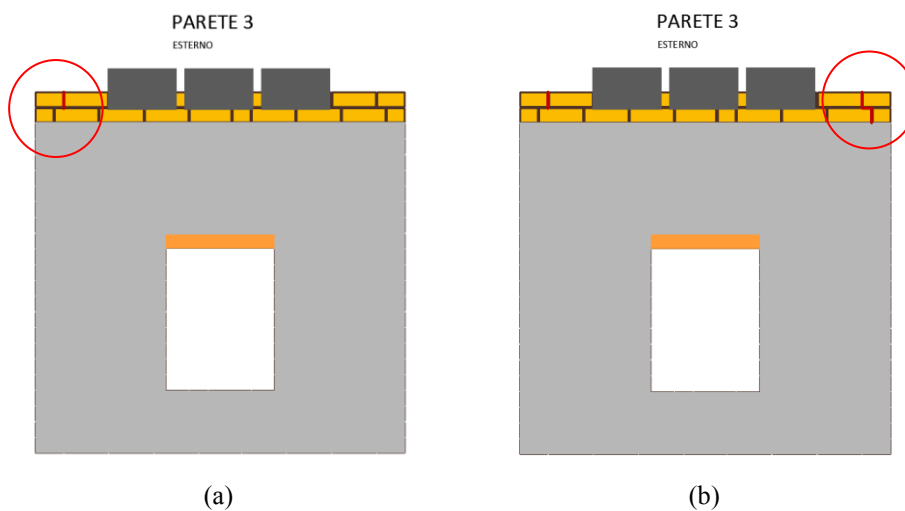


Figura 5.32 Provino rinforzato: (a) Lesione TH28; (b) Lesioni TH32.

In Figura 5.39 si mostrano le registrazione degli LVDT L1-L9-L10 posti alla base del provino durante l'ultima sequenza di test effettuata (TH29-32), in cui si evidenzia un innalzamento pari a 28 mm e 23 mm, rispettivamente per la parete 1 (L1) e parete 2 (L10) in corrispondenza di una PGA pari a $13,90 \text{ m/s}^2$ (TH32). La RND11 finale mostra una frequenza propria del sistema murario pari a 15 Hz, riducendosi del 23% rispetto al valore iniziale.

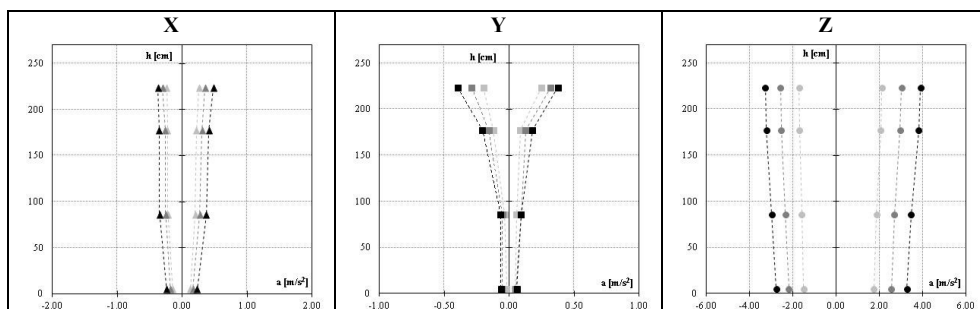


Figura 5.33 Provino rinforzato: AMT_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH1-3)

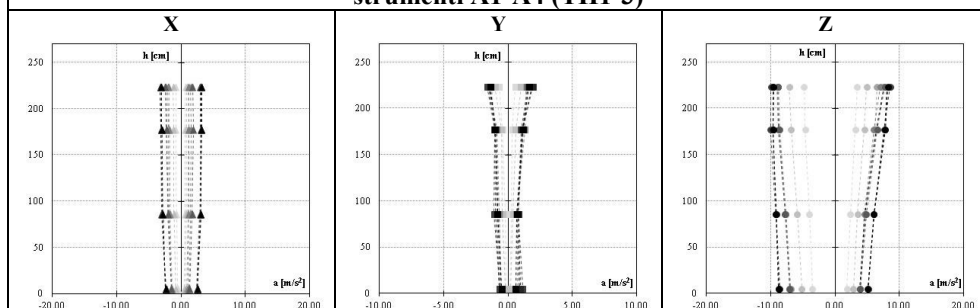


Figura 5.34 Provino rinforzato: AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH4-12)

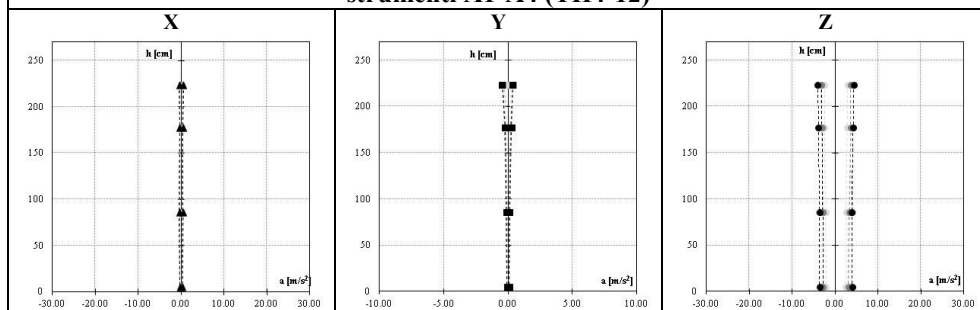


Figura 5.35 Provino rinforzato: AMT_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH18-22)

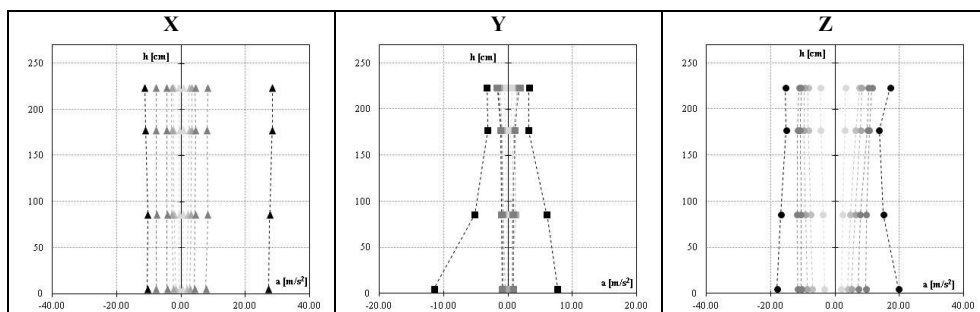


Figura 5.36 Provino rinforzato: AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH23-28)

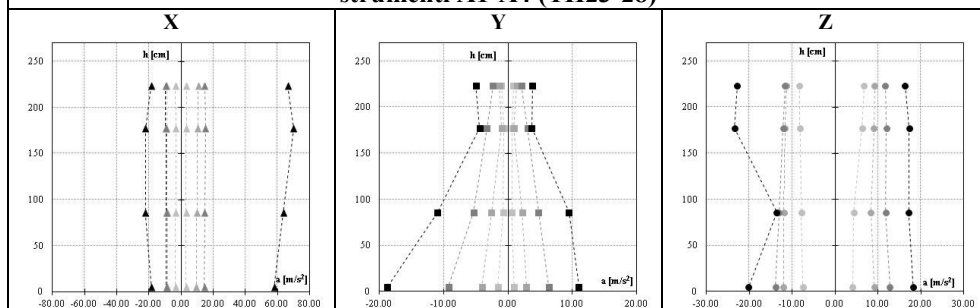


Figura 5.37 Provino rinforzato: AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH29-32)

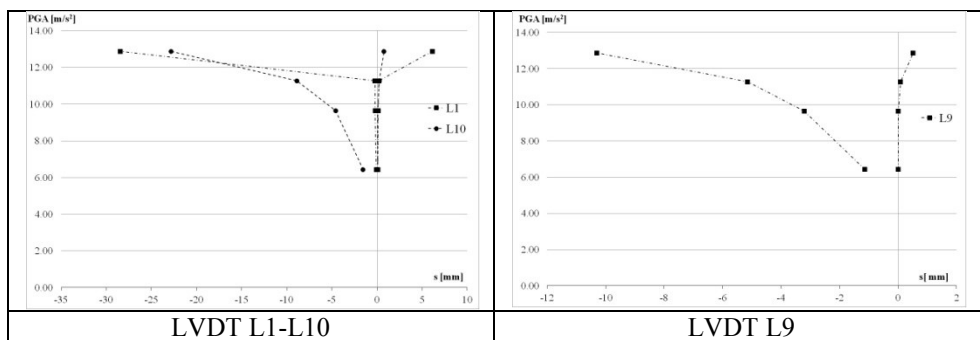


Figura 5.38 Provino rinforzato: Spostamenti alla base misurati da LVDT L1-L9-L10 (TH29-32)

La frequenza del sistema risulta costante e pari al valore iniziale di 19,5 Hz fino al termine dei test eseguiti anche per il provino nella configurazione non rinforzata. Nella successive fasi di incremento dell'input sismico si registra un decremento della frequenza legato al danno riscontrato, in ogni caso non significativa, come mostrato in Figura 5.39.

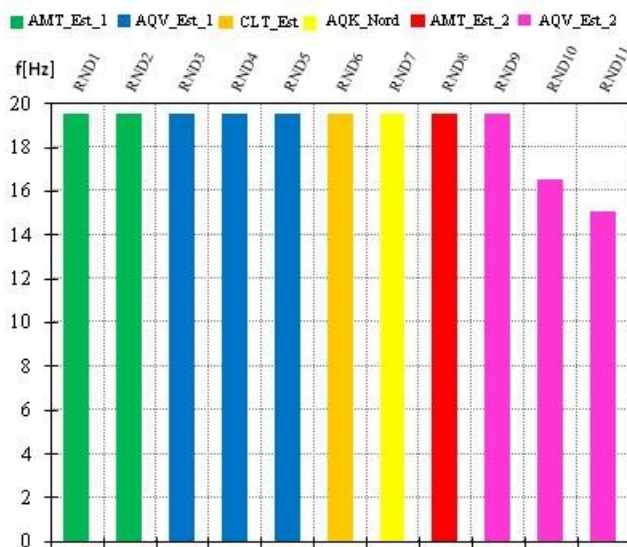


Figura 5.39 Provino rinforzato: andamento della frequenza del sistema registrata nei test Random

5.6. Discussione dei risultati

Il danno riscontrato nel provino non rinforzato a seguito dei test dinamici, mostra un meccanismo di taglio scorrimento della parte superiore dell'edificio rispetto al sistema inferiore. Tali lesioni si sono propagate a partire dagli estremi superiori delle piattabande seguendo i letti di malta (elemento debole del sistema), raccordandosi negli spigoli dell'edificio creando un blocco monolitico superiore, che assume un comportamento dinamico differente rispetto al sistema inferiore. Tale tipologia di meccanismo è stato riscontrato in alcuni edifici a seguito degli eventi sismici che hanno falciato il Centro Italia dal 24 agosto 2016, come mostrato nelle immagini di Figura 5.40.



Figura 5.40 Meccanismi di collasso edifici esistenti a seguito degli eventi sismici del 24 agosto 2016 nel Centro Italia

Confrontando l'andamento della frequenza propria del sistema durante i test dinamici sul provino nelle due configurazioni, non rinforzato e rinforzato, si osserva, in primo luogo che l'intervento ripristino e rinforzo dell'edificio conduce il sistema ad assumere una frequenza uguale a quella iniziale del provino, nonostante l'eccessivo danno prodotto, che a sua volta aveva creato un decremento della frequenza da 19,5 Hz a 8,5 Hz.

Inoltre, in Figura 5.41 si osserva che mentre nel caso non rinforzato la frequenza assume un andamento decrescente, il provino rinforzato con i sistemi innovativi descritti in precedenza assume un valore costante della frequenza pari a 19,5 Hz fino alla prova Random (RND9) a seguito dell'ultimo test eseguito anche per la configurazione non rinforzata corrispondente al 125% di AQV-Est ($PGA=8,05 \text{ m/s}^2$), per il quale il provino "as built" assume un valore di frequenza pari a 8,5 Hz.

Solo a seguito dei test con fattore di scala superiore il provino subisce un decremento della frequenza fino a 15 Hz, in corrispondenza del 200% dell'input AQV-Est ($PGA =12,88 \text{ m/s}^2$), comunque notevolmente superiore al caso non rinforzato.

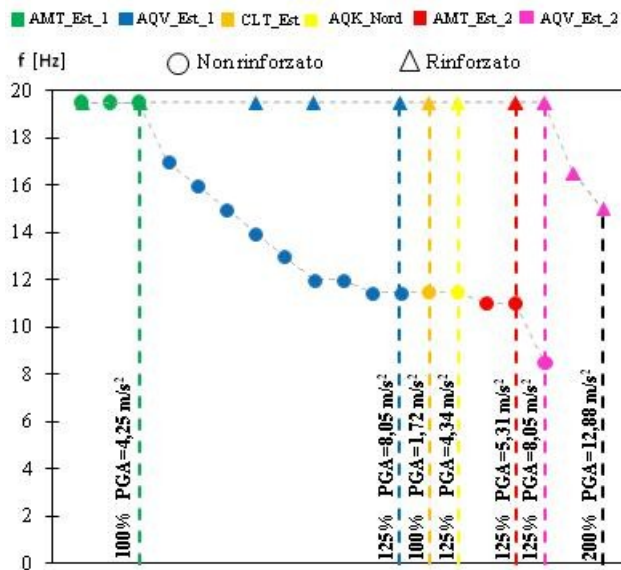


Figura 5.41 Confronto andamento della frequenza del sistema tra il provino non rinforzato e rinforzato

5.7. Conclusioni

Nel capitolo si descrivono i test dinamici su tavola vibrante condotti su un edificio in scala 1:2 in muratura di tufo e malta di caratteristiche meccaniche scadenti, con l'obiettivo di valutarne la risposta strutturale nei confronti di segnali accelerometrici rappresentativi dei terremoti Italiani significativi degli ultimi anni (Irpinia 1980, L'Aquila 2009, Centro Italia 2016). Le dimensioni del provino 2,7x2,7x2,5 sono state definite sulla base delle dimensioni e della capacità in termini di peso delle tavole vibranti. È stato realizzato mediante blocchi in tufo, scalati anch'essi in dimensioni opportune, posizionati con una tessitura ad una testa in modo da creare uno scarso ammorsamento delle pareti ortogonali, a simulare le tipiche connessioni che si riscontrano in edifici esistenti.

Il meccanismo di collasso riscontrato a seguito di una serie di test crescenti in intensità, mostra lesioni a taglio al disopra delle piattabande, che risulta del tutto coerente con i danni riscontrati in alcuni edifici a seguito di eventi sismici, con la creazione di un blocco rigido superiore, che subisce uno scorrimento rispetto al blocco inferiore. L'incremento dello stato di danno del provino è stato registrato osservando il decremento della frequenza propria del sistema, da 19,5 Hz a 8,5 Hz, mostrando al termine dei test un danno significativo, di incipiente collasso (PGA 8,05 m/s² corrispondente ad un fattore di scala del 125% dell'input riferito al terremoto di L'Aquila del 2009).

Al fine di ristabilire la continuità muraria, per evitare nel caso reale il collasso dovuto ad un'eventuale successivo sciame sismico, nell'ottica di somma urgenza è stato effettuato un intervento eseguito mediante barre elicoidali in acciaio inox poste a secco senza l'ausilio di malte da iniezione, il cui utilizzo presuppone l'attesa dei tempi di maturazione per rendere l'intervento efficacemente attivo.

Nella fase successiva, è stato eseguito il rinforzo della struttura mediante un sistema FRCM con rete in fibra di vetro A.R. e malta fibrorinforzata, in grado di incrementarne la capacità nei confronti delle azioni sismiche.

Il provino rinforzato è stato sottoposto alle medesime sequenze accelerometriche del provino nella configurazione non rinforzata, mostrando un comportamento monolitico di blocco rigido soggetto a fenomeno di *rocking*, senza subire danni significativi. La struttura è stata testata fino ad un fattore di scala pari a 200% dell'input riferito al terremoto di L'Aquila del 2009, in corrispondenza di una PGA pari a $12,88 \text{ m/s}^2$.

Capitolo 6

Conclusioni

Nel presente lavoro di tesi ci si è posti come obiettivo l'analisi del comportamento di strutture murarie nei confronti di azioni sismiche. A tal fine sono state eseguite diverse campagne sperimentali su elementi, sub-assemblaggi e su una struttura in scala, mirate a valutare le vulnerabilità degli stessi nei confronti dell'azione sismica nonché l'efficacia di tecniche di rinforzo innovative. I carichi agenti sulle strutture in muratura sono stati applicati mediante sistemi in grado di simulare in laboratorio situazioni tipiche riscontrate nei recenti terremoti che hanno condotto al danneggiamento o, nelle condizioni più estreme, al collasso sistemi strutturali in muratura.

L'efficacia degli interventi innovativi di rinforzo è stata dimostrata attraverso la ripetizione delle prove sperimentali, valutando gli incrementi ottenuti dal confronto con gli elementi testati nella configurazione non rinforzata.

Le campagne di prova eseguite hanno analizzato il comportamento di elementi, sub-assemblaggi e struttura in scala nei riguardi di diversi potenziali meccanismi di crisi. In Tabella 6.1 si riporta in maniera sintetica un quadro che illustra le prove eseguite.

Tabella 6.1 Matrice delle prove eseguite

Provino	Tipo e n° di prova	Tecnica di rinforzo	Immagine descrittiva
Sub - assemblaggio martello murario	Azione pseudo - statica fuori piano: n°3 prove - As built - Riparato - Rinforzato	Cuciture armate con tubi pultrusi cavi in fibra di carbonio e iniezione di malta di calce	
Pannelli murari (1200x1200x250 mm)	Azione di compressione diagonale: n°40 prove - n°6 pannelli non rinforzati - n°34 pannelli rinforzati	Sistemi FRCM con differenti reti in GFRP e acciaio inox e differenti malte	
Colonne in scala reale in pietra calcarea (400x400x2100 mm)	Azione di compressione uniassiale: n° 7 test - n°1 colonna non rinforzata - n°6 colonne rinforzate	Incamiciatura con sistemi FRCM con reti in GFRP/BFRP e barre interne pultruse in GFRP/acciaio inox elicoidali poste a secco	
Modello di edificio in scala 1:2	Prove dinamiche su tavola vibrante: - As built - Rinforzato	Sistema di cucitura con barre elicoidali in acciaio inox poste a secco e sistema FRCM con rete in GFRP e malta fibrorinforzata	

In primo luogo si è indagato il meccanismo resistente di martelli murari caratterizzati da “scarso” ammorsamento soggetti ad azione sismica fuori piano. Il campione in scala reale oggetto di studio è rappresentativo di un martello murario del piano terra di un edificio a due elevazioni in muratura di tufo. È stato sottoposto prima ad uno spostamento monotono crescente e, a seguito di un intervento di ripristino delle condizioni iniziali, è stato testato con cicli di spostamenti crescenti, fino al collasso. Nella terza prova effettuata è stata testata una tecnica innovativa, basata sull'uso di tubi pultrusi cavi in fibra di carbonio in sostituzione delle barre in acciaio, tradizionalmente usate nella tecnica tradizionale delle cuciture armate delle intersezioni murarie. La tecnica testata permette di ovviare alle criticità riscontrate nella tecnica tradizionale, dovute principalmente alla corrosione delle barre metalliche e alle difficoltà della posa in opera, che non ne garantiscono una perfetta efficacia, come è stato possibile osservare negli edifici collassati a seguito dei recenti eventi sismici in cui tale tecnica era stata impiegata.

I risultati possono essere riassunti come di seguito:

- l'entità del carico di attivazione del meccanismo di ribaltamento è prossimo al valore teorico per il cinematismo di ribaltamento semplice;
- la capacità resistente del martello murario è compresa tra i valori teorici per i meccanismi di ribaltamento semplice e composto, sebbene l'ammorsamento non fosse stato realizzato a regola d'arte;
- il collasso mostra un comportamento intermedio tra i due meccanismi: si manifesta l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento con parziale cuneo di trascinamento del muro di spina, dopo una prima fase in cui il martello murario ha assunto un comportamento a blocco monolitico soggetto a fenomeno di rocking;

- la tecnica di rinforzo ha permesso di raggiungere un incremento di resistenza di +175% senza la formazione di lesioni all'interfaccia tra le pareti ortogonali. Inoltre, è stato registrato un aumento del drift ultimo di +78% e un incremento di capacità dissipativa di +250%.

Al fine di indagare l'efficacia di tecniche rinforzo a taglio di pannelli murari nel proprio piano mediante materiali innovativi basati sull'utilizzo di sistemi in FRP con reti strutturali immerse in matrici inorganiche (FRCM - *Fibre Reinforced Cementitious Matrix*). Tale tecnica si pone in sostituzione alla tecnica tradizionale dell'intonaco armato, largamente utilizzata in passato per il rinforzo di murature e contemplata anche nelle norme cogenti Italiane. La tecnica innovativa mira a superare alcune criticità della tecnica tradizionale legate all'effetto della corrosione della rete metallica, utilizzando in sostituzione reti ad elevata durabilità; inoltre, l'utilizzo di matrici inorganiche, maggiormente compatibili con la struttura muraria, permette il superamento delle problematiche legate all'uso di matrici organiche dei sistemi in FRP. La campagna sperimentale è consistita in 40 prove di compressione diagonale su muretti di dimensioni 1200x1200x250 mm in muratura di tufo napoletano rinforzati con tecniche FRCM variando i parametri più significativi: configurazione di rinforzo su uno o due lati; differente tipologia di matrice inorganica; reti strutturali differenti sia in termini di caratteristiche meccaniche che geometriche.

I risultati principali possono essere sintetizzati come di seguito:

- tutte le configurazioni di rinforzo risultano efficaci: si registrano incrementi percentuali di resistenza a taglio tra 50-90% nel caso di rinforzo su un solo lato e tra 150-300% nel caso di rinforzo su entrambi i lati dei pannelli;

- il quadro fessurativo conferma l'efficacia dell'intervento dimostrando che il rinforzo permette di diffondere le lesioni su un'area più vasta del pannello, mutando la tipologia di rottura fragile, caratterizzata da uno scorrimento lungo i letti di malta nel caso della configurazione non rinforzata, rendendo più duttile l'intero sistema;
- confrontando i risultati ottenuti con le disposizioni normative Italiane in merito all'intervento tradizionale con intonaco armato, si ottengono valori del coefficiente amplificativo di resistenza compresi in un range $2,48 \div 4,04$, superiore al valore di norma pari a 2 per murature di tufo;
- la grande variabilità di parametri indagati induce ad una ridotta accuratezza dei modelli previsionali: l'analisi dei dati sperimentali mostra che le previsioni teoriche ottenute mediante l'utilizzo della normativa attualmente vigente in materia di rinforzi con FRCM (ACI 549.4R-13) porta a risultati decisamente conservativi. Risulta, pertanto, necessario in futuro eseguire ulteriori indagini sperimentali al fine di meglio individuare l'incidenza dei diversi parametri.

Un ulteriore aspetto indagato nel presente lavoro di tesi ha riguardato la vulnerabilità delle colonne tipicamente presenti nelle negli edifici storico-monumentali (ad esempio lungo le navate delle chiese) nei confronti delle azioni sismiche, che, oltre a produrre collassi fuori piano e nel piano degli elementi, producono anche sovraccarichi su tali elementi strutturali, provocandone il collasso.

Nei confronti di tale meccanismo in passato sono stati utilizzati sistemi di rinforzo basati sulla tecnica del confinamento con calastrellature in acciaio, soggette a corrosione, o ringrossi in c.a., che producono un

aumento della sezione, della massa e della rigidezza del sistema, proprietà fondamentali ai fini della risposta sismica dell'intera struttura.

A tal proposito la campagna sperimentale, condotta in collaborazione con l'Università del Salento, ha avuto come fine principale l'analisi del comportamento di colonne in muratura in scala reale a sezione quadrata confinate con sistemi innovativi in FRCM. La sperimentazione ha riguardato prove di compressione monoassiale su sette provini in muratura di pietra calcarea (Pietra leccese) in scala reale di altezza pari a circa 2 m a sezione quadrata 40x40 cm. Le tecniche di rinforzo indagate hanno riguardato l'utilizzo di incamiciature esterne eseguite mediante malta fibrorinforzata a base di calce e polimero modificate (in modo da migliorarne l'aderenza al supporto), armate con reti in fibra di vetro A.R. o fibra di basalto A.R.. Inoltre, si è investigato anche il contributo di tiranti innestati in fori eseguiti nella muratura, costituiti da barre pultruse in fibra di vetro, applicate mediante stucco epossidico, o in alternativa barre in acciaio inox elicoidali, applicate a secco senza l'ausilio di leganti organici o inorganici.

I principali risultati possono essere riassunti come di seguito:

- la comparazione delle curve σ - ϵ dimostra l'efficacia delle diverse tecniche di confinamento sia in termini di resistenza sia di duttilità: l'incremento percentuale di resistenza a compressione risulta compreso in un range 29-86%, mentre le deformazioni ultime raggiunte nella fase di post-picco nelle colonne rinforzate denotano un comportamento dissipativo marcato rispetto alla configurazione fragile del provino di riferimento non rinforzato;
- l'energia dissipata mediante i sistemi di rinforzo risulta notevolmente superiore: le colonne rinforzate con solo incamiciatura in FRCM raggiungono incrementi di circa 5-6 volte

superiori rispetto al provino non rinforzato; l'ausilio di barre interne permette un incremento pari a circa 7-8 volte.

- gli elementi non rinforzati mostrano lesioni verticali tipiche di sollecitazione di compressione, mentre le colonne rinforzate mostrano lesioni verticali e orizzontali nella camicia esterna di malta con conseguente distacco dal substrato nelle fasi finali del test;
- in mancanza di formulazioni normative per strutture in muratura confinate con tecniche FRCM, le disposizioni ACI 549.4R-13 riguardanti strutture in calcestruzzo armato mostrano in ogni modo un trend che ben approssima i dati sperimentali, il che auspica in futuro una calibrazione di tale formula per elementi murari.

In ultimo, al fine di validare i test statici e pseudo - statici effettuati in precedenza su porzioni di strutture murarie, sono state eseguiti test dinamici su tavola vibrante su un edificio in scala 1:2 in muratura di tufo con l'obiettivo di valutarne la risposta strutturale nei confronti di segnali accelerometrici rappresentativi dei terremoti Italiani (Irpinia 1980, L'Aquila 2009, Centro Italia 2016).

I risultati possono essere riassunti come di seguito:

- il meccanismo di collasso riscontrato mostra lesioni a taglio nella parte sommitale, che risulta del tutto coerente con i danni riscontrati in alcuni edifici a seguito di eventi sismici, con la creazione di un blocco rigido superiore, che subisce uno scorrimento rispetto al blocco inferiore;
- l'incremento dello stato di danno del provino è stato accompagnato da un significativo decremento della frequenza propria del sistema, che è risultata pari a 19,5 Hz nella fase non danneggiata

fino ad assumere un valori di 8,5 Hz al termine delle prove in condizioni di incipiente collasso.

L'intervento di rinforzo sismico, al fine di ristabilire la continuità muraria, ha riguardato l'inserimento di barre elicoidali in acciaio inox poste a secco senza l'ausilio di malte da iniezione, il cui utilizzo presuppone l'attesa dei tempi di maturazione per rendere l'intervento efficacemente attivo. Inoltre, si è proceduto all'applicazione di un rinforzo nel piano realizzato mediante un sistema FRCM con rete in fibra di vetro A.R. e malta fibrorinforzata, in grado di incrementarne la capacità nei confronti delle azioni sismiche.

Il provino rinforzato è stato sottoposto alle medesime sequenze accelerometriche del provino nella configurazione non rinforzata, mostrando un comportamento monolitico di blocco rigido, senza subire danni. La struttura è stata testata fino ad un fattore di scala pari a 200% dell'input riferito al terremoto di L'Aquila del 2009, in corrispondenza di una PGA pari a $12,88 \text{ m/s}^2$.

In conclusione, le campagne sperimentali condotte hanno consentito di approfondire gli aspetti legati alla vulnerabilità delle costruzioni in muratura esistenti. L'analisi del comportamento degli elementi nelle condizioni non rinforzate ha costituito il naturale presupposto per la messa a punto di tecniche di intervento e per la definizione dei materiali più idonei al rinforzo sismico.

I sistemi di intervento adottati, oltre ad assolvere la propria funzione di mitigazione del rischio sono risultati idonei a risolvere i problemi emersi nel corso degli anni a causa dell'adozione di tecniche tradizionali, offrendo risultati soddisfacenti sia dal punto di vista della sicurezza strutturale che della compatibilità al supporto murario e nell'ottica della sostenibilità dell'intervento.

La progressiva diminuzione dei costi e una maggiore attenzione per le tecniche innovative e compatibili con il supporto in muratura, sta incoraggiando l'utilizzo di queste tecnologie e permettendo di competere con le tecniche tradizionali sia in termini di prestazioni sia a livello economico.

Allo stato attuale delle conoscenze, nonostante l'elevato numero di applicazioni di tali tecniche su strutture in muratura, non vi sono linee guida che ne regolano la progettazione. Anche se le strutture in muratura sono piuttosto comuni, solo pochi dati sperimentali sono disponibili per descrivere il comportamento degli elementi in muratura rinforzati con le tecniche presentate, e le uniche formule di progettazione in vigore meriterebbero ulteriori calibrazioni.

Le campagne sperimentali presentate in merito, sebbene in via preliminare nel caso del martello murario data la quasi unicità del test, forniscono un contributo fondamentale per la messa a punto di un database che potrà consentire ulteriori analisi e confronti teorico-sperimentali, per la futura calibrazione di opportune formulazioni progettuali.

Appendice al Capitolo 4

Matrici dei test di compressione diagonale presenti in letteratura

Nel presente allegato si riporta la matrice di prova delle sperimentazioni presenti in letteratura su prove di compressione diagonale con i relativi parametri che le caratterizzano: tipologia di muratura e caratteristiche meccaniche relative, lati rinforzati, rapporto tra spessore di rinforzo e spessore della muratura (t_R/t_{UR}), presenza e tipologia di connettori, tipologia e resistenza a compressione della malta di rinforzo, tipologia, modulo elastico, resistenza a trazione e dimensione della maglia della rete di rinforzo, rapporto tra la tensione a taglio massima del pannello rinforzato e la media dei pannelli non rinforzati di ciascuna sperimentazione.

Reference	Provino	Lati	t_R/t_{UR}	Conn.	Tipo di malta	f_m [MPa]	Tipo di rete	E_r [GPa]	f_v [MPa]	Maglia rete [mm]	τ_v/τ_0
<i>Prota et al. 2006</i> <i>Muratura di tufo a una testa</i> $f_{cm}=2,30$ MPa $\tau_v=f_v/0=0,24$ MPa $E = 680$ MPa	PS1	2	1.19	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	2,21
	PS2	2	1.19	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	2,63
	PS3	2	1.10	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	2,34
	PS4	2	1.10	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	1,74
	PT1	1	1.10	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	1,44
	PT2	1	1.10	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	1,89
	PT3	1	1.05	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	2,04
	PT4	1	1.05	no	Cementizia	24,10	Vetro	72	1275	25x25	1,40
<i>Faella et al. 2010</i> <i>Muratura di tufo a due teste</i> $f_{cm}=1,31$ MPa $\tau_v=f_v/0=0,06$ MPa	Rpanel 1	2	1.10	no	Cementizia	38	Carbonio	240	4800	6x6	6,13
	Rpanel 2	2	1.10	no	Cementizia	38	Carbonio	240	4800	6x6	6,02
	Rpanel 3	2	1.10	no	Cementizia	38	Carbonio	240	4800	6x6	5,73
	Rpanel 4	2	1.10	no	Cementizia	38	Carbonio	240	4800	6x6	5,29
	Rpanel 5	2	1.10	no	Cementizia	38	Carbonio	240	4800	6x6	4,20
	Rpanel 6	2	1.10	no	Cementizia	38	Carbonio	240	4800	6x6	5,25

Appendice al Capitolo 4

	MD-1A-F33S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	2,03
	MD-2A-F33S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,94
<i>Gattesco et al. 2010</i>	MD-1A-F66S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,94
<i>Mattoni rossi a due teste</i>	MD-2A-F66S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	2,19
	MD-1A-F99S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	586	99x99	2,20
<i>f_{cm}=11,50 MPa</i>	MD-2A-F99S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	586	99x99	2,09
<i>τ_v=f_{v0}=0,47 MPa</i>	MD-1A-S150	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Acciaio	200	540	150x150	1,69
<i>E = 6481 MPa</i>	MD-2A-S150	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Acciaio	200	540	150x150	1,77
	MD-1A-S200	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Acciaio	200	540	200x200	2,12
	MD-2A-S200	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Acciaio	200	540	200x200	2,07
<i>Gattesco et al. 2010</i>	MD-1C-F33S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,64
	MD-2C-F33S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,61
<i>Mattoni rossi a due teste</i>	MD-1C-F66S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,85
<i>f_{cm}=15,70 MPa</i>	MD-2C-F66S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,97
<i>τ_v=f_{v0}=0,63 MPa</i>	MD-1C-F99S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	586	99x99	1,83
<i>E = 8034 MPa</i>	MD-2C-F99S	2	1.24	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	586	99x99	2,10
	MT-1A-F33S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,68
	MT-2A-F33S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,69
	MT-1A-F66S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,86
<i>Gattesco et al. 2010</i>	MT-2A-F66S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,52
<i>Mattoni rossi a tre teste</i>	MT-1A-F66SL	1	1.08	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,35
	MT-2A-F66SL	1	1.08	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,22
<i>f_{cm}=11,50 MPa</i>	MT-1A-F66D	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	27	760	66x66	1,92
<i>τ_v=f_{v0}=0,47 MPa</i>	MT-2A-F66D	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	27	760	66x66	2,01
<i>E = 6481 MPa</i>	MT-1A-F99D	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	27	797	99x99	1,60
	MT-2A-F99D	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	27	797	99x99	1,45
	MT-1A-S150	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Acciaio	200	540	150x150	1,74
	MT-2A-S150	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Acciaio	200	540	150x150	1,41
<i>Gattesco et al. 2010</i>	MT-1B-F99S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	797	99x99	1,57
<i>Mattoni rossi a tre teste</i>	MT-2B-F99S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	797	99x99	1,19
<i>τ_v=f_{v0}=0,42 MPa</i>											
<i>Gattesco et al. 2010</i>	MS-1A-F66S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,67
<i>Maturadi mattoni rossi a sacco</i>	MS-2A-F66S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,60
	MS-1A-F99S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	586	99x99	1,75
<i>τ_v=f_{v0}=0,34 MPa</i>	MS-2A-F99S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	586	99x99	1,46
<i>Gattesco et al. 2010</i>	MS-1B-F33S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,68
<i>Maturadi mattoni rossi a sacco</i>	MS-2B-F33S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	1,73
	MS-1B-F66S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,44
<i>τ_v=f_{v0}=0,28 MPa</i>	MS-2B-F66S	2	1.16	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,45

Appendice al Capitolo 4

<i>Gattesco et al. 2010</i> <i>Muratura di pietra squadrata</i> $\tau_v=fv_0=0,20$ <i>MPa</i>	MP-1A-F33S	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	2,96
	MP-2A-F33S	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	897	33x33	2,75
	MP-1A-F66S	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	2,53
	MP-2A-F66S	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	2,80
	MP-1A-F66SL	1	1.08	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,50
	MP-2A-F66SL	1	1.08	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	1,45
	MP-1A-F66D	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	27	760	99x99	3,13
MP-2A-F66D	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	27	760	99x99	3,04	
<i>Gattesco et al. 2010</i> <i>Muratura di pietra squadrata</i> $\tau_v=fv_0=0,18$ <i>MPa</i>	MP-1B-F66S	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	3,18
	MP-2B-F66S	2	1.15	Barre GFRP	Betoncino	7,8	Vetro	23	963	66x66	3,39
<i>Balsamo et al. 2011</i> <i>Muratura di tufo a una testa</i> $\tau_v=fv_0=0,16$ <i>MPa</i>	PGG1L	2	1.10	no	Calce	16,10	Vetro	72	1275	25x25	2,86
	PGG2L	2	1.10	no	Calce	16,10	Vetro	72	1275	25x25	3,41
	PGG3L	2	1.10	no	Calce	16,10	Vetro	72	1275	25x25	3,72
	PGG1C	2	1.10	no	Cementizia	30,00	Vetro	72	1275	25x25	4,16
	PGG2C	2	1.10	no	Cementizia	30,00	Vetro	72	1275	25x25	4,21
	PGG3C	2	1.10	no	Cementizia	30,00	Vetro	72	1275	25x25	3,83
	PBB1L	2	1.10	no	Calce	16,10	Basalto	89	1542	6x6	2,52
<i>Parisi et al 2013</i> <i>Muratura di tufo a due teste</i> $\tau_v=fv_0=0,20$ <i>MPa</i>	PG1	1	1.04	no	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	2,32
	PG2	1	1.04	no	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	2,11
	PG1c	1	1.04	Fiocchi acciaio	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	2,73
	PG2c	1	1.04	Fiocchi acciaio	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	2,67
	P2G1	2	1.08	no	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	3,12
	P2G2	2	1.08	no	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	3,01
<i>Babaedarabad et al. 2014</i> <i>Muratura di mattoni rossi a una testa</i> $f_{cm}=24$ <i>MPa</i> $\tau_v=fv_0=0,61$ <i>MPa</i>	1 ply-1	2	1,22	no	Cementizia	30	Carbonio	240	4800	10x10	2,21
	1 ply-2	2	1,22	no	Cementizia	30	Carbonio	240	4800	10x10	2,70
	1 ply-3	2	1,22	no	Cementizia	30	Carbonio	240	4800	10x10	2,39
	4 ply-1	2	1,87	no	Cementizia	30	Carbonio	240	4800	10x10	5,01
	4 ply-2	2	1,87	no	Cementizia	30	Carbonio	240	4800	10x10	4,53
	4 ply-3	2	1,87	no	Cementizia	30	Carbonio	240	4800	10x10	4,66
<i>Corradi et al. 2014</i> <i>Muratura di pietra disordinata</i> $\tau_v=fv_0=0,04$ <i>MPa</i>	CD-07-U-IP	2	1,11	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	8,45
	CD-08-U-IR	2	1,11	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	10,79
	CD-10-U-IR	2	1,09	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	11,21
	CD-11-S-IP	2	1,16	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	4,21
	CD-12-P-IP	2	1,08	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	3,51
	CD-13-P-IP	2	1,09	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	4,92
	CD-14-P-IP	2	1,09	Barre GFRP	Cementizia	21,36	Vetro	36	530	66x66	3,73
<i>Balsamo et al. 2014</i> <i>Muratura</i>	P1BB	2	1.10	Fiocchi acciaio	Calce	16,05	Basalto	89	1542	6x6	2,62
	P2BB	2	1.10	Fiocchi acciaio	Calce	16,05	Basalto	89	1542	6x6	3,42

Appendice al Capitolo 4

<i>calcareo disordinata</i>	PIGG	2	1,10	Fiocchi acciaio	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	2,57	
	P2GG	2	1,10	Fiocchi acciaio	Calce	16,05	Vetro	72	1275	25x25	2,36	
$\tau_v=f_v0=0,12$ MPa	S1-FB8-1	2	1,80	Barre GFRP	Calce	8	Vetro	67	1000	66x66	6,98	
	S1-FB8-2	2	1,80	Barre GFRP	Calce	8	Vetro	67	1000	66x66	8,16	
	S1-FB13-1	2	1,80	Barre GFRP	Calce	13	Vetro	67	1000	66x66	7,13	
	S1-FB13-2	2	1,80	Barre GFRP	Calce	13	Vetro	67	1000	66x66	7,23	
	S1-FB25-1	2	1,80	Barre GFRP	Cementizia	25	Vetro	67	1000	66x66	8,39	
	S1-FB25-2	2	1,80	Barre GFRP	Cementizia	25	Vetro	67	1000	66x66	9,19	
	<i>Micelli et al. 2016</i>	S1-FBSC-1	2	1,80	no	Calce	8	Vetro	67	1000	66x66	7,49
	<i>Pietra calcarea una testa</i>	S1-FBSC-2	2	1,80	no	Calce	8	Vetro	67	1000	66x66	7,54
	$f_{cm}=4,38$ MPa	S1-FBML-1	2	1,20	Barre GFRP	Calce	7,24	Vetro	67	1000	66x66	7,08
	$\tau_v=f_v0=0,11$ MPa	S1-FBML-2	2	1,20	Barre GFRP	Calce	7,24	Vetro	67	1000	66x66	7,00
	S1-FRCM-A1	2	1,20	Fiocchi Carbonio	Calce	8	Vetro	70	1500	12x12	7,90	
	S1-FRCM-A2	2	1,20	Fiocchi Carbonio	Calce	8	Vetro	70	1500	12x12	9,70	
	S1-FRCM-B1	2	1,20	no	Cementizia	20	PBO	270	5800	-	7,89	
	S1-FRCM-B2	2	1,20	no	Cementizia	20	PBO	270	5800	-	8,74	
	S1-FRCM-C1	2	1,20	no	Cementizia	15	Vetro	72	1276	25x25	6,02	
	S1-FRCM-C2	2	1,20	no	Cementizia	15	Vetro	72	1276	25x25	8,05	
	<i>Micelli et al. 2016</i>	D1-FB8-1	2	1,53	Barre GFRP	Calce	8	Vetro	67	1000	66x66	9,35
		D1-FB8-2	2	1,53	Barre GFRP	Calce	8	Vetro	67	1000	66x66	9,35
D1-FRCM-A1		2	1,13	Fiocchi Carbonio	Calce	8	Vetro	70	1500	12x12	9,35	
<i>Pietra calcarea doppio paramento</i>		D1-FRCM-A2	2	1,13	Fiocchi Carbonio	Calce	8	Vetro	70	1500	12x12	9,55
D1-FRCM-B1		2	1,13	no	Cementizia	20	PBO	270	5800	-	9,45	
$\tau_v=f_v0=0,06$ MPa		D1-FRCM-B2	2	1,13	no	Cementizia	20	PBO	270	5800	-	8,48
<i>Menna et al. 2015</i>	T_H_M1_s1	2	1,12	Corde canapa	Calce e pozzolana	14,5	Canapa	6,75		20x20	2,0	
	<i>Muratura di tufo a una testa</i>	T_H_M1_s2	2	1,12	Corde canapa	Calce e pozzolana	14,5	Canapa	6,75		20x20	2,3
	T_H_M4_s1	2	1,32	Corde canapa	Calce	14,2	Canapa	6,75		20x20	3,9	
	$\tau_v=f_v0=0,25$ MPa	T_H_M4_s2	2	1,32	Corde canapa	Calce	14,2	Canapa	6,75		20x20	3,8
<i>Menna et al. 2015</i>	CB_H_M1_s1	2	1,12	Corde canapa	Calce e pozzolana	14,5	Canapa	6,75		20x20	2,7	
	<i>Muratura di mattoni rossi a due teste</i>	CB_H_M1_s2	2	1,12	Corde canapa	Calce e pozzolana	14,5	Canapa	6,75		20x20	2,9
	CB_H_M4_s1	2	1,32	Corde canapa	Calce	14,2	Canapa	6,75		20x20	3,5	
	$\tau_v=f_v0=0,30$ MPa	CB_H_M4_s2	2	1,32	Corde canapa	Calce	14,2	Canapa	6,75		20x20	3,2

Bibliografia

Capitolo 1

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*

Sisto Mastrodicasa (2012). *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Hoepli Editore (Ottobre 2012).

V.V.A.A, EERI special earthquake report (June 2009). *The Mw 6.3 Abruzzo, Italy, Earthquake of April 6, 2009.*

DPC, Reluis, a cura di Mauro Dolce e Getano Manfredi (2011). *Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*. Doppiavoce Edizioni (30 dicembre 2011).

L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (2011). *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*. Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni.

Capitolo 2

Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, Manfredi G, Dolce M. (2016). *Reconstruction process of damaged residential buildings outside the historical centres after L'Aquila earthquake – Part I: light reconstruction*. Bull Earthq Eng 2016. <http://dx.doi.org/10.1007/s10518-016-9877-8>. accepted for publication.

Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, Manfredi G, Dolce M. (2016). *Reconstruction process of damaged residential buildings outside the historical centres after L'Aquila earthquake – Part II: heavy reconstruction*. Bull Earthq Eng, submitted for publication.

ABK (Agabian Barnes Kariotis) (1981). *Methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings: wall testing, out-of-plane*. Topical Report 04, El Segundo (CA,USA): Agabian Assoc.

Bariola, J., Ginocchio, J.F. & Quiun, D. (1990). *Out-of-plane seismic response of brick walls*. 5th North American Masonry Conference. University of Illinois at Urbana-Champaign, June 3-6 1990, 1: 429-439.

Baggio, C. & Masiani, R. (1991). *Dynamic behaviour of historical masonry*. Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Germany, 1991, 473-480.

Lam, N. T.K., Wilson, J. L. & Hutchinson, G. L. (1995). *The Seismic Resistance of Unreinforced Masonry Cantilever Walls in Low Seismicity Areas*. Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 28(3): 179-195.

Doherty, K.T. (2000). *An investigation of the weak links in the seismic load path of unreinforced masonry buildings*. Adelaide (AUS), Adelaide University, School of Civil and Environmental Engineering, PhD Thesis.

Meisl, C.S., Elwood, K.J., Mattman, D.W. & Ventura, C.E. (2006). *Out-of-Plane Seismic Performance of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls*. 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, April 18-22, 2006, Paper No. 959.

Wilhelm, M., Mojsilović, N. & Dazio, A. (2007). *Out-of-Plane Shaking Table Tests on Unreinforced Masonry Walls*. 10th North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri, USA, June 3-5, 2007, 671-682

ElGawady, M. A., Ma, Q., Butterworth, J. W. & Ingham, J. (2011). *Effects of interface material on the performance of free rocking blocks*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40:375- 392, DOI: 10.1002/eqe.1025.

Paganoni,S., D'Ayala, D. (2014). *Testing and design procedure for corner connections of masonry heritage buildings strengthened by metallic grouted anchors*. Engineering Structures 70 (2014) 278–293.

NTC08 (2008) “*Norme tecniche per le costruzioni*”, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Rome, Italy.

Circolare 02/02/2009 n. 617 (2009). Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti –*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le*

costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27). Gazzetta Ufficiale 26/02/2009 n. 47, Rome, Italy.

UNI EN 1926 - *Metodi di prova per pietre naturali - Determinazione della resistenza a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2000.

UNI EN 1015-11 - *Metodi di prova per malte per opere murarie - Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2007.

UNI EN 998-2 *Specifiche per malte per opere murarie - Parte 2: Malte per muratura*, 07 Ottobre 2010.

UNI EN 1052-1 - *Metodi di prova per muratura - Determinazione della resistenza a compressione*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2001.

ACI 440.3R-04 - *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*, American Concrete Institute 2004

UNI EN 2561 - *Tensile Test Parallel To The Fibre Direction*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2001.

Capitolo 3

CNR-DT 200-R1/13 - *Istruzione per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, materiali, strutture in c.a. e in c.a.p., strutture murarie*, Roma CNR 10 Ottobre 2013.

ASTM E519-07 - *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2007.

Prota, , G. Marcari, G. Fabbrocino, G. Manfredi, C. Aldea (2006). *Experimental in-plane behavior of tuff masonry strengthened with cementitious*

matrix-grid composites. ASCE - Journal of Composites for Construction (2006), 10(3), 223-233.

Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S. (2010). *Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign*. Construction and Building Materials 24 (2010) 84–93.

Gattesco N., Dudine A. (2010). *Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature con intonaco in GFRP*. Proceeding of National Conference "sulla Sicurezza e Conservazione nel recupero dei beni colpiti dal sisma: Strategie e tecniche di ricostruzione ad un anno dal terremoto abruzzese", vol. 1, p. 251-260, IUAV, Venezia, 8-9 aprile 2010.

Balsamo A., Di Ludovico M., Prota A., Manfredi G. (2011). *Masonry Walls Strengthened with Innovative Composites*. Proceedings of the 10th International Research Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures FRPRCS ACI SP-275, Tampa, Florida, USA, April 2-4, 2011, ACI SP-275-44. (ISBN: 0-87031-412-2)

Parisi F., Iovinella I., Balsamo A., Augenti N., Prota A. (2013). *In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix–grid composites*. Composites Part B: Engineering Volume 45, Issue 1, February 2013, 1657–1666.

Babaeidarabad S., De Caso F., Nanni A. (2014). *URM walls strengthened with fabric-reinforced cementitious matrix composite subjected to diagonal compression*. ASCE - Journal of Composites for Construction, 2014.18.

ACI 549.4R-13 - *Guide to Design and Construction of Externally Bonded fabric. Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures*, American Concrete Institute, 2013.

Corradi M., Borri A., Castori G., Sisti R. (2014). *Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids*. Composite Part B 64 (2014), 33–42.

Balsamo A., Iovinella I., Morandini G. (2014). *FRG strengthening systems for masonry building*. Proceeding of NZSEE Conference, Auckland, 21-23 March 2014.

Micelli F., Sciolti M.S. , Leone M., Aiello M.A., Dudine A. (2016). *Shear behaviour of Fiber Reinforced Mortar strengthened masonry walls built with limestone blocks and hydraulic mortar*. In: Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges – Modena, da Porto & Valluzzi (Eds) 2016 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02999-6

Menna C., Asprone D., Durante M., Zinno A., Balsamo A., Prota A. (2015). *Structural behaviour of masonry panels strengthened with an innovative hemp fibre composite grid*. Construction and Building Materials 100 (2015) 111–121.

NTC08 (2008) “*Norme tecniche per le costruzioni*”, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Rome, Italy.

Circolare 02/02/2009, n. 617 - *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, gazzetta Ufficiale 26/02/2009 n.47.

Cascardi A., Micelli F., Aiello M.A. (2016). *Analytical model based on artificial neural network for masonry shear walls strengthened with FRM systems*. Composites Part B 95 (2016) 252 e 263.

UNI EN 1015-11 - *Metodi di prova per malte per opere murarie - Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*, 07 08 Marzo 2007.

UNI EN 998-2 - *Specifiche per malte per opere murarie - Parte 2: Malte per muratura*, 07 Ottobre 2010.

RILEM TC 76-LUM - *Diagonal tensile strength tests of small wall specimens*, Bagnaux: International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures; 1994.

ACI 549.4 R-13 - *Guide to design and construction of externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix systems for repair and strengthening concrete and masonry structures.*, ACI Committee 549, Farmington, MI.

AC 434-R1 - *Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems*, ICC Evaluation Service, 28 December 2012.

Capitolo 4

Shrive NG, Masia MJ, Lissel SL (2001). *Strengthening and rehabilitation of masonry using fibre reinforced polymers*. Proceedings of the 3rd international seminar on historical constructions, Guimaraes, Portugal, pp 1047–1056.

Masia MJ, Shrive NG (2003). *CFRP wrapping for the rehabilitation of masonry columns*. *Can J Civ Eng* 30(4):734–744.

Micelli F, De Lorenzis L, Galati N, La Tegola A (2001). *Confinement of natural block masonry columns using fibre reinforced polymer rebars and laminates*. In: Proceedings of the 9th Canadian masonry symposium, Fredericton, Canada, 4–6 June 2001.

Micelli F, De Lorenzis L, La Tegola A, (2003). *Confinement of masonry columns with FRP bars*. In: Proceedings of Composites in Construction CCC2003 International Conference, Cosenza, Italy, 16–19 Sept 2003, pp 373–378.

Micelli F, De Lorenzis L, La Tegola A (2004). *FRP-confined masonry columns under axial loads: analytical model and experimental results*. *Br Masonry Soc—Masonry Int* 17:3:95–108.

Faella C, Martinelli E, Paciello S, Nigro E (2004). *Experimental tests and theoretical models on tuff masonry bricks and columns confined with C-FRP sheets*, vol. 2. In: Proceedings of IMTCR04 international conference, Lecce, Italy, 6–9 June, pp 343–359.

Nigro E., Paciello S., Faella C. (2004). *Sperimentazione sul confinamento con FRP di pilastri in muratura di pietra naturale ed artificiale*. X Congresso Nazionale ANIDIS, L'Ingegneria sismica in Italia, Pisa, 10-14 Giugno, 2004.

Krevaikas TD, Triantafillou T (2006). *Masonry confinement with fiber-reinforced polymers*. *ASCE J Compos Constr* 9(2):128–135.

Corradi M, Grazini A, Borri A (2007). *Confinement of brick masonry columns with CFRP materials*. *Compos Sci Technol* 67:1772–1783.

Aiello MA, Micelli F, Valente L (2007). *Structural upgrading of masonry columns by using composite reinforcements*. ASCE J Compos Constr 11(6):650–658.

Di Ludovico M, Fusco E, Prota A and Manfredi G. (2008). *Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Aiello MA, Micelli F, Valente L (2009). *FRP-confinement of square masonry columns*. ASCE J Compos Constr 13(2):148–158

Di Ludovico M, D’Ambra C, Prota A, Manfredi G (2010). *FRP confinement of tuff and clay brick columns: experimental study and assessment of analytical models*. ASCE - J Compos Constr 14(5):583–596.

Borri A., Castori G., Corradi M. (2011). *Masonry Columns Confined by Steel Fiber Composite Wraps*. Material Journal 2011, 4 , 311-326.

Faella C, Martinelli E, Paciello S, Camorani G, Aiello MA, Micelli F, Nigro E (2011). *Masonry columns confined by composite materials: experimental investigation*. Composites: Part B 42(4):692–704 30.

Micelli F., Di Ludovico M., Balsamo A., Manfredi G. (2014). *Mechanical behavior of FRP-confined masonry by testing of full-scale columns*. Mater. Struct. 2014, 47, 2081–2100.

Witzany, J.; Zigler, R. (2016). *Stress State Analysis and Failure Mechanisms of Masonry Columns Reinforced with FRP under Concentric Compressive Load*. Polymers 2016, 8, 176.

Theofanis, Kreaikas D. (2012-2015). *Textile reinforced mortar system as a means for confinement of masonry structures*. Proc. In: the 12th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-12) & the 5th Asia-Pacific Conference on Fiber Reinforced Polymers in Structures (APFIS-2015) Joint Conference, 14-16 December 2015, Nanjing, China

Irem A. Yilmaz, Pelin E. Mezrea, Medine Ispir, Ergün Binbir, Ihsan E. Bal, and Alper Ilki (2013). *External confinement of brick masonry columns with*

open-grid basalt reinforced mortar. Fourth Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2013) 11-13 December 2013, Melbourne, Australia.

Incerti A, Vasiliu A, Ferracuti B and Mazzotti C. (2015). *Uni-axial compressive tests on masonry columns confined by FRP and FRCM*. The 12th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-12) & The 5th Asia-Pacific Conference on Fiber Reinforced Polymers in Structures (APFIS-2015), Joint Conference, 14-16 December 2015, Nanjing, China.

Fossetti M. and Minafò G. (2016). *Strengthening of Masonry Columns with BFRCM or with SteelWires: An Experimental Study*. *Fibers* 2016, 4, 15; DOI:10.3390/fib4020015.

CNR-DT 200-R1/13 - *Istruzione per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, materiali, strutture in c.a. e in c.a.p., strutture murarie*, Roma CNR 10 Ottobre 2013.

UNI EN 1926 - *Metodi di prova per pietre naturali - Determinazione della resistenza a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2000.

UNI EN 1015-11 *Metodi di prova per malte per opere murarie - Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*, 07 08 Marzo 2007.

UNI EN 998-2 *Specifiche per malte per opere murarie - Parte 2: Malte per muratura*, 07 Ottobre 2010.

UNI EN 1052-1 *Metodi di prova muratura. Determinazione della resistenza a compressione*, Gennaio 2001.

UNI EN ISO 6892-1 *Materiali metallici - Prova di trazione - Parte 1: Metodo di prova a temperatura ambiente*, 08 ottobre 2009.

NTC08 (2008) “*Norme tecniche per le costruzioni*”, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Rome, Italy.T.C.

Triantafillou and C.G. Papanicolaou (2005). *Textile Reinforced Mortars (TRM) versus Fiber Reinforced Polymers (FRP) as Strengthening Materials of Concrete Structures*. Seventh International Symposium of the Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7), Kansas City, Missouri, November 6-9, 2005.

Ortlepp R, Lorenz A, Curbach M. (2011). *Geometry effect onto the load bearing capacity of column heads strengthened with TRC*. In: Proceeding of the fib Symposium, Prague; 2011. ISBN 978-80-87158-29-6.

De Caso y Basalo, F., Matta, F., and Nanni, A. (2012). *Fiber-reinforced cement-based composite system for concrete confinement*. *Constr. Build. Mater.*, 32, 55–65.

Ombres, L. and Mazzuca, S. (2016). *Confined Concrete Elements with Cement-Based Composites: Confinement Effectiveness and Prediction Models*. *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000755, 04016103.

ACI (American Concrete Institute) (2013). *Guide to design and construction of externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix systems for repair and strengthening concrete and masonry structures*. ACI 549.4 R-13, ACI Committee 549, Farmington, MI.

AC 434-R1 - *Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems*, ICC Evaluation Service, 28 December 2012

Capitolo 5

Zhu B. (1986). *A review of seismic test for masonry structures in China*. Proceeding of US-PRC Joint workshop on seismic resistance os Masonry Structures, 1986, pp. III-5-1/III-5-12.

Tomazevic M., Lutman M, Weiss P., Velechovsky T. (1992). *The influence of rigidity of floors on the seismic resistance of old masonry building: shaking-table tests of stone-masonry houses- summary report*. ZRMK/P1-92/04 Report, Ljubljana, pp.117.

Modena C., La Mendola P., Terrusi A. (1992). *Shaking tabel studyof a reinforced masonry building model*. Proceeding of the Tenth Word Conference on Earthquake Engineering, v.6, Rotterdam 1992, pp.3523-3526

Costley A.C., Abrams D.P. (1996). *Dynamic response of unreinforced masonry building with flexible diaphragms*. National centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.; National Science Foundation, Arlington, VA., October 10, 1996, 326 p.

Magenes, G., Penna, A., and Galasco, A., (2010c). *A full-scale shaking table test on a two storey stone masonry building*. Proc. of the 14th European Conference on Earthquake Engineering. Ohrid.

Benedetti D., Carydis P. and Pezzoli P. (1998). *Shaking table tests on 24 simple masonry buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.27, 67-90 (1998).

Mendes N., Lourenço P.B., Campos-Costa A. (2014). *Shaking table testing of an existing masonry building: assessment and improvement of the seismic performance*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2014, 43:247-266.

Dolce M., Ponzo F.C., Goretti A., Moroni C., Nigro D., Giordano F., De Canio G., Marnetto R. (2008). *3d dynamic tests on 2/3 scale masonry buildings upgraded with different systems*. Proc. 14th WCEE, Beijing.

Mazzon N., Valluzzi M.R., Aoki T., Garbin E., De Canio G., Ranieri N., Modena C. (2009). *Shaking table tests on two multi-leaf stone masonry buildings*. Proc. 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto.

Magenes G., Penna, A., Rota M. Galasco A., and Senaldi, I. (2012). *Shaking table test of a full scale stone masonry building strengthened maintaining flexible floor and roof diaphragms*. Proceeding 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction, Wroclaw.

Magenes G., Penna, A., Rota M. Galasco A., and Senaldi, I. (2012). *Shaking table test of a full scale stone masonry building with stiffened floor and roof diaphragms*. Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon.

Langone I., Prota A., Bergamo G., Manfredi G. (2007). *Analisi sperimentale su tavola vibrante di due modelli in muratura di tufo consolidati mediante materiali compositi*. XII Convegno ANIDIS, Pisa, 10-14 Giugno 2007.

Bairrao R and Falcao Silva MJ (2009). *Shaking table tests of two different reinforcement techniques using polymeric grids on an asymmetric limestone full-scaled structure*. Engineering Structures 31 (2009) 1321_1330.

Li-hua Xu, Si Zhang, Xiao-bin Hu & Ming-jie Zhang (2012). *Seismic Responses of Masonry Structures Strengthened with FRP Laminates: a Shaking-table Study*. Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon.

Saleem M.U.; Numada M., ; Amin M.N.; Meguro K. (2016). *Shake Table Tests on FRP Retrofitted Masonry Building Models*. J. Compos. Constr., 2016, 20(5).

UNI EN 1926 - *Metodi di prova per pietre naturali - Determinazione della resistenza a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2000.

NTC08 (2008) "*Norme tecniche per le costruzioni*", Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Rome, Italy.

UNI EN 1015-11 - *Metodi di prova per malte per opere murarie - Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2007.

UNI EN 998-2 - *Specifiche per malte per opere murarie - Parte 2: Malte per muratura*, 07 Ottobre 2010.

UNI EN 1052-1 - *Metodi di prova per muratura - Determinazione della resistenza a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, European Committee for Standardization 2001.

Indice delle figure

Figura 1.1 Foto di meccanismi di collasso per disgregazione della muratura.....	12
Figura 1.2 Meccanismo di ribaltamento semplice di un fabbricato	14
Figura 1.3 Quadro fessurativo per meccanismo di ribaltamento semplice	14
Figura 1.4 Meccanismo di ribaltamento composto	15
Figura 1.5 Meccanismo di ribaltamento del cantonale.....	16
Figura 1.6 Meccanismo di ribaltamento di flessione verticale.....	17
Figura 1.7 Meccanismo di ribaltamento di flessione orizzontale.....	17
Figura 1.8 Meccanismo di ribaltamento del timpano.....	18
Figura 1.9 Crisi nel piano dei pannelli: (a) pressoflessione; (b) taglio scorrimento; (c) taglio trazione	20
Figura 1.10 Rottura a taglio nel piano della parete	21
Figura 1.11 Lesione nel paramento murario a seguito di intervento di rifacimento del solaio con cambiamento di orditura.	23
Figura 1.12 Danni da sostituzione di copertura.....	24
Figura 2.1 (a) Modello dell'edificio; (b) Dimensioni del campione (mm)	29
Figura 2.2 Geometria del campione (dimensione in mm).....	30
Figura 2.3 Fasi esecutive.....	31
Figura 2.4 Prova di compressione su cubetto di tufo: (a) campione prima del test; (b) campione a fine test	33
Figura 2.5 Prove su malte: prova a flessione (a) campione prima del test, (b) campione a fine prova; prova a compressione (a) campione prima del test, (b) campione a fine prova.....	35
Figura 2.6 (a) Setup prova a compressione muratura; (b) quadro fessurativo a prova ultimata.....	36
Figura 2.7 Diagramma σ - ϵ dei test a compressione su muretti	36
Figura 2.8 Setup di carico: vista in pianta (a); vista frontale (b, c); vista posteriore (d, e).	39
Figura 2.9 Setup carico orizzontale.....	40
Figura 2.10 Strumentazione di prova: LVDT sulla parete frontale (a); LVDT nell'ammorsamento (b); LVDT e trasduttori a filo sulla parete di spina (c).	41
Figura 2.11 Meccanismi di ribaltamento teorici: (a) ribaltamento semplice; (b) ribaltamento composto	45
Figura 2.12 Rotture locali: a) rottura a taglio; b) rottura a trazione	46
Figura 2.13 Diagramma Forza - drift	48
Figura 2.14 Spostamenti del muro frontale.....	49
Figura 2.15 Quadro fessurativo a 35 kN di carico	50

Figura 2.16 Diagramma d-drift LVDT relativi L8-L11 (quota 185 cm).....	51
Figura 2.17 Diagramma d - drift trasduttori a filo superiori.....	52
Figura 2.18 Quadro fessurativo del muro di spina a fine prova.	52
Figura 2.19 Espulsione spigoli.....	53
Figura 2.20 Fasi esecutive di ripristino del campione.....	54
Figura 2.21 Diagramma Forza - drift S2 vs S1	56
Figura 2.22 Fasi meccanismo:a) 1a fase ; b) 2a fase; c) 3a fase	57
Figura 2.23 Diagramma inviluppo d - drift L19.....	58
Figura 2.24 Diagrammi d–drift: LVDT L18 (a); Stringer LVDT sul lato destro del muro di spina (b).	59
Figura 2.25 Diagramma d-drift: LVDT L11, L13, L16 (spostamenti relativi alla sezione di ammorsamento).....	60
Figura 2.26 Diagramma d-drift LVDT L17 (lesione a ridosso dell’ammorsamento).....	61
Figura 2.27 Tubi pultrusi cavi in fibra di carbonio rinforzati.....	62
Figura 2.28 Layout di rinforzo	63
Figura 2.29 Fasi esecutive intervento di rinforzo con connessioni in composito	64
Figura 2.30 Diagramma Forza-drift prova S3	66
Figura 2.31 Rotazione rigida del provino rinforzato con connessioni in composito.	67
Figura 2.32 Diagramma d-drift dell’LVDT L19 (lesione tra la base del provino e la fondazione).....	67
Figura 2.33 Confronto tra le curve sperimentali	68
Figura 2.34 S2 vs S3 test: Capacità di energia dissipata (a); Degrado di rigidezza (b).	68
Figura 3.1 Setup di prova in Prota et al. (2006)	76
Figura 3.2 Setup di prova in Faella et al. (2010).....	77
Figura 3.3 Confronto teorico-sperimentale presentato in Faiella et al. (2010) ...	78
Figura 3.4 Diagramma t- γ test in Balsamo et al. (2010).....	80
Figura 3.5 Diagramma t- γ test in Parisi et al. (2013)	81
Figura 3.6 Setup di prova in Corradi et al. (2014)	82
Figura 3.7 Diagramma t- γ test in Balsamo et al. (2014).....	83
Figura 3.8 Analisi dati sperimentali presenti in letteratura	85
Figura 3.9 Campioni di prova: schema realizzativo (a); muretto realizzato (b)..	87
Figura 3.10 Confezionamento dei campioni	87
Figura 3.11 (a) Schema di rinforzo; (b) Posizione connettori.....	88
Figura 3.12 Esecuzione rinforzo	91
Figura 3.13 Test setup.....	95
Figura 3.14 Schema di posizionamento degli LVDT.....	96

Figura 3.15 Individuazione dei parametri per definire il fattore di duttilità.....	99
Figura 3.16 Pannello non rinforzato.....	100
Figura 3.17 Tipica rottura diagonale del pannello non rinforzato.....	100
Figura 3.18 Quadro fessurativo del pannello non rinforzato.....	100
Figura 3.19 Confronto curve tensioni-deformazioni pannelli non rinforzati	101
Figura 3.20 Diagrammi τ - γ pannelli rinforzati VS pannelli non rinforzati	103
Figura 3.21 Confronto tra sistemi di rinforzo in termini di resistenza	106
Figura 3.22 Confronto tra sistemi di rinforzo in termini di modulo tangenziale	107
Figura 3.23 Diagrammi τ - γ lato non rinforzato VS lato rinforzato pannello "T1(M4)G1120_1".....	108
Figura 3.24 Quadro fessurativo pannello "T1(M1)G40_1":	109
Figura 3.25 Quadro fessurativo pannello "T2(M1)G40_1": (a) lesioni nel piano; (b) distacco del rinforzo dalla muratura.	110
Figura 3.26 Confronto campagna sperimentale Vs stato dell'arte.....	114
Figura 3.27 Confronto V_{exp} - V_{th} in accordo alla formulazione riportata nel documento ACI 549.4R-13.	117
Figura 4.1 Schema di realizzazione del provino (a); costruzione delle colonne (b).....	129
Figura 4.2 Eliminazione spigoli vivi (a); Arrotondamento spigoli (b).....	130
Figura 4.3 Rete in GFRP (a); Rete in BFRP (b); Bagnatura superficie (c); Applicazione primo strato di malta (d); Applicazione fascia di rete (e); Applicazione secondo strato di malta (f).....	132
Figura 4.4 Esecuzione fori (a); Applicazione primer (b); Applicazione di stucco epossidico (c); Inserimento barra in GFRP (d).	134
Figura 4.5 Esecuzione pre-foro (a); Inserimento "a secco" della barra (b).....	135
Figura 4.6 Schema di rinforzo.....	135
Figura 4.7 Posizionamento del provino sulla macchina di prova: colonna non rinforzata (a); colonna rinforzata (b).....	139
Figura 4.8 Diagramma σ - ϵ colonna non rinforzata.	144
Figura 4.9 Quadro fessurativo colonna non rinforzata a fine prova.....	145
Figura 4.10 Diagramma σ - ϵ_H/ϵ_V LVDT posti in mezzeria	146
Figura 4.11 Diagramma σ - ϵ : confronto provini rinforzati vs provino non rinforzato	147
Figura 4.12 Quadro fessurativo a fine prova.....	151
Figura 4.13 Confronto colonne rinforzate con incamiciatura (S_Ggrid - S_Bgrid)	152
Figura 4.14 Confronto colonne rinforzate con incamiciatura e barre elicoidali in acciaio (S_Ggrid_Sr - S_Bgrid_Sr).....	153

Figura 4.15 Confronto colonne rinforzate con incamicatura e barre pultruse in GFRP (S_Ggrid_Gr - S_Bgrid_Gr).....	154
Figura 4.16 Confinamento di sezioni rettangolari o quadrate con fasciatura esterna	156
Figura 4.17 Efficacia di confinamento dei tiranti.....	157
Figura 4.18 Confronto teorico-sperimentale FRP vs FRCM (CNR-DT 200-R1/13).....	160
Figura 4.19 Confronto teorico (ACI 549.4R-13) - sperimentale su provini rinforzati con FRCM.	163
Figura 5.1 Modello tridimensionale agli elementi finiti.....	170
Figura 5.2 Disegni esecutivo di realizzazione del provino	173
Figura 5.3 Fasi realizzative	175
Figura 5.4 Schema distribuzione masse aggiuntive	175
Figura 5.5 Massa aggiuntiva: (a) Sezione di dettaglio; (b) Posizionamento masse	176
Figura 5.6 (a) Setup prova a compressione muratura; (b) provino in fase di prova	179
Figura 5.7 Time-History.....	182
Figura 5.8 (a) Schema strumentazione Pareti 1 e 4; (b) Schema strumentazione pareti 2 e 3; (c) Accelerometri; (d) Laser; (e) LVDT.....	184
Figura 5.9 Provino “as built” AMT_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH1-9); valori accelerazioni TH9.....	188
Figura 5.10 Provino “as built” AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH10-11-12-13); valori accelerazione TH13	189
Figura 5.11 Provino “as built” AQV_EST 100%: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH14-15-16-17); valori accelerazione TH17	190
Figura 5.12 AQV_EST 125%: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH18-19-20); valori accelerazione TH18.....	190
Figura 5.13 Provino “as built” AMT_EST_2: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH32-33-34-35-36); valori accelerazione TH35-TH36	191
Figura 5.14 Provino “as built” AQV_EST_2: Apertura lesione parete 4 registrata da LVDT L4-L5 (TH37-39).....	192
Figura 5.15 AQV_EST_2: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH37-38-39); valori accelerazione TH39.....	192
Figura 5.16 Provino non rinforzato: andamento della frequenza del sistema registrata nei test Random	193
Figura 5.17 Schema quadro fessurativo	193
Figura 5.18 Quadro fessurativo Parete 1 – Lato esterno	194

Figura 5.19 Quadro fessurativo Parete 1 – Lato interno	195
Figura 5.20 Quadro fessurativo Parete 2 – Lato esterno	196
Figura 5.21 Quadro fessurativo Parete 2 – Lato interno	197
Figura 5.22 Quadro fessurativo Parete 3 – Lato esterno	198
Figura 5.23 Quadro fessurativo Parete 3 – Lato interno	199
Figura 5.24 Quadro fessurativo Parete 4 – Lato esterno	200
Figura 5.25 Quadro fessurativo Parete 4 – Lato interno	201
Figura 5.26 Fase 1: Ripristino della continuità muraria lesionata.....	204
Figura 5.27 Fase 2: Sarcitura delle lesioni con barre metalliche elicoidali poste in orizzontale con applicazione “a secco”	205
Figura 5.28 Fase 2: Sarcitura delle lesioni con barre metalliche elicoidali poste in verticale in asole nella muratura.....	207
Figura 5.29 Fase 3: Applicazione rete in GFRP con malta di calce fibrorinforzata	209
Figura 5.30 Fase 4: Realizzazione intonaco esterno e interno con malta di calce fibrorinforzata (spessore medio 1,5 cm).....	210
Figura 5.31 Frequenza propria del provino dopo l'esecuzione dell'intervento di ripristino e rinforzo.....	211
Figura 5.32 Provino rinforzato: (a) Lesione TH28; (b) Lesioni TH32.....	212
Figura 5.33 Provino rinforzato: AMT_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH1-3)	213
Figura 5.34 Provino rinforzato: AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH4-12)	213
Figura 5.35 Provino rinforzato: AMT_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH18-22)	213
Figura 5.36 Provino rinforzato: AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH23-28)	214
Figura 5.37 Provino rinforzato: AQV_EST: Profilo accelerazioni registrate dagli strumenti A1-A4 (TH29-32)	214
Figura 5.38 Provino rinforzato: Spostamenti alla base misurati da LVDT L1-L9- L10 (TH29-32).....	214
Figura 5.39 Provino rinforzato: andamento della frequenza del sistema registrata nei test Random.....	215
Figura 5.40 Meccanismi di collasso edifici esistenti a seguito degli eventi sismici del 24 agosto 2016 nel Centro Italia.....	216
Figura 5.41 Confronto andamento della frequenza del sistema tra il provino non rinforzato e rinforzato.....	217

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 Risultati prove di compressione su cubetti di tufo	32
Tabella 2.2 Risultati prove su elementi di malta	34
Tabella 2.3 Risultati test compressione muretti	36
Tabella 2.4 Analisi dei carichi.....	37
Tabella 2.5 Programma di prova	55
Tabella 2.6 Test di trazione su tubi cavi in fibra di carbonio	65
Tabella 3.1 Formulazioni teoriche confrontate in Faella et al. (2010)	78
Tabella 3.2 Matrice di prova	90
Tabella 3.3 Risultati prove di caratterizzazione dei materiali	93
Tabella 3.4 Caratteristiche reti di rinforzo	94
Tabella 3.5 Risultati prove compressione diagonale su pannelli non rinforzati	101
Tabella 3.6 Risultati prove compressione diagonale su pannelli rinforzati.....	104
Tabella 3.7 Tabella C8A.2.2 della Circ. n°617/2009	111
Tabella 3.8 Risultati test eseguiti per determinare il coefficiente moltiplicativo	112
Tabella 4.1 Matrice di prova	128
Tabella 4.2 Risultati prove di compressione su cubetti di pietra leccese	136
Tabella 4.3 Risultati prove su malta di allettamento	137
Tabella 4.4 Risultati prove su malta di rinforzo	138
Tabella 4.5 Caratteristiche tecniche reti di rinforzo	138
Tabella 4.6 LVDTs e Stringer LVDTs.....	140
Tabella 4.7 Posizionamento Strain gauges.....	142
Tabella 4.8 Risultati sperimentali.....	148
Tabella 4.9 Confronto teorico-sperimentale FRP vs FRCM (CNR-DT 200- R1/13).....	159
Tabella 4.10 Confronto teorico-sperimentale in accordo ACI 549.4R-13 per confinamento con FRCM.....	162
Tabella 5.1 Peso della struttura muraria dell'edificio prototipo.....	169
Tabella 5.2 Peso del solaio dell'edificio prototipo.....	169
Tabella 5.3 Fattori di scala	171
Tabella 5.4 Risultati prove di compressione su cubetti di tufo	177
Tabella 5.5 Risultati prove su elementi di malta	178
Tabella 5.6 Risultati prova di compressione muretto.....	179
Tabella 5.7 Caratteristiche segnali	181
Tabella 5.8 Programma dei test effettuati su provino non rinforzato.....	185