UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DEL SANNIO

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA IN TECNICA DELLE COSTRUZIONI

MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA CON FRP

Relatori

Ch.mo Prof. Ing. Marisa Pecce

Prof.ssa Ing. Francesca Ceroni

Candidato

Francesco Junior Marchese

Matr. 394/75

Anno Accademico 2011-2012

“...la giustizia del mondo

che punisce chi ha le ali e non vola”

Indice

Intoduzione **1**

1. METODI DI VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA **3**

1.1. Analisi statica non lineare **4**

1.2. Metodi semplificati **7**

1.2.1. Scheda GNDT di II livello **7**

1.2.2. Valutazione della sicurezza sismica secondo DPCM 2008 ..... **16**

1.3. Curve di fragilità **19**

2. IL CASO STUDIO **24**

2.1. Caratteristiche dell'edificio **26**

2.2. Schematizzazione dell'edificio **28**

2.3. Analisi non lineare **35**

2.4. Valutazione del rischio sismico **40**

2.4.1. Scheda GNDT II livello **41**

2.4.2. DPCM 2008 ..... **47**

2.5. Curve di fragilità **52**

3. MATERIALI COMPOSITI PER IL RINFORZO DI EDIFICI IN MURATURA .. **61**

3.1. Analisi articoli **63**

3.1.1. Muratura in tufo **64**

3.1.1.1. Analisi non lineare su muratura in tufo rinforzata con compositi in matrice cementizia (Lignola-Prota-Manfredi, 2009) **64**

3.1.1.2. Comportamento sperimentale di muratura di tufo rinforzata con FRG a base di eco pozzolana (Balsamo-Prota-Iovinella-Morandini) **72**

3.1.1.3. Capacità a taglio di muratura rinforzata esternamente con un materiale composito a base cementizia: una campagna sperimentale (Faella-Martinelli-Nigro-Paciello, 2010) **79**

3.1.1.4. Prove di compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati con CMF (2005) **89**

3.1.1.5. Prove di compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati con CMF su un solo lato del paramento (2006) **98**

3.1.2. Muratura in cls **106**

3.1.2.1. Sistemi di rinforzo a base cementizia per il recupero della muratura (Aldea-Mobasher-Jain, 2007) **106**
3.1.2.2. Capacità di carico di pareti in muratura in cls rinforzati con compositi in GFRP (Al-Salloum-Almusallam, 2005) **113**
3.1.3. Muratura in argilla **131**
3.1.3.1. Comportamento a taglio di pareti in muratura rinforzate con laminati in FRP (Valluzzi-Tinazzi-Modena, 2002) **131**
3.1.3.2. Rinforzo di strutture in muratura utilizzando laminati in FRP (Thanasis-Triantafillou, 1998) **143**
3.1.3.3. Malta rinforzata [Textile-reinforced mortar (TRM)] vs FRP come materiale di rinforzo per pannelli in muratura: cicli di carico nel piano (Papanicolau-Triantafillou-Karlos-Papathanasiou, 2007) **160**
3.1.3.4. Modello comportamentale relativo all'applicazione di taglio nel piano di pannelli non rinforzati, o rinforzati in FRP (Gobor-Bennani-Jacquelin-Lebon, 2006) **178**
3.1.4. Muratura in Adobe-Dry-Solid **194**
3.1.4.1. Caratteristiche di rinforzo e dissipazione energetica di pareti in muratura nei confronti di cicli di carico nel piano (Wunsche-Hracov-Pospisil-Garofano-Urushadze) **194**
3.2. Analisi dei risultati **210**
4. ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE I COMPOSITI **224**
4.1. Adeguamento sismico con composito in malta cementizia **225**
4.1.1. Analisi dei risultati **231**
4.2. Adeguamento sismico con composito in GFRP **235**
4.2.1. Analisi dei risultati **237**
4.3. Conclusioni **238**
Bibliografia **239**
Appendice Capitolo 2 ..... **241**
Appendice Capitolo 3 ..... **271**

Introduzione

L'Italia è un paese caratterizzato da un territorio ormai interamente definito come sismico anche se con diversi livelli di pericolosità. Inoltre la gran parte del costruito presente sul territorio è costituito da edifici in muratura progettati secondo normative obsolete, o addirittura in assenza di normative, e senza alcuna particolare attenzione rivolta alle prestazioni in presenza di sisma. Tutto ciò mette in evidenza quanto sia importante salvaguardare il costruito edilizio attraverso strategie di prevenzione e riduzione del rischio sismico, disponendo innanzitutto di metodi per la stima di tale rischio. Il presente lavoro tratta il problema dell'analisi del rischio sismico di una classe di edifici in muratura tipici nel tessuto urbano dei centri storici italiani, e la validità di un intervento di adeguamento realizzato con un rinforzo innovativo mediante materiali compositi.

Nel Capitolo 1 sono riportati diversi metodi che possono essere utilizzati per svolgere un'analisi del rischio sismico degli edifici esistenti in muratura. Si è posta l'attenzione in particolare su metodi semplificati (schede di valutazione o analisi semplificate) che consentono di determinare e identificare la vulnerabilità sismica di un edificio mediante dei parametri sintetici. Poi sono stati analizzati metodi più elaborati quali analisi non lineari e curve di fragilità con cui si può valutare in modo più affidabile la capacità di un edificio esistente a fronte di un evento sismico e la sua propensione a raggiungere determinate condizioni di danno.

Nel Capitolo 2 viene descritto il caso studio, Palazzo Bosco Lucarelli, un edificio in muratura sito nel cuore del centro storico della città di Benevento, e attualmente sede della Facoltà di Ingegneria dell'Università del Sannio. Questo edificio è rappresentativo di una classe di edifici in muratura presenti nel centro storico di Benevento, pertanto i risultati che si conseguono in questo caso sono significativi di un'analisi di rischio sismico di più ampio respiro. Per il caso studio viene implementata una modellazione non lineare mediante la quale esaminare le prestazioni sismiche e sviluppare le curve di fragilità, considerando la variazione di alcuni parametri. Infatti per l'analisi sono stati scelti 3 tipi di muratura e 2 tipi di solai, ottenendo 6 modelli di edificio differenti che potessero tenere conto degli edifici esistenti nel centro storico della città. Su questi 6 casi sono state svolte le analisi non lineari per ricavare le curve di capacità e sono state realizzate le curve di fragilità per poter confrontare le performance degli edifici tra di loro.

Nel Capitolo 3, previa una breve introduzione sui benefici apportati dai rinforzi innovativi rispetto ai metodi di rinforzo classici, è riportata l'analisi di una serie di articoli di letteratura relativi al comportamento di pannelli rinforzati con materiali compositi. Alla fine del capitolo, l'analisi viene sintetizzata con dei grafici riepilogativi che evidenziano i miglioramenti percentuali in termini di resistenza e di spostamento ultimo (cioè di duttilità) dei pannelli rinforzati oggetto degli articoli esaminati.

Nel Capitolo 4, infine, sono illustrati i risultati delle analisi non lineari e delle curve di fragilità dell'edificio analizzato al Capitolo 2 considerando l'applicazione di un rinforzo in composito nel caso della muratura più scadente. La simulazione è stata eseguita incrementando la resistenza della muratura e la capacità di spostamento dei pannelli murari in virtù di quanto emerso dallo studio degli articoli di letteratura svolto al Capitolo 3. In particolare si è notato come un incremento della resistenza della muratura non risulti essere un intervento di adeguamento efficace se non supportato da un contestuale incremento della capacità di spostamento. Il composito, infatti, potrebbe costituire una soluzione per l'adeguamento sismico degli edifici proprio perché, nonostante abbia un comportamento elastico-lineare, conferisce un comportamento duttile all'elemento rinforzato.

1. METODI DI VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA

Negli ultimi anni l'attenzione dell'ingegneria sismica si è posta sulla salvaguardia del costruito edilizio, ponendo in particolare l'attenzione sulla prevenzione e sulla riduzione del rischio sismico. Il rischio sismico è stato definito, dalla maggior parte dei propositi governativi, come le conseguenze di un potenziale danno economico, sociale ed ambientale derivante da eventi sismici pericolosi che possano occorrere su un certo territorio in un dato periodo di tempo. Il proposito della valutazione e dello studio del rischio sismico, viene perseguito attraverso lo studio del comportamento di una struttura in risposta ad un evento sismico, che sia esso di entità lieve o distruttiva. L'attenzione di questo tipo di studio si rivolge soprattutto ad edifici progettati senza particolari attenzioni alla questione sismica, con normative obsolete e inadatte. In questa categoria possono sicuramente ricadere gli edifici in muratura che costituiscono gran parte del tessuto urbanistico dei centro storici di svariate città Italiane. In particolare si deve cercare di determinare il danno che un determinato tipo di edificio possa manifestare e la sua vulnerabilità a fronte di un evento sismico rilevante. È possibile valutare la vulnerabilità sismica di un singolo edificio o di un gruppo di edifici, con risultati di diverso dettaglio. Ovviamente la scelta del tipo di analisi dipenderà dagli obiettivi che si stanno perseguendo. L'analisi di un insieme di edifici, evidentemente, restituirà risultati meno dettagliati rispetto all'analisi del comportamento di un singolo edificio. Nel presente lavoro di tesi si focalizzerà l'attenzione su un singolo edificio in muratura, che presenta però le caratteristiche adatte per identificare una classe di edifici in muratura, per poi studiarne la vulnerabilità. La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio può essere svolta con diverse metodologie che possono essere più o meno dettagliate nei risultati o nell'analisi a seconda di vari aspetti. Innanzitutto bisogna tener conto della quantità di dati a disposizione sull'edificio in esame, e degli oneri computazionali, che si vogliono affrontare, in relazione all'accuratezza del risultato che si vorrà ottenere. In particolare si possono distinguere vari metodi che possono essere analitici o semplificati. Nel presente lavoro saranno trattati tre tipi di valutazione del rischio sismico:

- Analisi non lineare
- Metodi semplificati (schede GNDT, DPCM 2008)
- Curve di fragilità

1.1. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali incrementate in maniera statica e monotona, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi come risultante un taglio alla base F_b. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa, e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il risultato di questo tipo di analisi sarà sintetizzato attraverso una curva, che è detta curva pushover, in cui sono riportate sulle ascisse i valori dello spostamento del punto di controllo considerato e sulle ordinate i valori della tagliante orizzontale che carica la struttura. Sono analisi "statiche" poiché la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura, e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tale metodo viene utilizzato nella fattispecie per valutare la capacità di edifici esistenti e per determinare parametri quali $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ (rapporto di sovra resistenza), e l'effettivo valore del termine q (fattore di struttura) che rappresenta e quantifica la risposta inelastica della struttura.

Tale metodo di analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento, sotto la componente del terremoto considerata, sia governato da un modo di vibrare naturale principale caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (Figura 1.1).

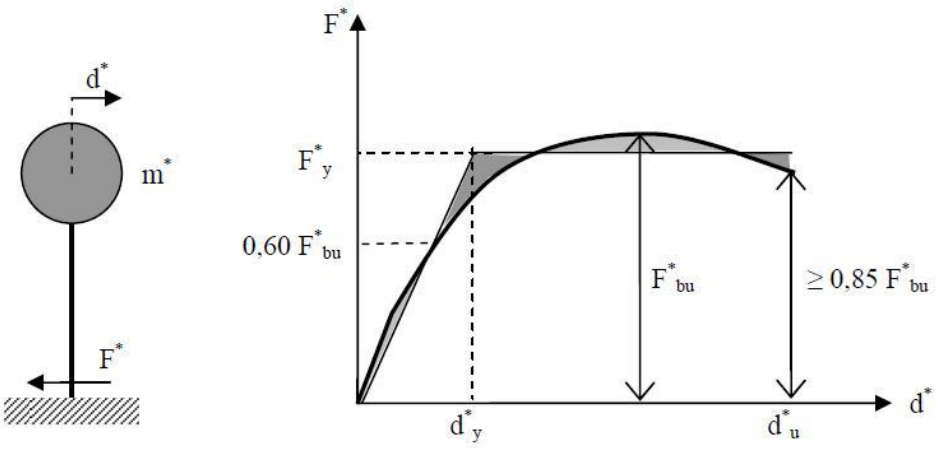


Figura 1.1

La forza $F*$ e lo spostamento $d*$ del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze del sistema reale dalle relazioni:

$$F* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Dove Γ è il fattore di partecipazione modale definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Dove:

$\varphi =$ modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo d_c pari a 1;

$M =$ matrice di massa del sistema reale;

$\tau =$ vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata.

Alla curva di capacità del sistema equivalente va sostituita una curva bilineare costituita da un primo tratto elastico e da un secondo tratto perfettamente plastico. Il tratto elastico si individua imponendo il passaggio della bilineare per il punto $0.6 \cdot F^*_{bu}$ ($F^*_{bu} = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$, con F_{bu} pari alla resistenza massima del sistema strutturale reale) della curva di capacità del sistema equivalente. Successivamente si individua la forza di plasticizzazione F^*_y,

imponendo l'uguaglianza delle aree sottese alla curva bilineare e alla curva di capacità, per lo spostamento massimo d_u^*, corrispondente ad una riduzione di resistenza minore o uguale di $0.15 \cdot F_{bu}^*$.

Una volta determinata la domanda di spostamento $d_{\max}^*$ per lo stato limite in esame, si verifica che sia $d_{\max}^* \leq d_u^*$, e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili, e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'azione sismica deve essere applicata, per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi, e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

Nel lavoro di tesi, l'analisi statica non lineare è stata svolta mediante l'utilizzo del software 3Muri. La modellazione e l'analisi della struttura svolta dal software si basa sulle indicazioni della normativa che suggeriscono la corretta scelta della distribuzione di masse e rigidezze (anche eventualmente di elementi non strutturali) al fine di ottenere un modello strutturale adeguato. Va posta un'attenzione speciale agli edifici in muratura esistenti che spesso sono stati interessati da fasi costruttive successive e variazioni della destinazioni d'uso. Ciò è importante poiché risulta di fondamentale importanza conoscere oltre ai materiali, anche gli elementi strutturali dell'edificio. Il software utilizza il modello del telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai). Quindi negli edifici in muratura la parete potrà essere schematizzata come telaio in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi. Le travi di accoppiamento in muratura ordinaria (o fasce), potranno essere modellate solo se adeguatamente ammorsate alle pareti, sorrette da architravi strutturalmente efficaci e solo se sia possibile un meccanismo resistente a puntone.

Alla base dell'analisi svolta dal software vi sono procedure semplificate in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa, determinata dall'inserimento di un input sismico, viene ricondotto allo studio di un sistema non lineare ad un unico grado di libertà, equivalente al modello dotato di n gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale. Queste procedure caratterizzano il sistema sismico resistente tramite curve di capacità. Le curve di capacità rappresentano l'inviluppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la simulazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. A differenza dei metodi di

analisi elastici in cui il comportamento non lineare degli è tenuto in conto attraverso l'introduzione del fattore di struttura, l'analisi statica non lineare coglie l'evoluzione della risposta strutturale man mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare, fornendo informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità. Il risultato dell'analisi, ossia la curva di pushover, consente di associare a determinati livelli di spostamento, e quindi a determinate intensità dell'evento sismico, il grado di funzionalità atteso e il livello di danno corrispondente.
Ottenuta la capacità di una struttura, questa deve poi essere confrontata con la "domanda" richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.
Il valore massimo dello spostamento fornito dall'edificio è valutato in corrispondenza di un valore del taglio che ha subito un decadimento del 20% dal valore di picco. In base alla curva di capacità del sistema reale così definita, si deve passare alla bilatera associata al sistema equivalente, nota la quale, si identifica il periodo del sistema ad un grado di libertà, il cui comportamento permette di individuare la richiesta in spostamento del sisma.

1.2. Metodi semplificati

Nel lavoro di tesi sono stati adoperati due metodi semplificati per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura:

- Scheda GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) di II livello
- Valutazione della sicurezza sismica secondo DPCM 2008

Questi possono essere definiti dei metodi semplificati poiché permettono di definire e ricavare un indice di vulnerabilità o di sicurezza a partire da dati sintetici, senza la necessità di ricorrere ad analisi dall'elevato onere computazionale.

1.2.1. Scheda GNDT di II livello

Le schede realizzate dal GNDT vengono utilizzate per determinare la vulnerabilità di una classe di edifici. Infatti, il loro proposito è quello di definire la vulnerabilità di un insieme di edifici, anche se può risultare utile anche l'utilizzo delle stesse per un singolo edificio. L'analisi mediante questo tipo di schede consiste nel raccogliere una serie di

dati essenzialmente visivi e una serie di grandezze elementari che ci consentano in via del tutto semplificata di valutare la capacità di un edificio di fronteggiare un evento sismico. Perciò mediante una serie di giudizi e valutazioni dell'osservatore, in funzione di un certo numero di parametri ritenuti significativi per valutare la resistenza di un edificio nei confronti di un evento sismico di qualsiasi entità, si perviene ad un indice di vulnerabilità. I giudizi e le valutazioni riguardano sia parametri relativi a singoli elementi (strutturali e non) e sia parametri relativi al comportamento di insieme della struttura. I parametri da considerare sono undici e la valutazione della vulnerabilità segue, per ognuno, tre passi fondamentali:

- Attribuzione ad una classe tra le quattro disponibili;
- Definizione di un livello di conoscenza (qualità dell'informazione);
- Assegnazione di un peso nella valutazione complessiva (al fine di ricavare il valore dell'indice di vulnerabilità V).

Per ogni parametro il manuale della scheda definisce le caratteristiche delle quattro classi di assegnazione (A,B,C,D).
Per quanto riguarda la qualità dell'informazione, si possono definire quattro livelli di conoscenza che sono:

- Livello A: informazione assente;
- Livello B: qualità bassa;
- Livello M: qualità media;
- Livello E: qualità elevata.

I parametri da valutare nella scheda GNDT di II livello per edifici in muratura sono 11 e comprendono:

1. Tipo ed organizzazione del sistema resistente
2. Qualità del sistema resistente
3. Resistenza convenzionale
4. Posizione edificio e fondazioni
5. Orizzontamenti
6. Configurazione planimetrica
7. Configurazione in elevazione
8. Distanza massima tra le murature
9. Copertura

10. Elementi non strutturali
11. Stato di fatto

Con la voce “tipo ed organizzazione del sistema resistente” (figura 1.2) si valuta il grado di organizzazione degli elementi verticali, prescindendo dal materiale e dalle caratteristiche delle singole murature. Il requisito fondamentale è la presenza e l’efficacia dei collegamenti tra pareti ortogonali, tali da assicurare l’efficienza del comportamento scatolare della struttura.

1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	11|__|	22|__|	Norme nuove costruzioni	(Clas. A) 33	1
				Norme riparazioni	(Clas. A)	2
				Cordoli e catene tutti i livelli	(Clas. B)	3
				Buoni ammorsam. fra muri	(Clas. C)	4
				Senza cordoli cattivi ammors.	(Clas. D)	5

Figura 1.2

Il termine “qualità del sistema resistente” (figura 1.3) prende in considerazione i tipi di muratura più frequentemente utilizzati, differenziandone in modo qualitativo le caratteristiche di resistenza, al fine di valutarne l’efficienza. In questo caso l’attribuzione dell’edificio ad una delle quattro classi dipenderà dal tipo di materiale e dalla forma degli elementi costituenti le murature e dall’omogeneità di materiale e di pezzatura per tutta l’estensione della parete.

2	QUALITÀ DEL S.R.	12|__|	23|__|	(vedi manuale)	34|__|

Figura 1.3

Il parametro “resistenza convenzionale” (figura 1.4 - figura 1.5) esprime la percentuale delle forze stati equivalenti che la struttura è in grado di sopportare. In tal caso a seguito di calcoli semplici, la classe sarà definita in base al valore di un termine α, definito mediante un termine C che rappresenta il rapporto tra il taglio ultimo a livello dei piani di verifica e il peso della parte di edificio al di sopra del piano di verifica.

3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13|__|	24|__|	Numero di piani **N** 35|__|__| Area totale coperta A_t (mq) 37|__|__|__|__.| Area A_x (mq) 41|__|__|__.| Area A_y (mq) 44|__|__|__.| τ_x (t/mq) 47|__|__|__.| Alt. media interpiano **h** (m) 50|__.|__| Peso specifico pareti p_m (t/mc) 52|__.|__| Carico permanente solai p_s (t/mq) 54|__.|__|

Figura 1.4

Parametro 3. Resistenza convenzionale

Tipologia strutture verticali τ_x (t/mq)

_____ _____

_____ _____

_____ _____

_____ _____

Minimo tra A_x ed A_y A (mq) _____

Massimo tra A_x ed A_y A (mq) _____

Coeff. $a_0 = A/A_t$ _____ Coeff. $\gamma = B/A$ _____

$q = (A_x + A_y)\, h\, p_m / A_t + p_s$ _____

$$C = \frac{a_0 \tau_k}{qN} \sqrt{1 + \frac{qN}{1{,}5\, a_0\, \tau_k\, (1+\gamma)}} = _____$$

$\alpha = C/0{,}4$ _____

Figura 1.5

Con il termine “posizione edificio e fondazione” (figura 1.6), si vuole considerare mediante un’indagine a vista, l’influenza del terreno e delle fondazioni sul comportamento sismico della struttura.

4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE	14|__|	25|__|	Pendenza percentuale del terreno 56|__|__.| Roccia Fondazioni: Si [1] No [2] Terr. sciolto non sping Fond. Si [3] No [4] Terr. sciolto spingente Fond. Si [5] No [6] Differen. max di quota Δh (m) 59|__|__|__.|

Figura 1.6

Nella sezione relativa agli “orizzontamenti” (figura 1.7) si valuta la qualità degli orizzontamenti, che ha un peso notevole nel garantire un buon funzionamento degli elementi resistenti verticali. Infatti non è raro che si possa verificare il collasso dei soli orizzontamenti con conseguenze notevoli in termini di danni e di vittime.

5	ORIZZONTAMENTI	15 |__|	26 |__|	Piani sfalsati Si [1] No [2] 63 Orizzontamenti rigidi e ben collegati [1] Orizzontam. deformabili e ben collegati [2] Orizzontam. rigidi e mal collegati [3] Orizzontam. deformabili e mal collegati [4] % Orizzontam. rigidi e ben collegati 64 |__|__.|

Figura 1.7

La “configurazione planimetrica” (figura 1.8 - figura 1.9) è importante poiché il comportamento sismico di un edificio dipende al pari di altri fattori, anche dalla configurazione in pianta dell’edificio. In caso di pianta rettangolare si deve valutare la differenza di lunghezza dei due lati e, in caso di presenza di irregolarità nella forma, queste devono essere prese in conto. Si considera la condizione più sfavorevole tra i piani di verifica.

6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16 |__|	27 |__|	Rapporto percentuale β_1 = a/l 66 |__|__.| Rapporto percentuale β_2 = b/l 70 |__|__.|

Figura 1.8

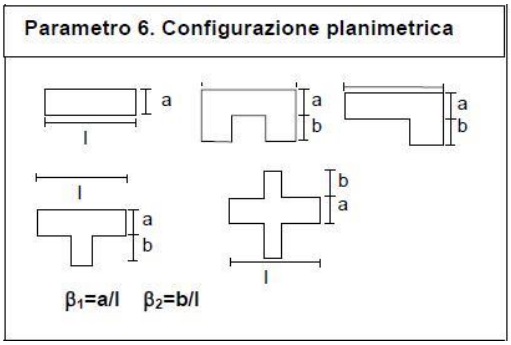


Figura 1.9

La voce “configurazione in elevazione” (figura 1.10 - figura 1.11), prende in considerazione il fatto che spesso gli edifici in muratura sono caratterizzati da

irregolarità in altezza causate dalla presenza di porticati, loggiati, altane e torri o torrette di massa o altezza significativa rispetto alla restante parte dell'edificio.

7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17 |__|	28 |__|	% aumento (+) o diminuzione(-) di massa 74 |__|__|__.|
				Rapporto percentuale T/H 77 |__|__.|
				Percentuale superficie porticata 79 |__|__.|
				Piano terra porticato Si 1 No 2

Figura 1.10

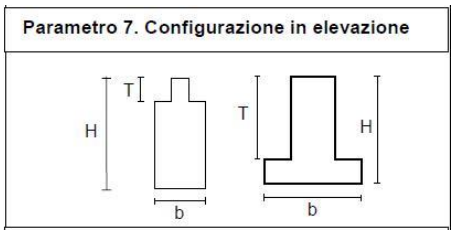


Figura 1.11

Nella scheda si considera anche la "distanza massima tra le murature" (figura 1.12), poiché la presenza di muri maestri intersecati da pareti poste ad elevate distanza tra loro può creare dei problemi all'edificio. Al fine di valutare questo parametro si considera il rapporto lunghezza/spessore.

8	D_{max} MURATURE	18 |__|	29 |__|	Rapporto massimo **l/s** 82 |__|__.|

Figura 1.12

Nella valutazione del parametro "coperture" (figura 1.13 - figura 1.14) si devono considerare essenzialmente il tipo e il peso della copertura. Queste due grandezze sono importanti poiché tendono ad influenzare il comportamento sismico dell'edificio.

9	COPERTURA	19 |__|	30 |__|	Copert. non sp. 84 ∅ poco sp. 1 sp. 2
				Cordoli in copertura Si 85 1 No 2
				Catene in copertura Si 86 1 No 2
				Carico perman. coper. p_c (t/mq) 87 |__.|__|__|
				Lungh. appoggio coper. l_s (m) 90 |__|__|__.|
				Perimetro copertura l (m) 93 |__|__|__.|

Figura 1.13

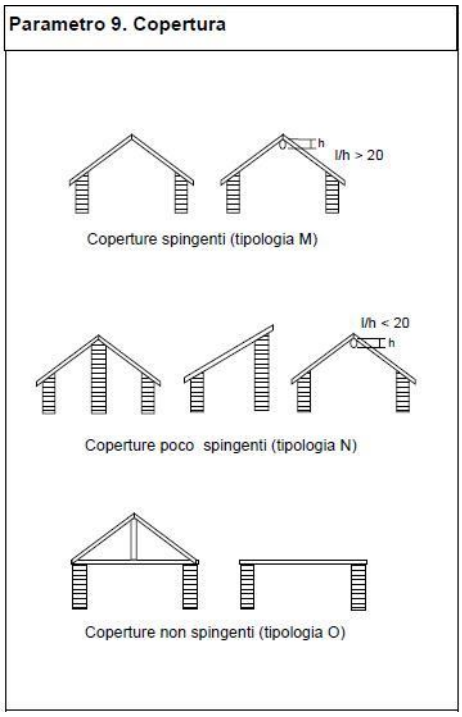


Figura 1.14

Nella sezione dedicata agli "elementi non strutturali" (figura 1.15) si considerano tutti quegli elementi quali infissi, appendici e aggetti, che con una loro eventuale caduta possono causare danno a persone o cose. Essendo elementi secondari e con poca influenza sul comportamento sismico dell'edificio, ha senso considerare un'unica classe che includa Classe A e Classe B.

10	ELEM. NON STRUTT.	20|__|	31|__|	(Vedi manuale)

Figura 1.15

Con lo "stato di fatto" (figura 1.16) si considera e si analizza lo stato di conservazione dell'edificio. Perciò si considerano in particolare le lesioni visibili sulla struttura, difetti evidenti nella muratura e il deterioramento dei materiali.

11	STATO DI FATTO	21|__|	32|__|	(Vedi manuale)

Figura 1.16

Definita la classe di ogni parametro, si passa a definire l'indice di vulnerabilità innanzitutto attribuendo ad ognuno dei parametri analizzati un peso in base alla tabella (Tabella 1.1) riportata di seguito:

	PARAMETRO	CLASSE C_V				PESO
		A	B	C	D	p_i
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1.05
4	Posizione edificio e fondazioni	0	5	15	45	0.75
5	Orizzontamenti	0	5	25	45	Variab
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0.5
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	Variab
8	Distanza massima muratura	0	5	25	45	0.25
9	Coperture	0	15	25	45	Variab
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	0.25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1

Tabella 1.1

Al fine di calcolare l'indice di vulnerabilità V, si utilizza la seguente relazione:

$$V = \sum_{i=1}^{11} C_{vi} \cdot p_i$$

Sulla base dell'indice di vulnerabilità ricavato, normalizzato rispetto a cento, si può costruire una curva di fragilità che possa mettere in relazione l'indice di vulnerabilità e il danno previsto, tenendo conto dell'intensità sismica. Utilizzando delle relazioni proposte da Petrini (1995) si possono calcolare le accelerazioni al suolo che producono il primo danneggiamento (Y_i) e il collasso (Y_c). Per determinare tali accelerazioni si utilizzano le seguenti relazioni:

$$Y_i(V) = \alpha_i \cdot e^{-\beta_i \cdot (V - V_s)}$$

$$Y_c(V) = \frac{1}{\left(\alpha_c + \beta_c \cdot (V - V_s)^{\gamma}\right)}$$

Dove:

$\alpha_c = 1.5371;$

$\beta_c = 0.000974;$

$\gamma = 1.8087;$

$\alpha_i = 0.08;$

$\beta_i = 0.01304;$

$V_s = -25;$

$V =$ indice di vulnerabilità.

Dal momento che l'indice di vulnerabilità V ha come valori estremi -25 e 100 (espressi in percentuale), la relazione $Y_c(V)$, fornisce valori dell'accelerazione di collasso compresi tra 0.13g e 0.65g.

Si considerando le seguenti relazioni per la valutazione del danno correlato alle accelerazioni precedentemente indicate:

$$D(V, y) = 0 \quad \text{per} \quad y < y_i$$

$$D(V, y) = \frac{y - y_i(V)}{y_c(V) - y_i(V)} \quad \text{per} \quad y_i \le y \le y_c$$

$$D(V, y) = 1 \quad \text{per} \quad y > y_c$$

Dunque si passa a determinare le accelerazioni attese al sito di interesse per gli SLV (stato limite di salvaguardia della vita) e SLD (stato limite del danno). Al fine di determinare questi valori si stabilisce la vita nominale della struttura e la sua classe d'utilizzo. Noti questi due termini si ricava il valore del periodo di riferimento dato da:

$$V_R = V_N \cdot c_u$$

Noto il periodo di riferimento si può ricavare il periodo di ritorno dell'azione sismica tramite la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\log(1 - P_{VR})}$$

Dove:

P_{VR} = probabilità di superamento.

Determinati i valori del periodo di ritorno, sulla normativa si possono ricavare i valori delle accelerazioni attese per gli Stati Limite considerati. A questo punto si possono costruire le curve di fragilità e determinare le percentuali di danno per gli Stati Limite di interesse.

1.2.2. Valutazione della sicurezza sismica secondo DPCM 2008

Il DPCM del 2008 fornisce delle linee guida sulla valutazione del rischio sismico del patrimonio edilizio facendo riferimento alle NTC 2008. In particolare fornisce un metodo semplificato per definire l'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLU) di un edificio. L'approccio LV1 del DPCM 2008 permette di calcolare attraverso il rapporto tra il valore dell'accelerazione sopracitata e l'accelerazione di picco caratteristica del sito, un indice di sicurezza sismica I_S .

L'indice di sicurezza è dato dalla seguente relazione:

$$I_S = \frac{a_{SLU}}{a_g \cdot S}$$

Per valori dell'indice di sicurezza superiori all'unità, l'edificio sarà in grado di sopportare l'azione sismica prevista. Per valori dell'indice inferiori all'unità, la sicurezza del manufatto risulterà essere inferiore a quella auspicabile.

Va specificato che tale approccio semplificato può essere utilizzato considerando le ipotesi di:

- Rottura delle pareti nel proprio piano;

- Meccanismo globale del manufatto.

Il valore dell'accelerazione al suolo, mediante cui si raggiungono le condizioni limite, è dato dalla relazione:

$$a_{SLU} = \frac{q \cdot F_{SLU}}{e^* \cdot M \cdot C(T)}$$

Dove:

$q =$ fattore di struttura;

$F_{SLU} =$ resistenza a taglio dell'edificio valutata sui singoli piani;

$e^* =$ frazione di massa partecipante;

$M =$ massa sismica totale dell'edificio;

$C(T) =$ spettro normalizzato (rapporto tra spettro di risposta elastico e accelerazione di picco del terreno che tenga conto delle caratteristiche del sito);

La resistenza a taglio dell'edificio (F_{SLU}), viene valutata come quella inferiore tra le due direzioni ortogonali di applicazione dei carichi sismici considerati. Il suo valore, per un generico piano i del manufatto, sarà dato dalla relazione:

$$F_{SLU} = \frac{\mu_i \cdot \xi_i \cdot A_i \cdot \tau_{di}}{\beta_i}$$

Dove:

μ_i è un termine che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, ed è dato da:

$$\mu_i = 1 - 0.2 \cdot \sqrt{\frac{N_{mi} \cdot \sum A^2{}_{i,j}}{A^2{}_i} - 1} \geq 0.8$$

Con:

$N_{mi} =$ numero di maschi murari nella direzione considerata;

$A_{i,j} =$ area del generico maschio nella direzione considerata;

A_i = area resistente a taglio dei muri dell'i-esimo piano.

ξ_i è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista nei maschi murari (pari a 1 nel caso di collasso per taglio, pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione)

τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura dei maschi del piano i, calcolabile con la seguente espressione:

$$\tau_{di} = \tau_{0di} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \cdot \tau_{0di}}}$$

Con:

τ_{0di} = valore della resistenza a taglio della muratura in assenza di compressione;

σ_{0i} = tensione verticale medio agente sulla superficie resistente dei muri dell'i-esimo piano (considerando la risultante dei carichi verticali permanenti e accidentali agenti all'i-esimo piano)

β_i è un coefficiente di irregolarità in pianta dato dalla relazione:

$$\beta_i = 1 + 2 \cdot \frac{e_i}{d_i} \leq 1.25$$

Con:

e_i = eccentricità del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse;

d_i = distanza del baricentro delle rigidezze dalla parete più esterna nella direzione in cui sia considerato applicato il carico.

Una volta determinato il valore del termine F_{SLU}, si calcola il termine e^* ipotizzando a priori un modo di collasso.

Noti tutti i termini della relazione, si può ricavare l'indice di sicurezza I_S. Si ricaverà un indice di sicurezza per ogni piano, e per ogni piano si prenderà in considerazione la direzione di carico che fornirà l'indice di sicurezza minore, a vantaggio di sicurezza.

1.3. Curve di fragilità

Oltre alle metodologie introdotte in precedenza il rischio sismico degli edifici può essere analizzato mediante la definizione delle curve di fragilità, che sono così definite dalla letteratura tecnica:

"Una curva di fragilità rappresenta la probabilità di superamento (POE) di una determinata misura del danno per differenti valori di EDP (engineering demand parameters)"

In generale si costruiscono delle curve di fragilità per ogni tipo di "gruppo danneggiabile" che possa essere affetto da un parametro di domanda (EDP). I parametri di domanda (EDP) possono essere molteplici e, per esempio, come parametri di domanda si possono considerare la PGA o uno spostamento interpiano. Per quanto riguarda i gruppi danneggiabili, ossia i gruppi di elementi analizzati dalle curve, questi possono essere di varia natura (Bohl 2009, ne individuò 16). L'analisi può essere focalizzata su gruppi di edifici caratterizzati da caratteristiche strutturali simili (classe di edifici), su elementi strutturali di un edificio, o su un singolo edificio.
In generale le curve di fragilità presentano un andamento di questo tipo (Figura 1.17):

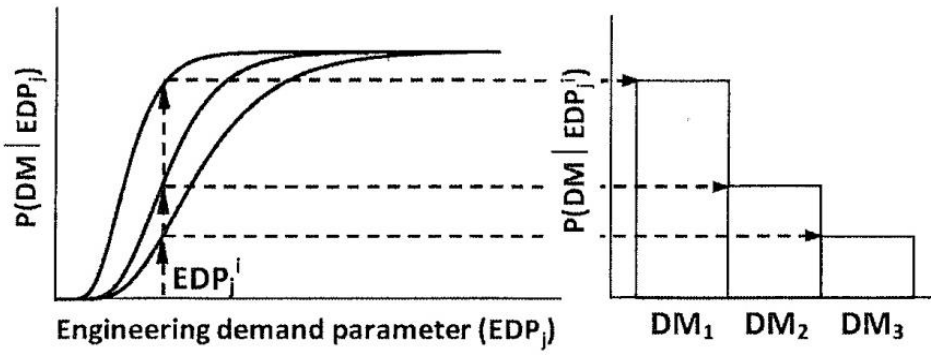


Figura 1.17

Nella figura si può notare come vi siano un numero di curve di fragilità pari al numero di livelli di danno considerati nell'analisi (DM_1, DM_2, DM_3). Sulle ascisse si riportano i valori del termine relativo alla domanda (EDP), e sulle ordinate si riportano i valori della probabilità di superamento di un determinato livello di danno (DM, identificato da una delle curve). Quindi, dato un valore del parametro di domanda scelto per l'analisi (EDP_j, con $_j$ che indica il gruppo danneggiabile che si sta analizzando), si potrà determinare per ogni livello di danno, intercettando le curve, la probabilità di superamento dello stesso.

A scopo esplicativo si riporta una curva di fragilità da un lavoro bibliografico riguardante la realizzazione di curve di fragilità per edifici in c.a. esistenti (Figura 1.18).

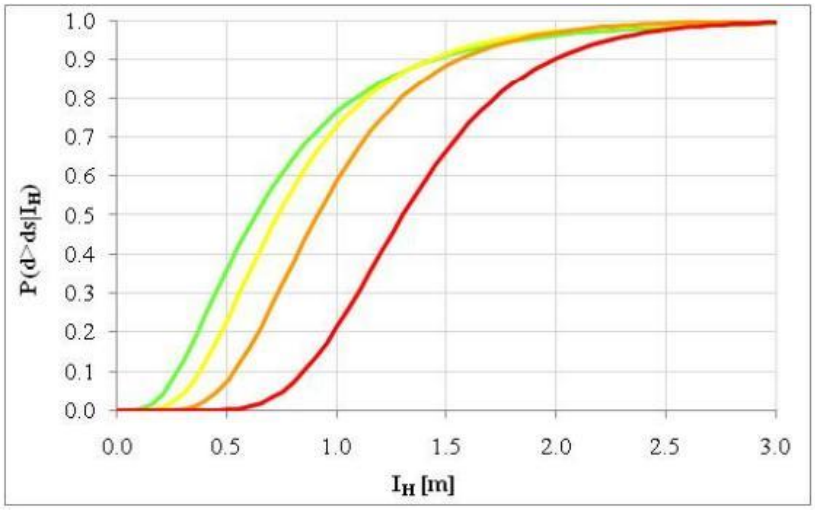


Figura 1.18

In questo caso il gruppo di edifici analizzato (gruppo danneggiabile) è rappresentato da edifici costruiti prima del 1971, a 2 piani e con telaio bare frame. Nella classe fanno parte gli edifici progettati per carichi verticali, con forma generalmente rettangolare e con solai orditi in un'unica direzione. Nell'esempio il parametro di domanda (EDP) è rappresentato dal termine I_H , intensità di Housner, e, le curve di fragilità, sono identificate da 4 livelli di danno (Figura 1.19).

Figura 2.19

Dunque sull'asse delle ascisse sono riportati i valori di I_H (EDP), mentre sull'asse delle ordinate si riporta la probabilità di superamento di un determinato livello di danno dato un valore dell'EDP (I_H). Dunque nel caso appena esposto, le curve di fragilità sono state applicate ad una classe di edifici.

A differenza del caso precedentemente esposto, nel presente lavoro sono state realizzate delle curve di fragilità che fossero relative ad un unico edificio.
La costruzione delle curve di fragilità si è basata sul calcolo delle curve di pushover relative all'edificio in muratura analizzato. In seguito alla bilinearizzazione delle curve di pushover sono stati individuati diversi stati di danno in base agli spostamenti della struttura. In particolare si è scelto di utilizzare la Scala Macrosismica Europea EMS 98, che individua cinque livelli di danno:

- D1: danno lieve
- D2: danno moderato
- D3: danno da significativo a grave
- D4: danno molto grave
- D5: distruzione

Sulle curve bilineari l'identificazione delle soglie di danno è stata definita mediante delle relazioni dipendenti da d_y (spostamento nella condizione di prima plasticizzazione) e d_u (spostamento ultimo).

Si riportano le relazioni utilizzate:

D0: $0 < d_{\max} < 0.3 \cdot d_y$

D1: $0.3 \cdot d_y < d_{\max} < 0.7 \cdot d_y$

D2: $0.7 \cdot d_y < d_{\max} < 1.5 \cdot d_y$

D3: $1.5 \cdot d_y < d_{\max} < 0.5 \cdot (d_y + d_u)$

D4: $0.5 \cdot (d_y + d_u) < d_{\max} < d_u$

D5: $d_{\max} > d_u$

Determinate le fasce di danno relative alla particolare pushover dell'edificio in muratura considerato, si può ricavare una curva che riporti sull'asse delle ascisse il valore della PGA, e sull'asse delle ordinate la percentuale di danno, dove un livello di 5 (D5) è considerato pari ad un danno del 100% (Figura 1.20). Per ogni periodo di ritorno del terremoto considerato, si otterrà un valore dell'accelerazione attesa al sito e una richiesta di spostamento che determinerà in che stato di danno si troverà il manufatto.

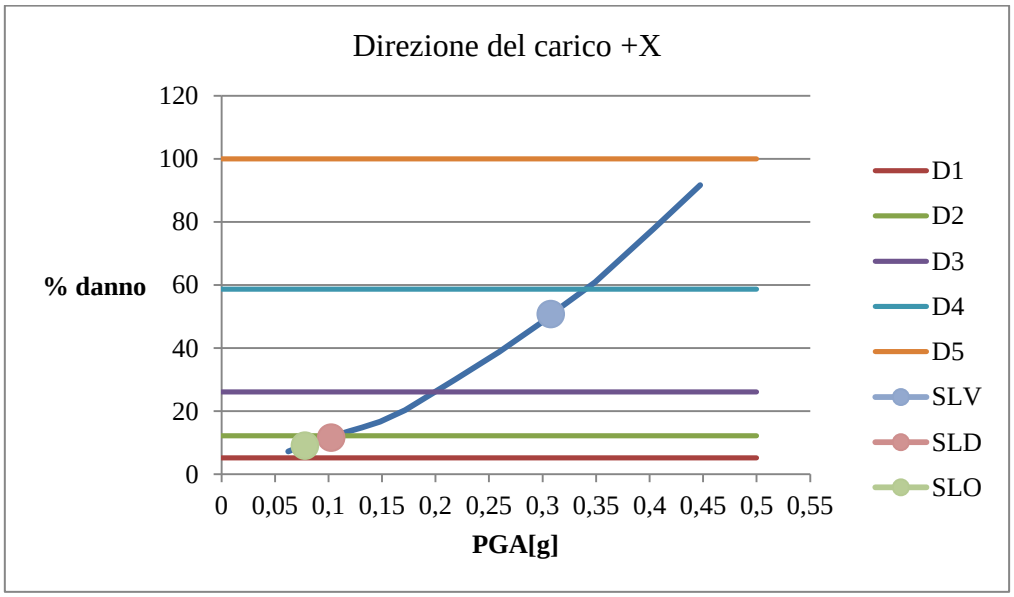


Figura 1.20

Al fine di valutare la curva di fragilità, l'accelerazione al piede della struttura (PGA) coincide con l'accelerazione al bedrock, a_g , poiché si considera un coefficiente di sito S pari a 1. Sebbene si faccia questa semplificazione, non si può trascurare la limitazione che la curva di fragilità realizzata sia sempre e comunque vincolata al sito e non possa essere considerata in maniera universale. Ciò avviene perché la richiesta di spostamento

dipende non solo dall'accelerazione a_g, ma anche da altri fattori che determinano lo spettro di risposta quali F_0 e T_c^* ,che sono dipendenti dal sito.

2. IL CASO STUDIO

Nell'ambito del lavoro di tesi, si è scelto di prendere in considerazione come "caso studio" per la valutazione del rischio sismico, Palazzo Bosco Lucarelli (Figura 2.1).

Figura 2.1

Questo è un edificio in muratura sito nel centro storico della città di Benevento. Tale scelta è stata dettata dalla necessità di identificare un edificio che potesse rappresentare una classe di edifici per poter svolgere poi un'analisi di rischio sismico più ampia, e che potesse riguardare parte del tessuto urbanistico del centro storico della città. Tale scelta può essere comprovata e giustificata anche solamente grazie ad un'analisi visiva degli edifici che sorgono in prossimità di Palazzo Bosco Lucarelli che si dimostrano essere simili per materiali di costruzione, regolarità delle facciate, numero di piani e regolarità in pianta degli edifici (Figura 2.2 - Figura 2.3).

Figura 2.2

Figura 2.3

2.1. Caratteristiche dell'edificio

Palazzo Bosco Lucarelli è vincolato come oggetto d'interesse storico e artistico, in base agli art. 1 e 3 dalla Legge 1 giugno 1939, n. 1089 con titolo: "Tutela delle cose d'interesse artistico o storico" successivamente abrogata dal Decreto Legislativo 22 gennaio 2004 n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio". Attualmente ospita alcune attività commerciali in corrispondenza del piano terra e gli uffici di presidenza ed alcune aule della facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi del Sannio. L'edificio negli anni ha subito svariate evoluzioni che lo hanno poi portato ad avere la configurazione attuale di edificio a corte.

La struttura presenta una pianta quasi rettangolare, cava, ed è costituita da un piano interrato non completamente accessibile, dal piano terra, un primo piano, un secondo piano, un sottotetto ed una copertura a falde con struttura portante in acciaio. Le dimensioni d'ingombro massime in pianta sono di 33.48 m e 26.32 m, e l'altezza dell'edificio è di 18.19 m.

Si riportano di seguito le piante dell'edificio del piano terra e del primo piano che possono essere considerate quelle rappresentative della tessitura muraria dell'edificio (Figura 2.4 - Figura 2.5).

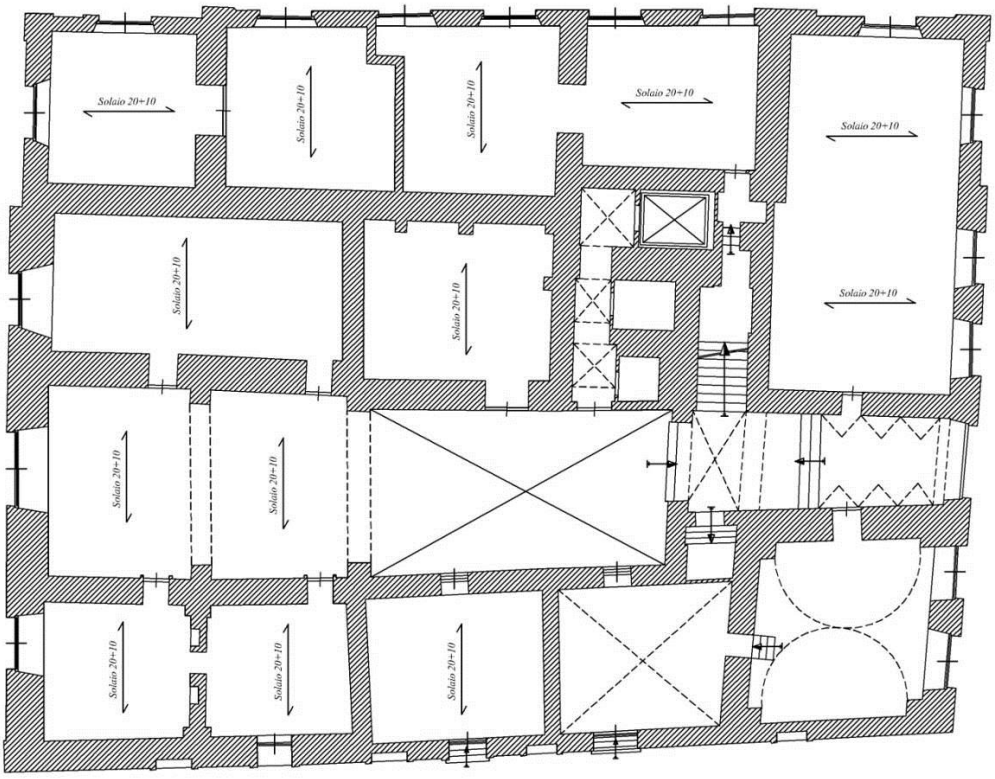


Figura 2.4

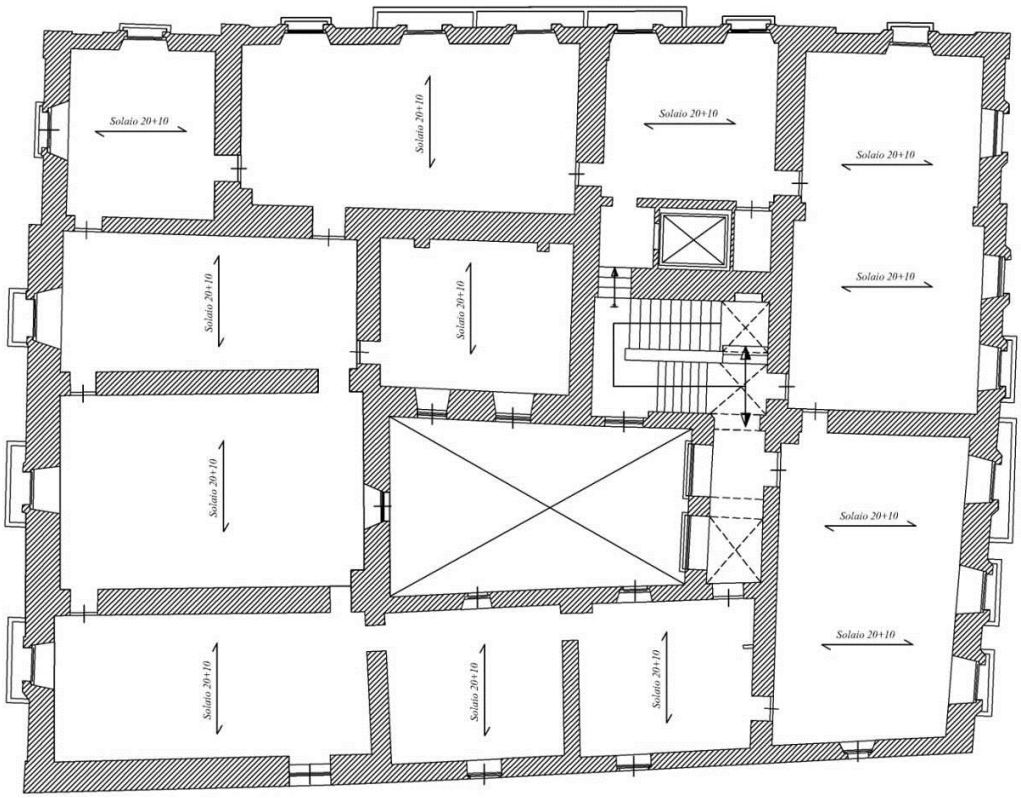


Figura 2.5

Sebbene l'edificio sia caratterizzato dal presentare eterogeneità nei materiali di costruzione, l'ossatura portante è costituita da muratura portante in pietra e laterizio, con solai dello spessore di 36 cm, costituiti da putrelle in acciaio IPE 200, tavelle in laterizio forato e uno strato di completamento fatto di calcestruzzo gettato in opera. Il tetto è costituito da capriate metalliche che poggiano a loro volta su travi perimetrali in calcestruzzo armato, che hanno la funzione di cordolo per le murature sottostanti.

2.2. Schematizzazione dell'edificio

Sebbene l'edificio si presenti da un punto di vista strutturale abbastanza semplice e senza evidenti atipicità, risulta necessario, ai fini dell'analisi da svolgere, realizzarne una schematizzazione e regolarizzazione. Ciò risulta fondamentale poiché bisogna cercare di ricondurre l'edificio analizzato ad un "edificio tipo", che possa essere di riferimento anche per altri edifici presenti nel tessuto urbanistico del centro storico di Benevento che presentano caratteristiche strutturali simili.

La schematizzazione dell'edificio è stata condotta a partire dalla regolarizzazione in pianta dello stesso. Infatti sebbene in pianta l'edificio presentasse una forma pressoché rettangolare, lo stesso mostrava alcune irregolarità nell'orditura delle pareti. Dunque si riportano le immagini (Figura 2.6 - Figura 2.7) relative al piano terra e al primo piano nella configurazione regolarizzata.

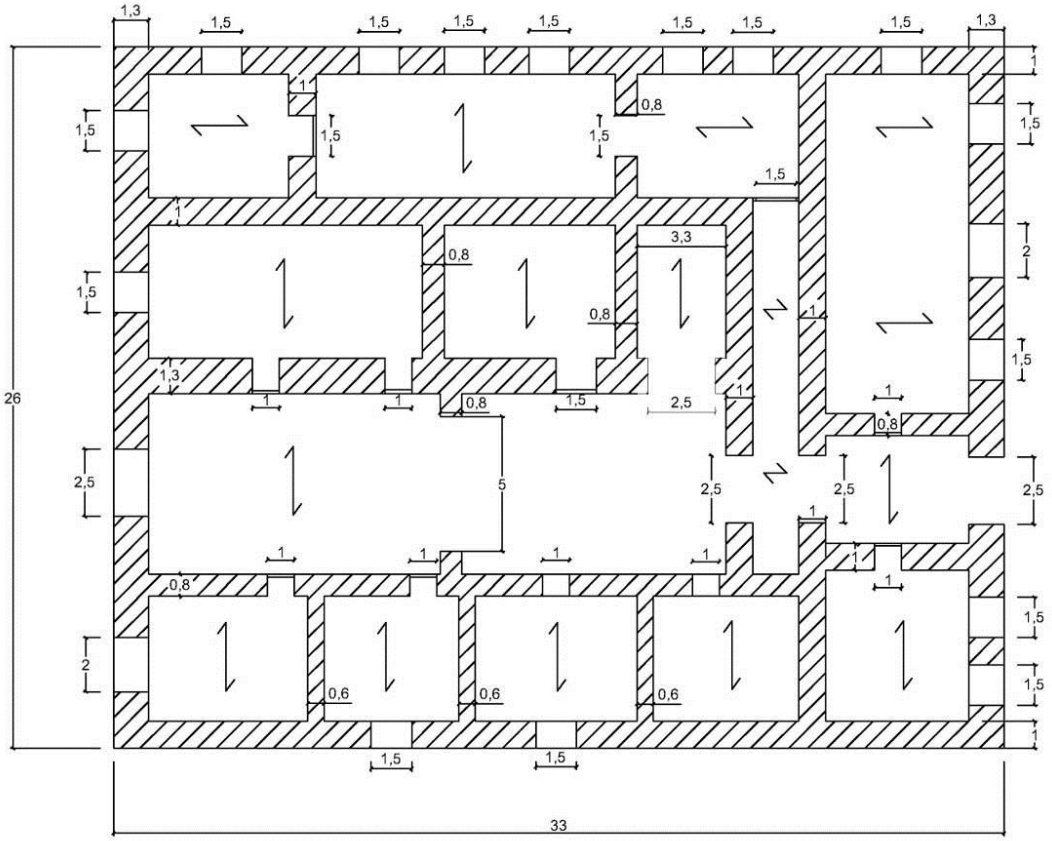


Figura 2.6

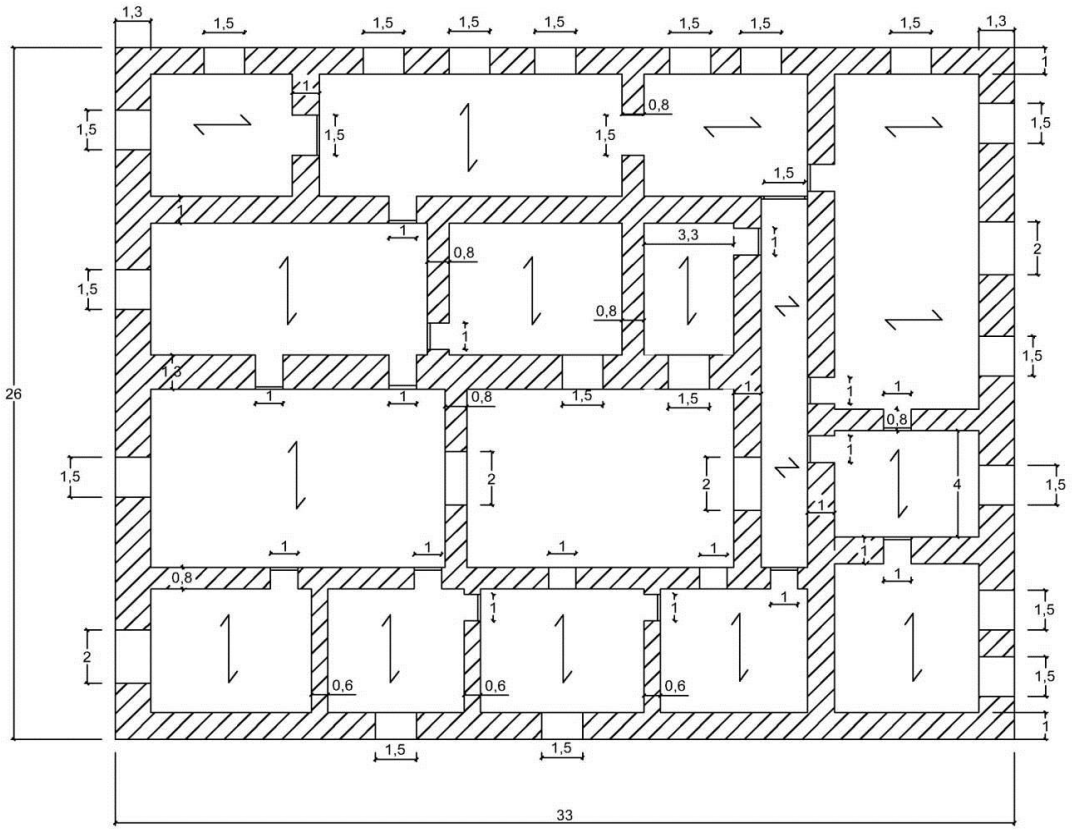


Figura 2.7

Come si evince dalle piante, la regolarizzazione ha interessato sia la direzionalità delle pareti che svariate caratteristiche geometriche. L'edificio schematizzato presenta dimensioni massime in pianta di 33 m e 26 m con una forma perfettamente regolare. Gli spessori delle pareti, caratterizzati da un'elevata irregolarità nell'edificio originale, sono stati ricondotti a quattro spessori di dimensioni pari a 1.3 m, 1 m, 0.8 m e 0.6 m. Le finestre, anch'esse spesso di dimensioni diverse nell'edificio originario, sono state schematizzate con valori di larghezza pari a 1.5 m o 2 m e valori di altezza di 3 m con un parapetto di 0.8 m ove presente. Le porte sono state considerate di dimensioni in larghezza pari a 1 m o 1.5 m e dimensioni in altezza di 2.20 m. Sono state considerate altezze interpiano pari a 4.5 m per il piano terra e di 4 m per i piani superiori. Per l'edificio schematizzato, le fondazioni sono state considerate come proseguimento delle pareti nel suolo costituite da calcestruzzo armato (C 20/25), dal momento che le fondazioni dell'edificio originale sono di natura imprecisata.

A differenza dell'edificio reale che si presenta composto da uno svariato numero di materiali in muratura, si è scelto, nella schematizzazione, di utilizzare sempre e solo un unico materiale, omogeneizzando l'intera struttura.

Definita la regolarizzazione della geometria, degli spessori delle pareti e delle dimensioni delle aperture della struttura si è deciso di procedere alla definizione di 6 modelli strutturali diversi con l'obiettivo di abbracciare il più vasto numero possibile di edifici in muratura presenti nel centro storico.

In particolare sono stati considerati 3 tipi di muratura differenti e 2 tipi di solaio differenti in modo da avere 6 modelli strutturali da poter analizzare.

I materiali considerati sono:

- Pietrame;
- Conci di pietra tenera;
- Muratura in mattoni.

Si riporta una tabella contenente le caratteristiche meccaniche dei materiali scelti.

Muratura	f_m [N/cm^2]	t_0 [N/cm^2]	E [N/mm^2]	G [N/mm^2]	W [kN/m^3]
Pietrame	116,67	2,17	870	290	19
Conci di pietra tenera	158,33	2,92	1080	360	16
Muratura in mattoni	266,67	6,33	1500	500	18

Tabella 2.1

Con:

$f_m =$ resistenza a compressione media;

$t_0 =$ resistenza a taglio puro;

$E =$ Modulo di elasticità normale;

$G =$ Modulo di elasticità tangenziale;

$W =$ peso specifico.

Per quanto riguarda i solai sono stati considerati:

- Solai in putrelle e tavelloni;
- Solai latero-cementizi con cordoli in c.a.

Entrambi i solai sono stati modellati come entranti per 25 cm nella muratura.
In entrambi i casi, per tenere in considerazione la presenza della capriata d'acciaio sul tetto dell'edificio, si è aggiunto un carico distribuito pari a $1.75\frac{kN}{m^2}$ sulla sommità dell'edificio.

Solai in putrelle e tavelloni

Per quanto riguarda il solaio in putrelle e tavelloni (Figura 2.8) si è considerata la soletta in c.a. ammorsata nella muratura perimetrale.

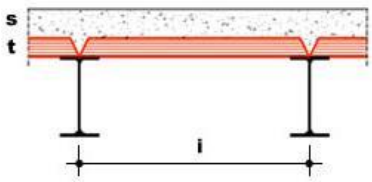


Figura 2.8

Il solaio in putrelle e tavelloni ha presentato le seguenti caratteristiche:

Spessore	10.0	[cm]
G	8,333.33	[N/mm2]
Ex	20,000.00	[N/mm2]
Ey	20,000.00	[N/mm2]
v	0.20	

Figura 3.9

Per il solaio in putrelle e tavelloni sono stati presi in considerazione carichi permanenti pari a $5.4\frac{kN}{m^2}$, mentre per i carichi accidentali sono stati presi in considerazione quelli forniti dalla norma relativi alla destinazione d'uso dell'edificio in esame.

Solai latero-cementizi con cordoli in c.a.

Per quanto riguarda il solaio latero-cementizio (Figura 2.10) si è considerata la presenza di una soletta continua.

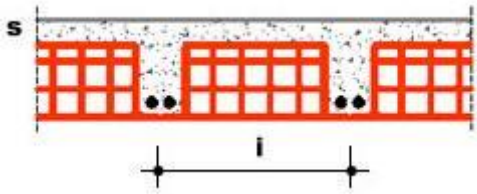


Figura 2.10

Il solaio ha presentato le seguenti caratteristiche:

Parametri		
b	10.0	[cm]
h solaio	27.0	[cm]
S	5.0	[cm]
i	50.0	[cm]
E calcestruzzo	20,000.00	[N/mm2]

Figura 2.11

Spessore	5.0	[cm]
G	8,333.33	[N/mm2]
Ex	37,600.00	[N/mm2]
Ey	20,000.00	[N/mm2]
v	0.20	

Figura 2.12

L'analisi dei carichi ha fornito per quanto riguarda il solaio intermedio dei pesi pari a :

$$G_1 = 3.75 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_2 = 2.22 \frac{kN}{m^2}$$

Con i carichi accidentali pari a quelli consigliati dalla normativa in relazione alla destinazione d'uso dell'edificio in esame.

Per quanto riguarda il solaio relativo al secondo piano, l'analisi dei carichi ha fornito i seguenti valori dei carichi:

$$G_1 = 3.75 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_2 = 2.02 \frac{kN}{m^2}$$

Per quanto riguarda i cordoli (Figura 2.13) , questi sono stati considerati di dimensioni in larghezza pari agli spessori delle pareti e di dimensioni in altezza pari alle dimensioni in altezza dei solai.

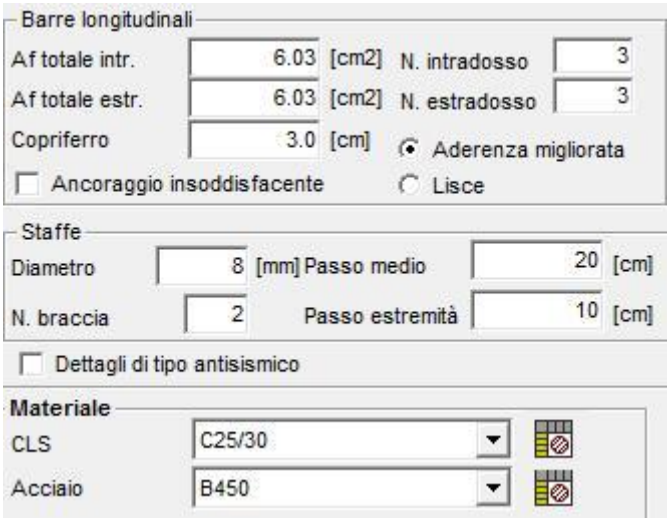


Figura 2.13

Si riporta di seguito un'immagine campione, di una delle sei schematizzazioni dell'edificio realizzate mediante il software 3Muri (Figura 2.14).

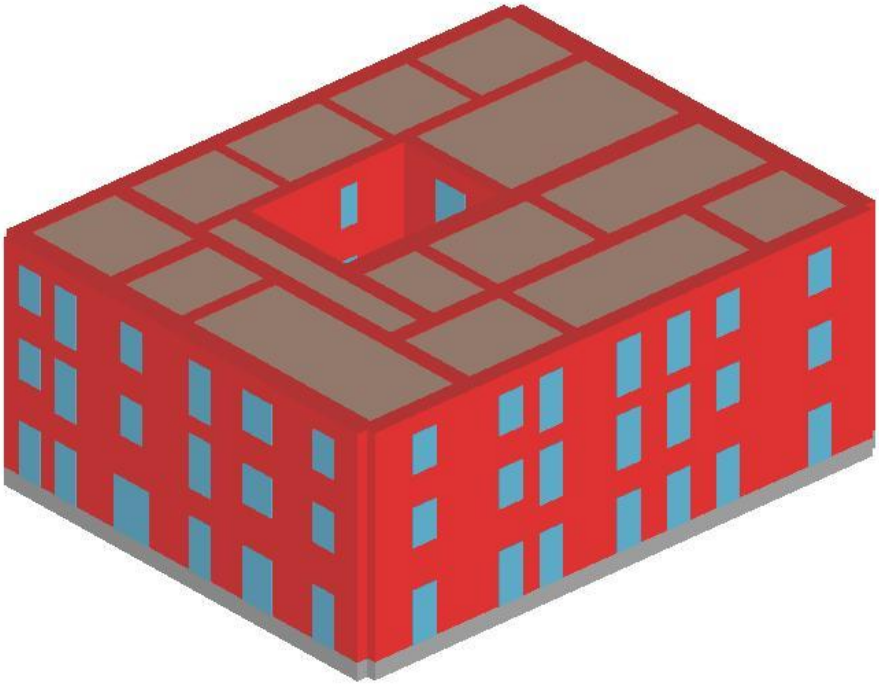


Figura 2.14

2.3. Analisi non lineare

Sono state svolte le analisi non lineari per i 6 casi di studio presi in considerazione che sono:

- Muratura in mattoni - solaio in putrelle e tavelloni
- Muratura in mattoni - solaio latero-cementizio e cordoli
- Muratura in pietrame - solaio in putrelle e tavelloni
- Muratura in pietrame - solaio latero-cementizio e cordoli
- Muratura in conci di pietra tenera - solaio in putrelle e tavelloni
- Muratura in conci di pietra tenera - solaio latero-cementizio e cordoli

Per ognuno dei 6 casi in esame, sono state ricavate le curve di pushover prendendo in considerazione 4 direzioni di carico differenti (+x, -x, +y. -y).
Si riportano i grafici (Figura 2.15-20) contenenti le suddette curve di capacità, dove sull'asse delle ascisse si riportano gli spostamenti di un punto di controllo sito all'ultimo piano dell'edificio, e sulle ordinate il valore del tagliante applicato alla struttura.

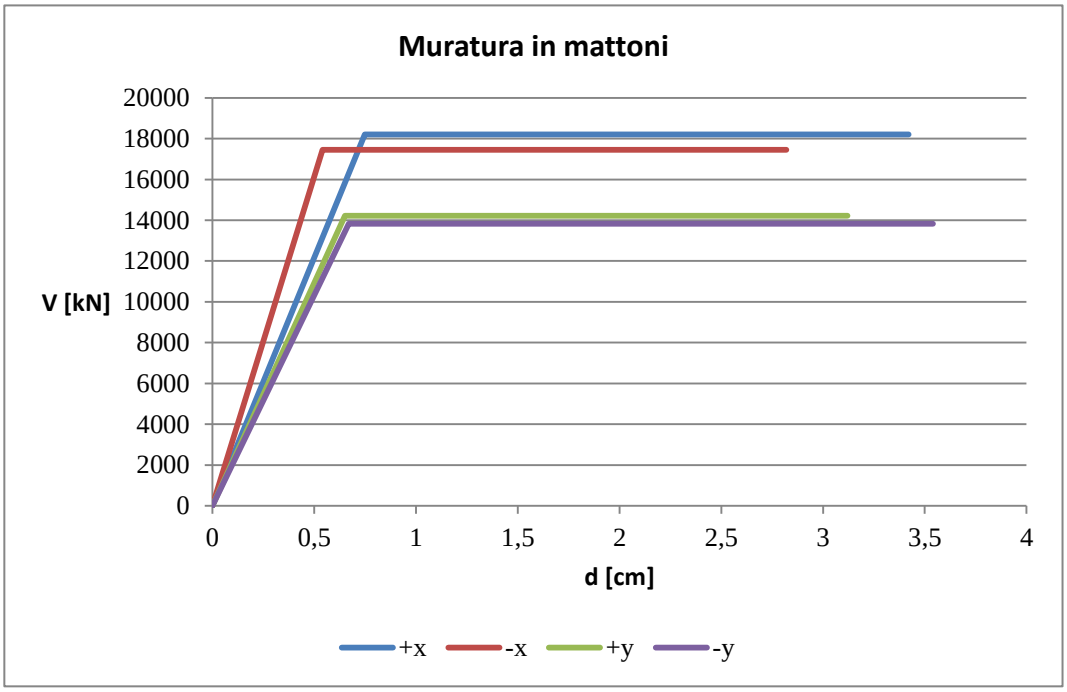


Figura 2.15

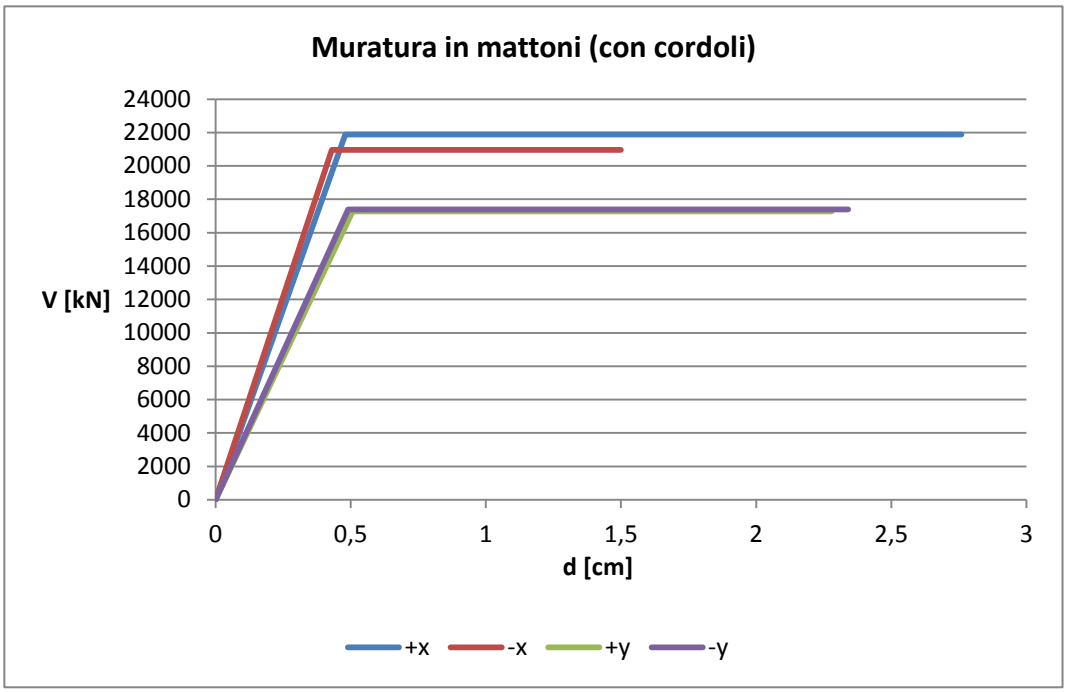


Figura 2.16

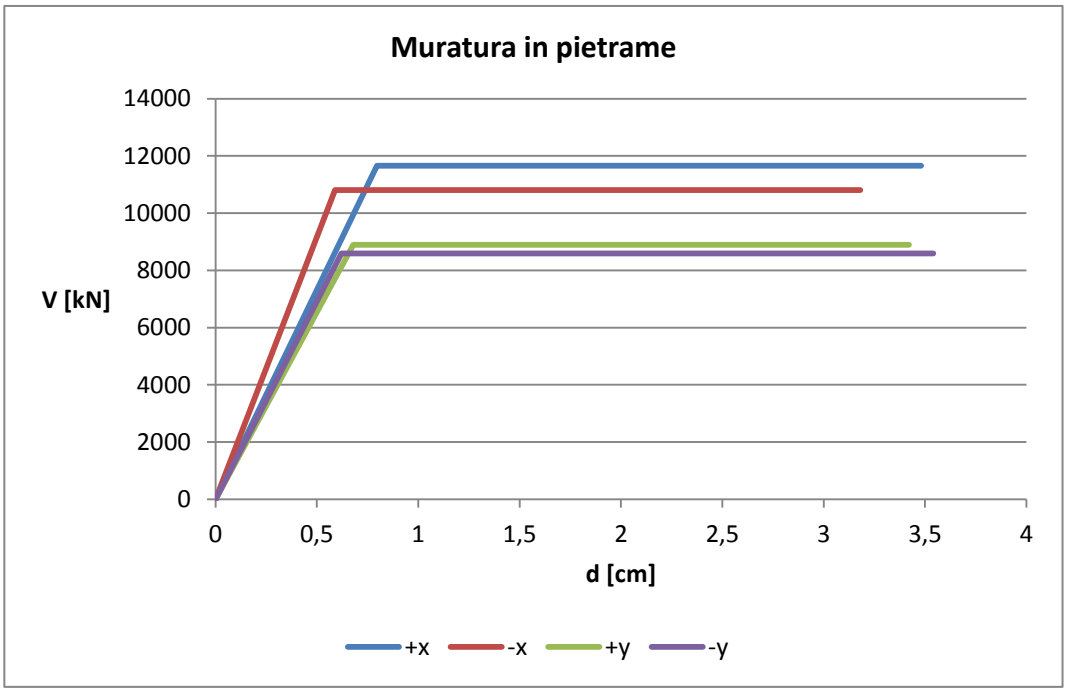


Figura 2.17

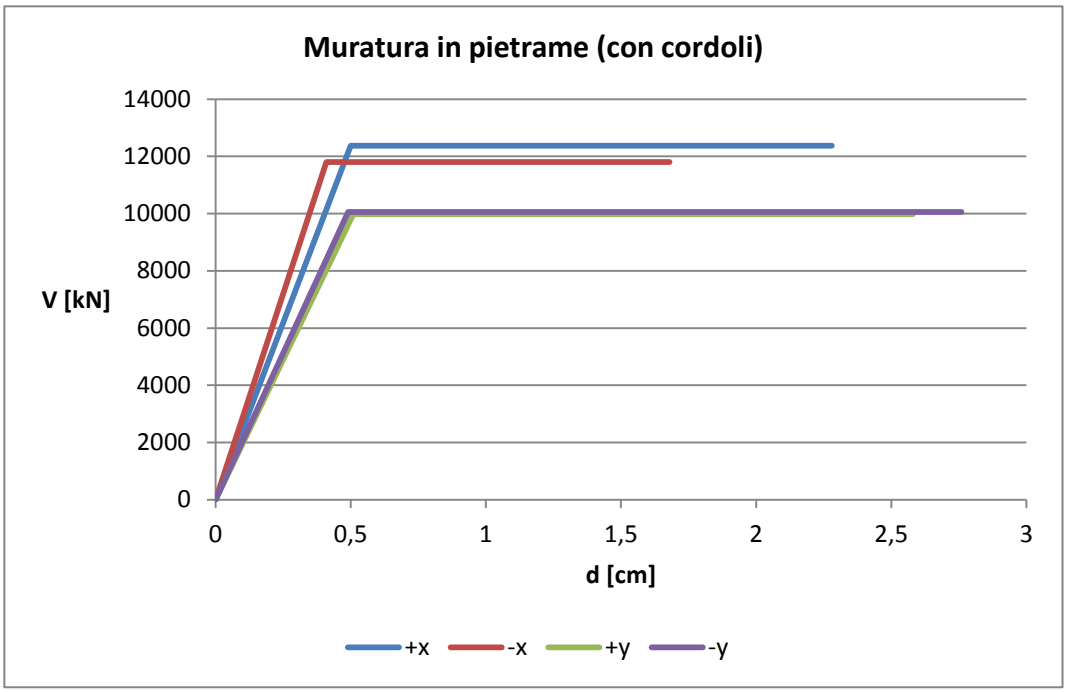


Figura 2.18

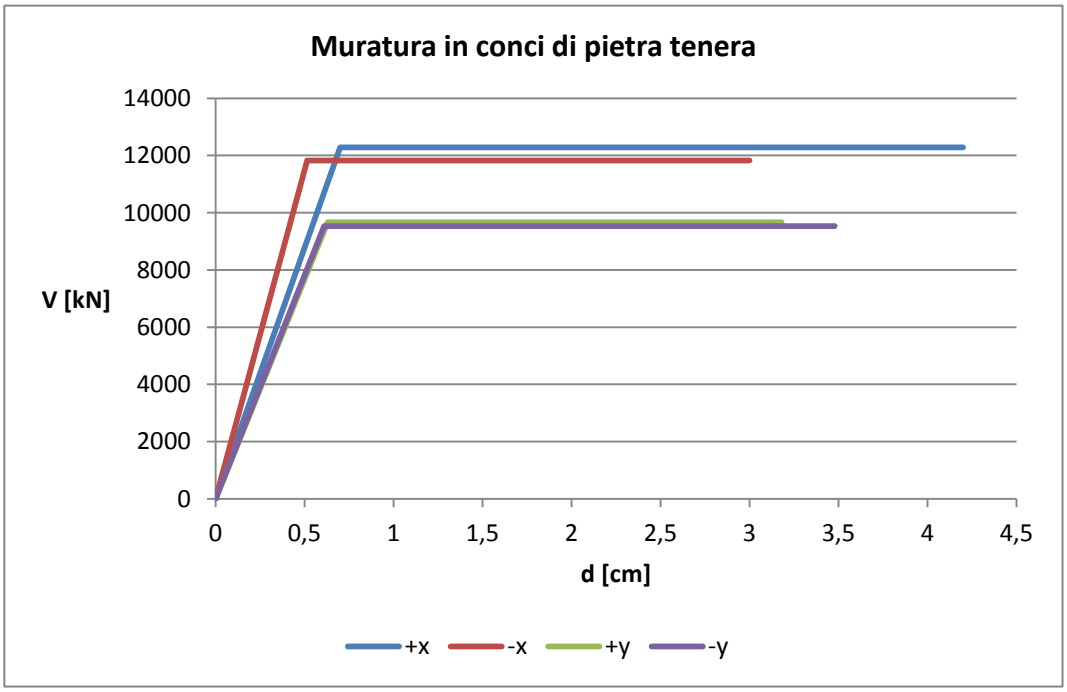


Figura 2.19

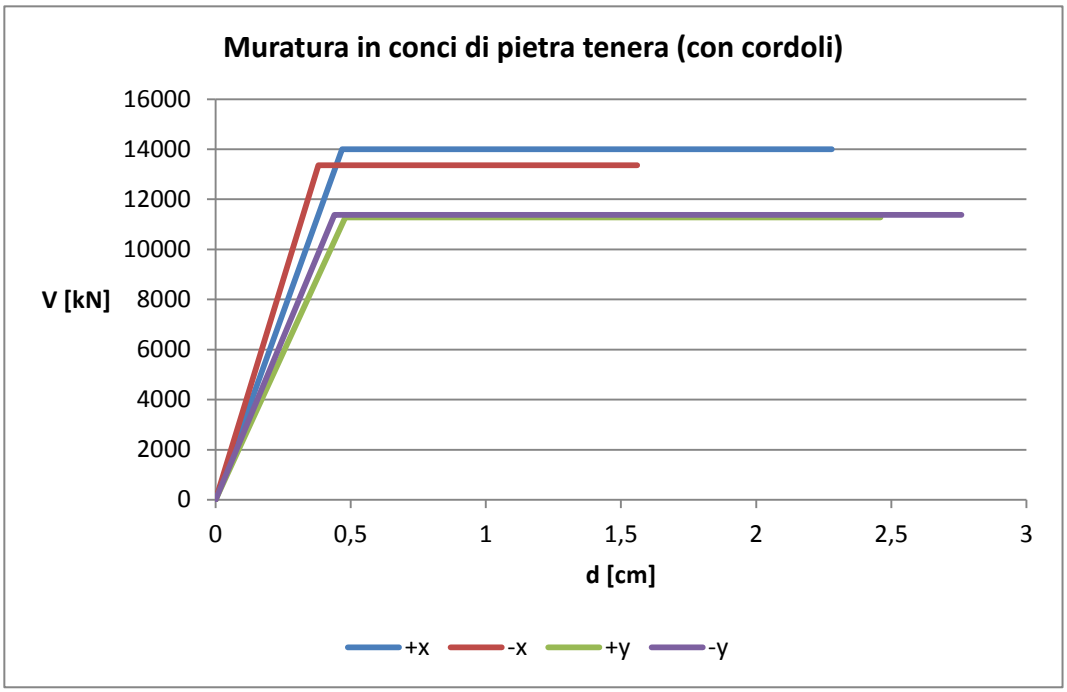


Figura 2.20

Osservando le curve di pushover emerge come l'edificio in tutte le sue configurazioni manifesti un comportamento che è funzione della direzione di applicazione del carico. In generale si può dire che l'edificio sottoposto ad un'azione sismica in direzione x (il lato lungo dell'edificio) presenti sempre una resistenza maggiore rispetto al caso in cui sia sollecitato in direzione y. Un altro aspetto che emerge dalle curve, è che il cordolo in c.a. incrementa la resistenza ma tende ad irrigidire la struttura, andando a ridurre gli spostamenti.

Si procede a sintetizzare la variazione della resistenza dell'edificio in base al tipo di materiale considerato e in base alla presenza o meno del cordolo in c.a.. Nella tabella (Tabella 2.2) sono riportati i valori del tagliante massimo per la condizione di sollecitazione più gravosa tra le 4 considerate (+x,-x, +y, -y); oltre ai valori assoluti dei taglianti è riportato anche il suo incremento per effetto del cordolo.

		Senza cordoli	Con cordoli	
Muratura	f_m [N/cm^2]	Vmax [kN]	Vmax [kN]	ΔVmax [%]
Muratura in mattoni	267	13830	17404	26
Conci di pietra tenera	158	9531	11279	18
Pietrame	117	8591	9978	16

Tabella 2.2

I risultati riportati in tabella mostrano come la muratura in mattoni, di per se il materiale più resistente tra quelli presi in considerazione nell'analisi, conferisca anche il miglior valore di resistenza a livello strutturale. Si può notare inoltre, come il cordolo conferisca un incremento di resistenza alla struttura, incremento che varia a seconda della qualità del materiale dell'edificio. Infatti l'edificio costituito da muratura in mattoni, che è il materiale migliore tra i tre, riceve un incremento di resistenza del 26%, mentre per il pietrame, che è il materiale più scadente, garantisce un incremento della resistenza a livello strutturale solamente del 16%.

Volendo analizzare quanto vada ad incidere sull'incremento di resistenza il materiale utilizzato, si riporta nella tabella successiva (Tabella 2.3) un confronto tra il materiale migliore e il peggiore con le relative differenze di resistenza in percentuale.

		Senza cordoli	Con cordoli
Muratura	f_m [N/cm^2]	Vmax [kN]	Vmax [kN]
Muratura in mattoni	267	13830	17404
Pietrame	117	8591	9978
Δ [%]	129	61	74

Tabella 1.3

La muratura in mattoni presenta una resistenza media a compressione del 129% maggiore rispetto a quella della muratura in pietrame. Questo gap però si riduce a livello strutturale dove la resistenza dell'edificio in muratura in mattoni rispetto a quello costituito da muratura in pietrame si mantiene sempre maggiore, ma con valori del 60-70% in più. Dunque l'incremento di resistenza percentuale passando dal materiale alla struttura si è dimezzato.

Per quanto riguarda gli spostamenti, e quindi la duttilità, dalle curve emerge come vi sia un'elevata variabilità in merito al comportamento strutturale. A volte la direzione di carico y risulta essere quella che manifesta la maggiore duttilità (Figura 2.18-2.20), a volte è la direzione x a presentare un comportamento più duttile (Figura 2.16-2.19). Nel caso di muratura in mattoni (Figura 2.15) e muratura in pietrame (Figura 2.17), nelle due direzioni si hanno gli stessi spostamenti e quindi la stessa duttilità. Oltre a queste incertezze, si aggiungono delle perplessità in merito alle differenze di spostamento nell'ambito della stessa direzione. Mentre le curve che identificano il comportamento strutturale in direzione y tendono pressoché a sovrapporsi, le pushover relative alla direzione x tendono a mostrare evidenti differenze in termini soprattutto di spostamento.

In direzione -x gli spostamenti sono sempre inferiori, con differenze negli spostamenti, nel caso più eclatante, quello del modello in muratura in mattoni con cordoli in c.a. (Figura 2.16), anche del 50%. Con ogni probabilità queste differenze che sono presenti in tutti e 6 i casi analizzati, e che sono accentuate in presenza del cordolo in c.a. per i suoi effetti irrigidenti, sono causate da alcune caratteristiche geometriche visibili nella pianta del modello. Sicuramente la maggiore densità di pareti con spessore rilevante (1m), in direzione ortogonale al carico e, in prossimità delle pareti perimetrali (Figura 2.21), rese più solidali e unite dai cordoli, può andare ad influenzare il comportamento strutturale riducendone gli spostamenti.

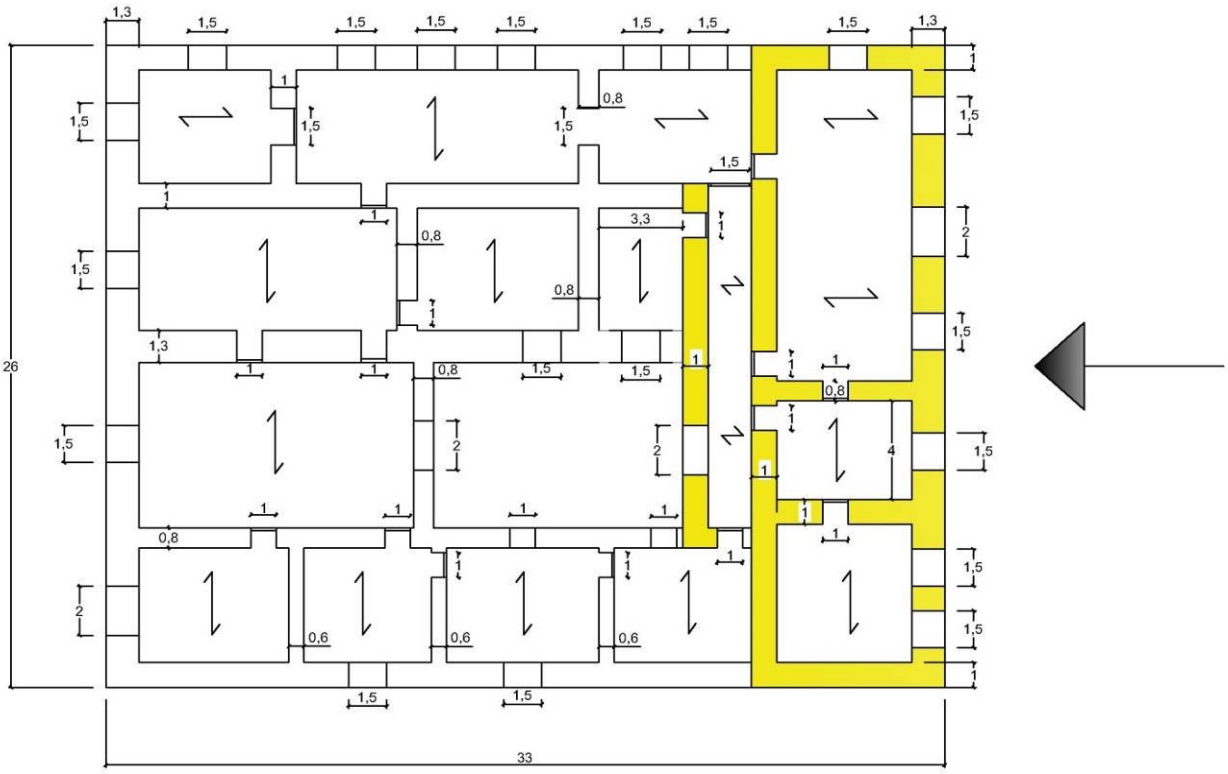


Figura 4.21

2.4. Valutazione del rischio sismico

Si è svolta una valutazione del rischio sismico mediante due metodi semplificati che sono:

- Scheda GNDT II livello
- DPCM 2008

Si è deciso in particolare di utilizzare questi due metodi per confrontare i risultati con analisi di questo tipo già precedentemente svolte sull'edificio reale. In questo modo si è voluto verificare che la rettifica svolta sull'edificio in esame non modificasse le caratteristiche di vulnerabilità dell'edificio stesso.
Per questo motivo, nei paragrafi successivi si riporterà il confronto tra analisi svolta sull'edificio modellato ed analisi svolta sull'edificio reale e si verificherà la corrispondenza o meno dei risultati.

2.4.1. Scheda GNDT II livello

La scheda del GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti), di secondo livello, e relativa agli edifici in muratura, è stata descritta al paragrafo 1.2.1.. Come era stato possibile vedere, la scheda presenta 11 sezioni da compilare, che sono:

12. Tipo ed organizzazione del sistema resistente
13. Qualità del sistema resistente
14. Resistenza convenzionale
15. Posizione edificio e fondazioni
16. Orizzontamenti
17. Configurazione planimetrica
18. Configurazione in elevazione
19. Distanza massima tra le murature
20. Copertura
21. Elementi non strutturali
22. Stato di fatto

Dal momento che la rettifica dell'edificio svolta nel presente lavoro è andata a influire solamente sulla voce "Resistenza convenzionale", si andrà ad analizzare unicamente tale parametro, mentre, dei restanti, si riporteranno i risultati derivanti da un'analisi già svolta precedentemente sull'edificio reale, in forma tabellare.
Per l'analisi di questo punto della scheda sono richiesti i termini:

A_t = Area coperta media al di sopra del piano di verifica;

$A_x; A_y$ = Area totale degli elementi resistenti nelle due direzioni ortogonali.

Nella valutazione della "resistenza convenzionale", è richiesto anche un termine h relativo ad un'altezza interpiano media dell'edificio.
Si riporta una tabella (Tabella 2.4) riassuntiva contenente i valori relativi all'edificio originale e a quello regolarizzato.

	Ax [m^2]	Ay [m^2]	h [m]	A_{tot} [m^2]
Palazzo Bosco Lucarelli	88	80	3	832
Palazzo Bosco Lucarelli regolarizzato	133.4	102.5	3.6	858

Tabella 2.4

Per verificare che non vi siano discrepanze relative alla vulnerabilità tra l'edificio originario e quello regolarizzato si deve valutare il termine α. Calcolato tale termine si deve verificare che esso ricada in un intervallo tale da far si che per entrambi gli edifici, quello reale e quello regolarizzato, per la voce "resistenza convenzionale" si abbia la stessa classe.

Il termine α è dato da:

$$\alpha = \frac{C}{0.4}$$

Dove:

$$C = \frac{a_0 \cdot t_k}{q \cdot N} \cdot \sqrt{1 + \frac{q \cdot N}{1.5 \cdot a_o \cdot t_k \cdot (1+\gamma)}}$$

Con:

$$a_0 = \frac{A}{A_{tot}};$$

$$A = \min(A_x; A_y);$$

$$B = \max(A_x; A_y);$$

t_k = resistenza tangenziale della muratura;

N = numero di piani;

$\gamma = \frac{B}{A}$;

$q = \frac{(A+B)\cdot h}{A_{tot}} \cdot P_m + P_s$;

h = altezza interpiano media;

P_m = peso specifico medio della muratura;

P_s = peso medio per unità di superficie del solaio.

Si riporta una tabella (Tabella 2.5) contenente i valori dei parametri sopraelencati.

	P_m [kN/m^3]	P_S [kN/m^3]	q [kN/m^3]	C [-]	a_0 [-]	t_k [kN/m^3]	N	γ [-]
Edificio originale	18	5	15.90	0.278	0.096	80	3	1.10
Edificio regolarizzato	18	5	23.19	0.242	0.119	80	3	1.30

Tabella 2.5

Dai calcoli risulterà:

	α
Palazzo Bosco Lucarelli	0.695
Palazzo Bosco Lucarelli regolarizzato	0.605

Tabella 2.6

Dunque entrambi gli edifici ricadono, per quanto riguarda il termine relativo alla "Resistenza Convenzionale", nella Classe B dato che:

Classe B: - Edifici con $0.6 \le \alpha \le 1$

Ciò mostra come la rettifica geometrica dell'edificio, e la sua regolarizzazione in pianta, siano state delle operazioni corrette che non sono andata a modificare la vulnerabilità dell'edificio, almeno per quanto riguarda questo tipo di analisi semplificata.
Di seguito si riporta la tabella (Tabella 2.7) contenente le voci della scheda, la relativa classe di appartenenza e il peso corrispondente. Si ricorda che per i parametri 5,7 e 9 il peso risulta essere variabile tra 0.5 e 1 in funzione di alcuni elementi caratteristici: percentuale degli orizzontamenti rigidi e ben collegati, presenza di piani porticati, peso della copertura.

n.	Parametro	Classe		Peso
1	Organizzazione del sistema	B	5	1.5
2	Qualità del sistema resistente	B	5	0.25
3	Resistenza convenzionale	B	5	1.05
4	Posizione dell'edificio e tipo di fondazione	A	0	0.75
5	Orizzontamenti	B	5	1.25
6	Configurazione planimetrica	B	5	0.5
7	Configurazione in elevazione	A	0	1
8	Distanza massima tra le murature	A	0	0.25
9	Copertura	A	0	1
10	Elementi non strutturali	B	5	0.25
11	Stato di fatto	B	5	1

Tabella 2.7

Noti tali valori si può procedere alla valutazione dell'indice di vulnerabilità tramite la relazione:

$$V = \sum_{i=1}^{11} C_{vi} \cdot p_i = 29$$

Si ricorda che l'indice di vulnerabilità presenta un range di valori dato dall'intervallo 0 - 382.5. Dato tale valore dell'indice di vulnerabilità si avrà un valore dell'indice di vulnerabilità normalizzato rispetto a cento pari a 7.58%.

Determinato tale valore dell'indice di vulnerabilità si è potuto procedere alla costruzione della curva di fragilità.
La curva di fragilità, derivante dall'analisi di vulnerabilità secondo le schede del GNDT, riporta sulle ascisse i valori dell'accelerazione attesa al suolo espressa in g, e sulle ordinate i valori del danno espressi in percentuale. Al fine di costruire la curva si è deciso di utilizzare le relazioni di Petrini (1995) che pongono l'attenzione sui due valori dell'accelerazione che sono:

$y_i(V) =$ accelerazione che provoca il primo danno nella struttura;

$y_c(V) =$ accelerazione che determina il collasso della struttura.

Le espressioni per il calcolo delle stesse sono:

$$y_i(V) = \alpha_i \cdot e^{-\beta_i \cdot (V - V_s)}$$

$$y_c(V) = \frac{1}{\left(\alpha_c + \beta_c \cdot (V - V_s)^{\gamma}\right)}$$

Dove:

$\alpha_c = 1.5371;$

$\beta_c = 0.000974;$

$\gamma = 1.8087;$

$\alpha_i = 0.08;$

$\beta_i = 0.01304;$

$V_s =$ -25;

$V =$ indice di vulnerabilità normalizzato.

Svolgendo i calcoli si otterranno valori pari a:

$$y_i(V) = 0.052g$$

$$y_c(V) = 0.483g$$

Noti tali valori si può procedere al calcolo del danno attraverso le relazioni:

$$D(V, y) = 0 \quad \text{per} \quad y < y_i$$

$$D(V, y) = \frac{y - y_i(V)}{y_c(V) - y_i(V)} \quad \text{per} \quad y_i \le y \le y_c$$

$$D(V, y) = 1 \quad \text{per} \quad y > y_c$$

A questo punto si potrà costruire la curva di fragilità relativa all'edificio in esame (Figura 2.22).

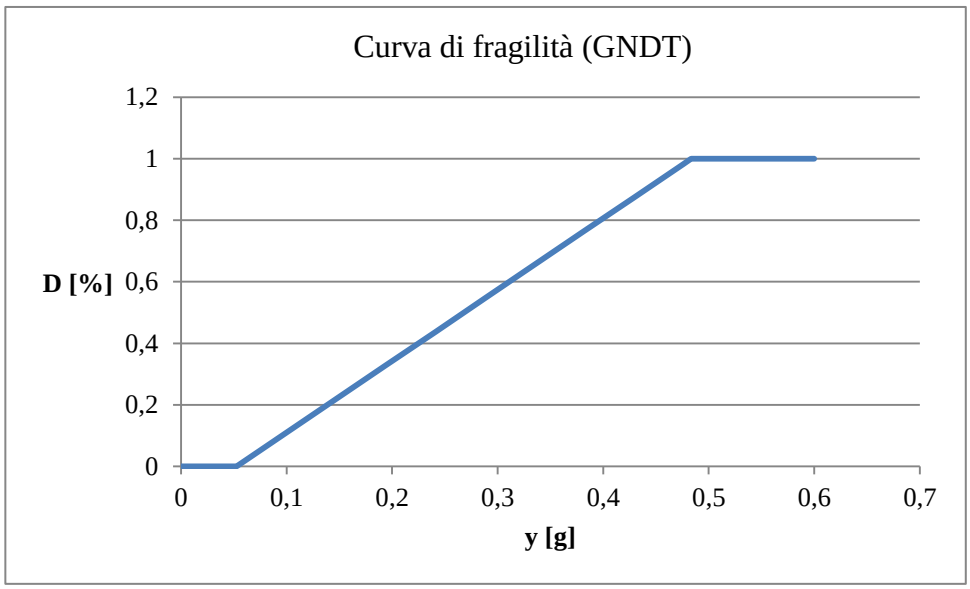


Figura 2.22

A questo punto nota la classe d'uso e la vita nominale dell'edificio, si potrà determinare il periodo di ritorno del sisma e la relativa accelerazione attesa al sito, potendo così valutare la percentuale di danno in cui l'edificio si trova in corrispondenza di un particolare stato limite.

2.4.2. DPCM 2008

Di seguito si riporta la valutazione del rischio sismico, per l'edificio regolarizzato, secondo il metodo del DPCM 2008. I risultati del calcolo vengono poi confrontati con quelli relativi all'edificio reale per verificare la correttezza della rettifica svolta.

Per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio regolarizzato si ipotizza una muratura costantemente costituita da muratura in mattoni.

L'indice di sicurezza è dato dalla seguente relazione:

$$I_S = \frac{a_{SLU}}{a_g \cdot S}$$

Per valori dell'indice di sicurezza superiori all'unità l'edificio sarà in grado di sopportare l'azione sismica prevista. Per valori dell'indice inferiori all'unità la sicurezza del manufatto risulterà essere inferiore a quella auspicabile.
Il valore dell'accelerazione al suolo, mediante cui si raggiungono le condizioni limite, è dato dalla relazione:

$$a_{SLU} = \frac{q \cdot F_{SLU}}{e^* \cdot M \cdot C(T)}$$

Dove:

$q =$ fattore di struttura;

$F_{SLU} =$ resistenza a taglio dell'edificio valutata sui singoli piani;

$e^* =$ frazione di massa partecipante;

$M =$ massa sismica totale dell'edificio;

$C(T) =$ spettro normalizzato (rapporto tra spettro di risposta elastico e accelerazione di picco del terreno che tenga conto delle caratteristiche del sito);

La resistenza a taglio dell'edificio (F_{SLU}), viene valutata come quella inferiore tra le due direzioni ortogonali di applicazione dei carichi sismici considerati. Il suo valore, per un generico piano i del manufatto, sarà dato dalla relazione:

$$F_{SLU} = \frac{\mu_i \cdot \xi_i \cdot A_i \cdot \tau_{di}}{\beta_i}$$

Dove:

μ_i è un termine che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, ed è dato da:

$$\mu_i = 1 - 0.2 \cdot \sqrt{\frac{N_{mi} \cdot \sum A^2{}_{i,j}}{A^2{}_i} - 1} \geq 0.8$$

Con:

N_{mi} = numero di maschi murari nella direzione considerata;

$A_{i,j}$ = area del generico maschio nella direzione considerata;

A_i = area resistente a taglio dei muri dell'i-esimo piano.

ξ_i è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista nei maschi murari, considerato pari a 1 poiché si sta facendo l'ipotesi di collasso per taglio;

τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura dei maschi del piano i, calcolabile con la seguente espressione:

$$\tau_{di} = \tau_{0di} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \cdot \tau_{0di}}}$$

Con:

τ_{0di} = valore della resistenza a taglio della muratura in assenza di compressione;

σ_{0i} = tensione verticale medio agente sulla superficie resistente dei muri dell'i-esimo piano (considerando la risultante dei carichi verticali permanenti e accidentali agenti all'i-esimo piano).

β_i è un coefficiente di irregolarità in pianta dato dalla relazione:

$$\beta_i = 1 + 2 \cdot \frac{e_i}{d_i} \leq 1.25$$

Con:

e_i = eccentricità del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse;

d_i = distanza del baricentro delle rigidezze dalla parete più esterna nella direzione in cui sia considerato applicato il carico.

Si riporta una tabella (Tabella 2.8-9) contenente i parametri precedentemente esposti.

		μ_i [-]	ξ_i [-]	A [m^2]	τ_{di} [MPa]	β_i [-]	N_{mi}	ΣA_i^2	τ_{0di} [N/cm^2]
Terra	x	0.81	1	121.21	0.115	1.063	25	1130.56	6.33
Terra	y	0.85	1	96.205	0.115	1.196	24	591.60	6.33
I Piano	x	0.85	1	119.49	0.096	1.031	27	832.87	6.33
I Piano	y	0.87	1	98.965	0.096	1.175	28	493.97	6.33
II Piano	x	0.85	1	119.49	0.072	1.030	27	832.87	6.33
II Piano	y	0.87	1	98.965	0.072	1.175	28	493.97	6.33

Tabella 2.8

		σ_{0i} [MPa]	e_i [m]	d_i [m]	F_{slu} [kN]
Terra	x	0.217	0.54	17.23	10574.87
Terra	y	0.217	1.23	12.53	7884.661
I Piano	x	0.121	0.28	17.68	9388.431
I Piano	y	0.121	1.13	12.89	7010.201
II Piano	x	0.026	0.26	17.68	7046.862
II Piano	y	0.026	1.13	12.89	5254.204

Tabella 2.9

Una volta determinato il valore del termine F_{SLU}, si calcola il termine $e*$, determinando così il modo di collasso. Quando ci sono incertezze in merito, si decide di considerare per il piano terra un collasso uniforme e per i piani superiori la massa partecipante per collasso per piano debole. Nel primo caso la relazione da utilizzare sarà:

$$e^* = 0{,}75 + 0{,}25N^{-0{,}75}$$

Nel secondo caso la relazione da utilizzare sarà:

$$e^* = \frac{N+1-k}{N}$$

Dove:

$N =$ numero di piani;

$k =$ piano considerato.

Si riporta la tabella (Tabella 2.10) contenente tali valori e i restanti termini necessari al calcolo di a_{SLU}.

		e* [-]	q [-]	M [kN]	C(T) [-]
Terra	x	0.86	3.38	69195.3	2.3
Terra	y	0.86	4.19	69195.3	2.3
I Piano	x	0.67	3.38	69195.3	2.3
I Piano	y	0.67	4.19	69195.3	2.3
II Piano	x	0.33	3.38	69195.3	2.3
II Piano	y	0.33	4.19	69195.3	2.3

Tabella 2.10

Determinati tali parametri si può procedere al calcolo di a_{SLU} (Tabella 2.11).

		αSLU
Terra	x	0.261
Terra	y	0.241
I Piano	x	0.299
I Piano	y	0.277
II Piano	x	0.449
II Piano	y	0.415

Tabella 2.11

Determinato tale valore si procederà al calcolo dell'indice di sicurezza. Al fine di calcolare lo stesso, e per poter confrontare l'analisi con quella già svolta sull'edificio reale, si è scelto di considerare una classe d'uso II e una Vita utile di 50 anni ed un terreno con un coefficiente di sito (S) pari a 1.2.

Si riporta una tabella (Tabella 2.12) in cui viene riportato il valore dell'indice di sicurezza calcolato.

		αSLU	S	ag [g]	Is
Terra	x	0.261	1.2	0.259	0.84
Terra	y	0.241	1.2	0.259	0.78
I Piano	x	0.299	1.2	0.259	0.96
I Piano	y	0.277	1.2	0.259	0.89
II Piano	x	0.449	1.2	0.259	1.44
II Piano	y	0.415	1.2	0.259	1.34

Tabella 2.12

Si riporta quindi il confronto (Tabella 2.13) tra gli indici di sicurezza calcolati sull'edificio regolarizzato e quelli relativi all'edificio reale.

	Palazzo Bosco	Palazzo bosco regolarizzato
	I_S [-]	I_S [-]
Terra	0.65	0.78
I Piano	0.77	0.89
II Piano	1.13	1.34

Tabella 2.13

Dalla tabella si evince come i valori siano pressoché simili, e come la regolarizzazione svolta non vada a influenzare significativamente la vulnerabilità dell'edificio.

Ricavati i valori del termine a_{SLU}, si è pensato di realizzare una curva di fragilità (Figura 2.23) che correlasse i valori dell'accelerazione al suolo ag[g] con l'indice di sicurezza.

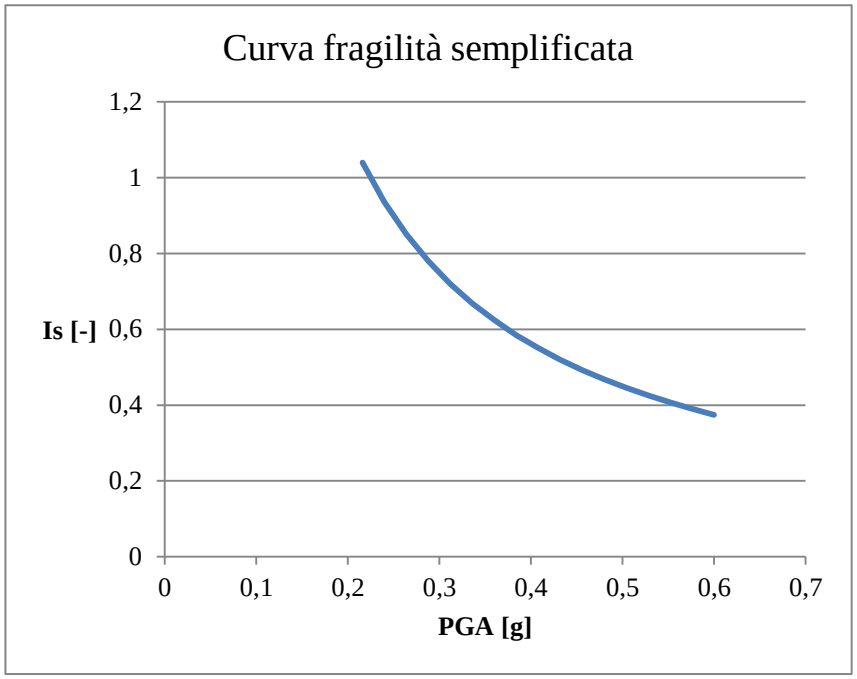


Figura 2.23

2.5. Curve di fragilità

Sono state realizzate delle curve di fragilità che correlassero l'accelerazione attesa al sito (PGA) con la percentuale di danno relativa all'edificio qualora fosse soggetto a tale accelerazione. Al fine di realizzare tali curve è risultato necessario determinare per ogni periodo di ritorno del sisma considerato, la richiesta di spostamento.
Si ricorda che il periodo di ritorno di un sisma è dato dalla relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove:

V_R = periodo di riferimento dato dal prodotto $V_N \cdot c_u$;

V_N = vita nominale;

c_u = classe d'uso;

P_{VR} = probabilità di superamento (funzione dello stato limite considerato).

Il metodo attualmente contemplato dalla normativa italiana (NTC08) per determinare la richiesta di spostamento, è la trasposizione del metodo N2 di Fajfar. Tale metodo ricava la domanda di spostamento del sistema strutturale reale partendo dall'analisi dell'oscillatore semplice equivalente. In particolare definito il periodo proprio di vibrazione del sistema equivalente come:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{K^*}}$$

Con m* e K* che rappresentano rispettivamente la massa partecipante e la rigidezza del ramo elastico della curva pushover bilinearizzata. Tale periodo va confrontato con il parametro spettrale T_C. Se risulta $T^* > T_C$ la domanda di spostamento del sistema anelastico è assunta pari a quella di un sistema elastico di pari periodo ovvero:

$$d^*_{e,\max} = \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 \cdot S_S \cdot a_g \cdot \eta \cdot F_0$$

Nel caso in cui risulti $T^* < T_C$, la domanda di spostamento del sistema anelastico, maggiore di quella del sistema elastico di pari periodo, si ottiene dalla seguente espressione:

$$d^*_{\max} = \frac{d^*_{e,\max}}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}\right]$$

Nella quale il termine $d^*_{e,\max}$ rappresenta la domanda di spostamento del sistema elastico (oscillatore semplice equivalente di periodo T*) esprimibile in funzione dello spettro elastico in termini di spostamento.

Il termine q* è il fattore di riduzione, il quale, esprime il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento dell'oscillatore semplice equivalente, ossia:

$$q^* = \frac{PGA \cdot \eta \cdot F_0 \cdot m^*}{F^*_y}$$

Fy* rappresenta la forza di snervamento dell'oscillatore semplice.

La precedente ha validità generale e può essere applicata per qualunque valore di T*. Nel caso di sistemi aventi T* > Tc, tale parametro risulta coincidente con la duttilità μ. I valori delle domande di spostamento così ricavate non sono quelle delle strutture reali ma si riferiscono alla risposta dell'oscillatore semplice. Per ottenere la domanda di spostamento reale, il valore così calcolato va moltiplicato per il coefficiente di partecipazione Γ.

Va specificato che la richiesta di spostamento è sempre dipendente dal sito a cui ci stiamo riferendo poiché è funzione di parametri quali F_0 *e* T_C^**, oltre ovviamente ad* a_g*, che non consentiranno successivamente di svincolare le curve di fragilità dal sito di riferimento.*

Nella fattispecie la richiesta di spostamento è stata ricavata mediante il software 3Muri a seguito dello svolgimento dell'analisi non lineare.

Una volta determinata la richiesta di spostamento, va stabilito, a fronte di tale richiesta, a che livello di danno è sottoposto l'edificio analizzato. Al fine di quantificare tale danno si è scelto di considerare la Scala Macrosismica Europea EMS 98, che individua cinque livelli di danno:

- D1: danno lieve
- D2: danno moderato
- D3: danno da significativo a grave
- D4: danno molto grave
- D5: distruzione

Sulle curve bilineari l'identificazione delle soglie di danno è stata realizzata mediante delle relazioni dipendenti da d_y (spostamento nella condizione di prima plasticizzazione) e d_u (spostamento ultimo) che sono i parametri caratteristici della curva di pushover bilinearizzata.

Si riportano le relazioni utilizzate:

D0: $0 < d_{\max} < 0.3 \cdot d_y$

D1: $0.3 \cdot d_y < d_{\max} < 0.7 \cdot d_y$

D2: $0.7 \cdot d_y < d_{\max} < 1.5 \cdot d_y$

D3: $1.5 \cdot d_y < d_{\max} < 0.5 \cdot (d_y + d_u)$

D4: $0.5 \cdot (d_y + d_u) < d_{\max} < d_u$

D5: $d_{\max} > d_u$

Tutte le curve di fragilità sviluppate sono riportate nell' Appendice al capitolo 2, insieme a delle tabelle in cui sono riportati i valori numerici delle accelerazioni e delle percentuali di danno. A scopo didattico si descriverà una curva di fragilità tra quelle elaborate e si metteranno in evidenza alcuni risultati derivanti dal confronto di alcuni grafici significativi.

Si riporta a scopo esplicativo la curva di fragilità per il modello di edificio in muratura in mattoni, con solai in putrelle e tavelloni e caricato nella direzione -y (Figura 2.24). La curva di fragilità, come si può notare nell'immagine, riporta sull'asse delle ascisse la PGA (Peak Ground Acceleration), e sull'asse delle ordinate la percentuale di danno dell'edificio. Dunque, data una PGA, si potrà determinare il livello di danno dell'edificio intercettando la curva di fragilità, andando a determinare così la corrispondente percentuale di danno sull'asse delle ordinate. Inoltre, sul diagramma, sono riportate 5 rette orizzontali che delimitano i 5 livelli di danno precedentemente esposti, e che consentono così di poter determinare quale sia l'accelerazione attesa al suolo che porti la struttura ad uno dei livelli di danno considerati. Sulla curva di fragilità inoltre sono presenti tre cerchi colorati che indicano il livello di danno dell'edificio in corrispondenza di tre stati limite: SLO, SLD e SLV. Ogni stato limite è identificato da un periodo di ritorno (nella fattispecie 45 anni per lo SLO, 75 anni per l'SLD e 712 anni per lo SLV) determinato mediante la vita nominale ($V_N = 50 anni$) e la classe d'uso (pari a III, visto che si tratta di un edificio utilizzato anche a scopo universitario) dell'edificio analizzato. Dal momento che ad ogni stato limite corrisponde una PGA, si è potuto determinare il livello di danno per ogni stato limite considerato. La curva di fragilità è stata realizzata anche mediante un'altra forma (Figura 2.25). In questo caso sull'asse delle ascisse è stato riportato il periodo di ritorno per sottolineare l'incidenza dello stesso sul livello di danno della struttura.

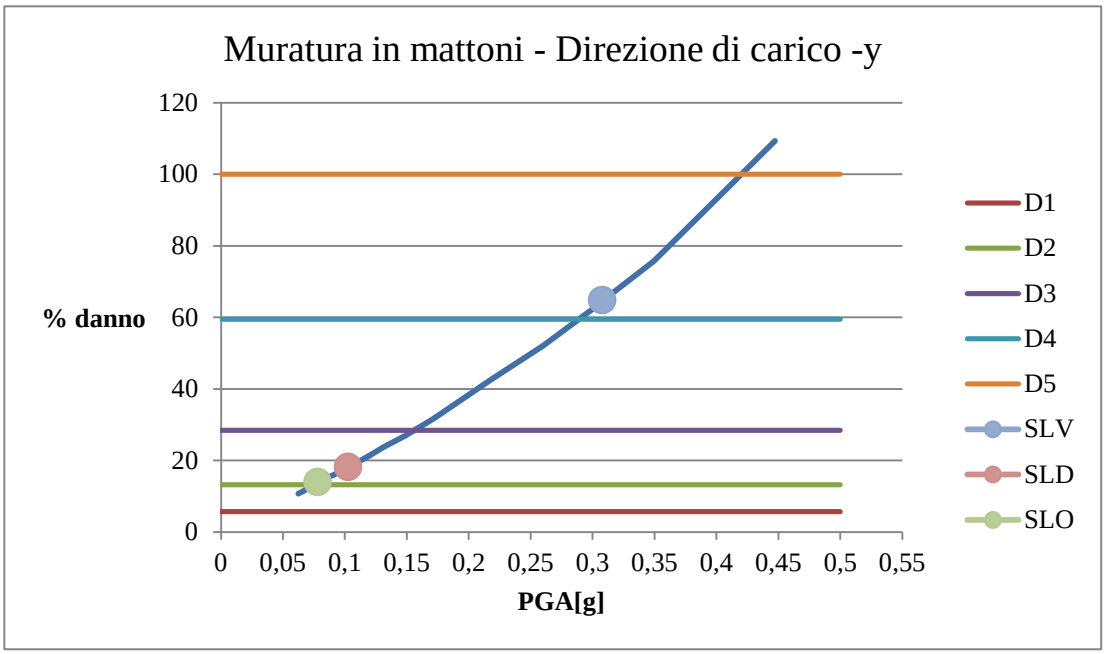


Figura 2.24

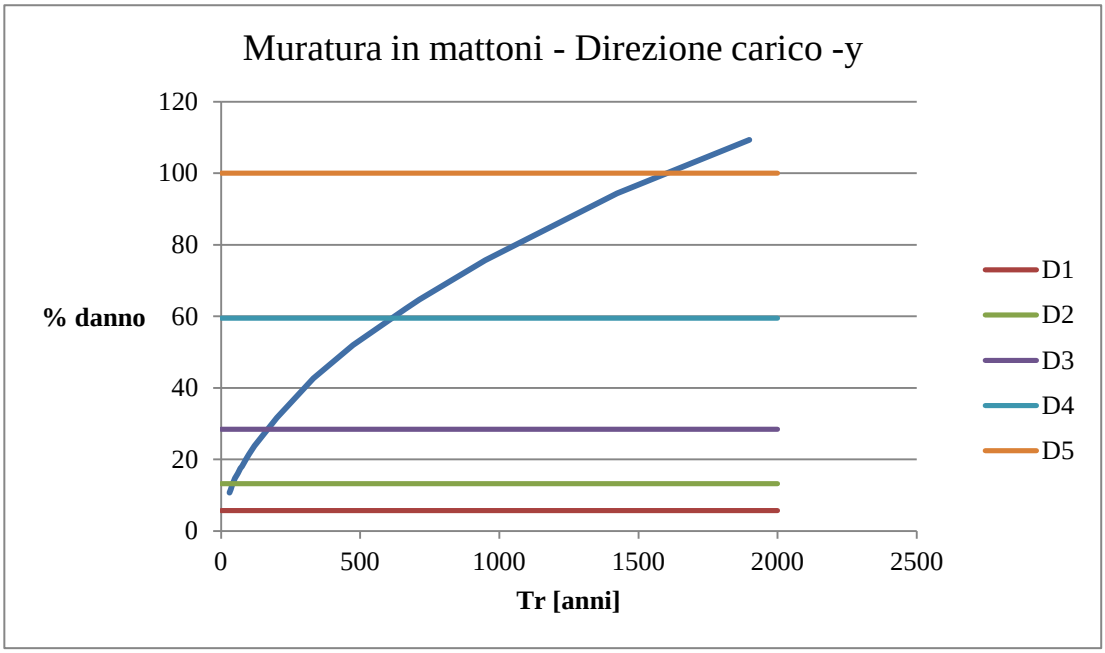


Figura 2.25

Descritta una delle curve di fragilità sviluppate, si riportano delle osservazioni sintetiche svolte esaminando gli andamenti delle curve sviluppate. In primo luogo si può porre l'attenzione sul confronto tra la curva di fragilità del materiale più resistente (muratura in mattoni) e quella del materiale meno resistente (muratura in pietrame). A parità di

direzione di carico si può notare come l'edificio in pietrame (Figura 2.26) vada in crisi per valori dell'accelerazione inferiori rispetto a quelli dell'edificio in muratura in mattoni (Figura 2.27).

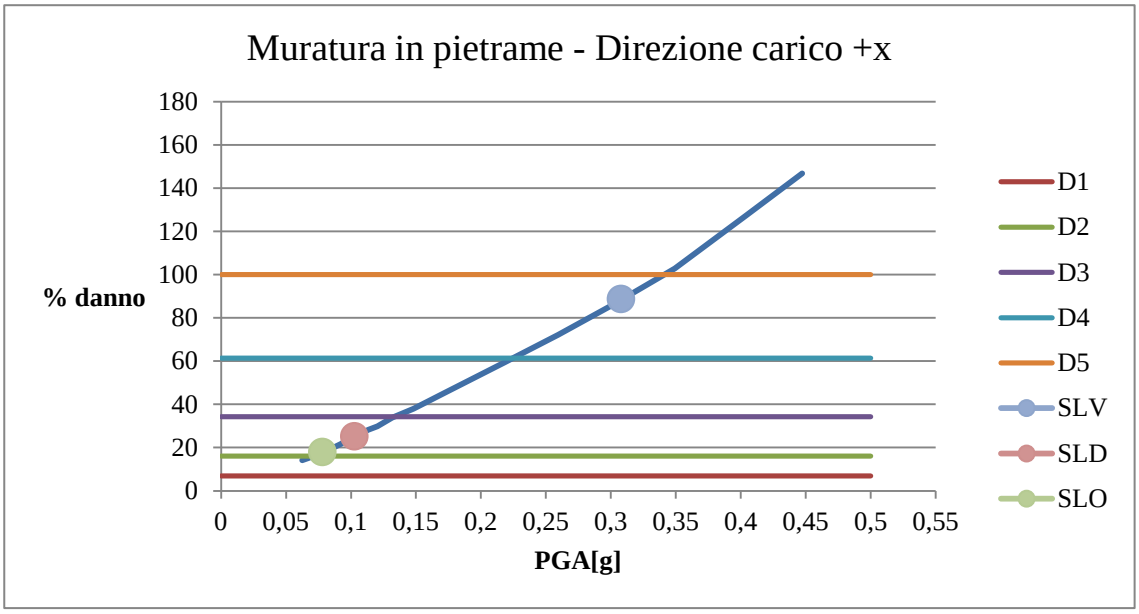


Figura 2.26

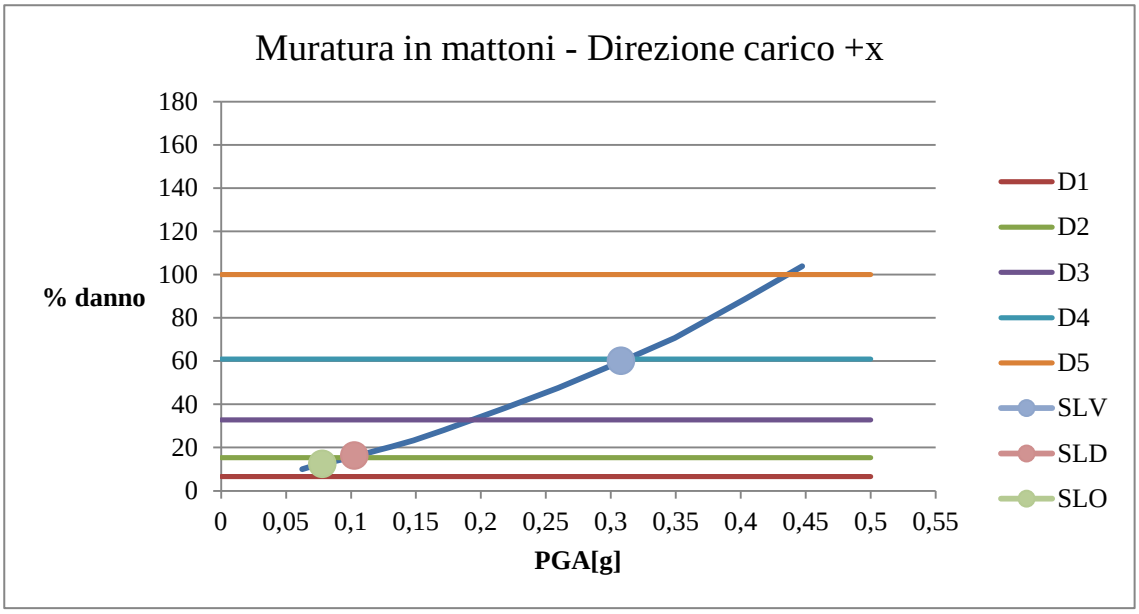


Figura 2.27

La curva di fragilità relativa alla muratura in mattoni (Figura 2.27) può essere messa a sua volta a confronto con la curva relativa all'edificio caratterizzato dallo stesso tipo di muratura, ma arricchito dalla presenza del cordolo in c.a. (Figura 2.28).

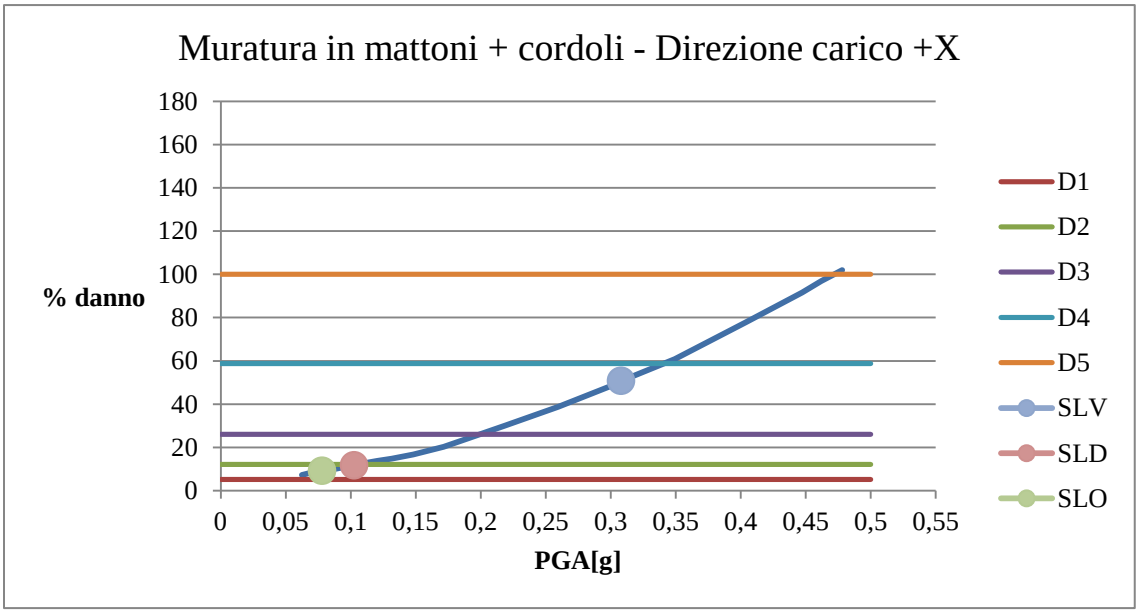


Figura 2.28

Per bassi livelli della PGA, il cordolo non ha nessuna influenza sul comportamento strutturale, tanto che la sua presenza può considerarsi ininfluente. Per valori più altri della PGA, l'edificio dotato del cordolo ha bisogno di valori della PGA più alti di quelli dell'edificio senza cordolo per raggiungere gli stessi livelli di danno.

Si deve evidenziare come la direzione di carico -x (Figura 2.29), soprattutto per gli edifici con cordolo, mostri un andamento anomalo anche per quanto riguarda le curve di fragilità, mettendo in evidenza come le irregolarità in pianta dell'edificio possano mettere in discussione l'effetto benefico della presenza di un cordolo in c.a.

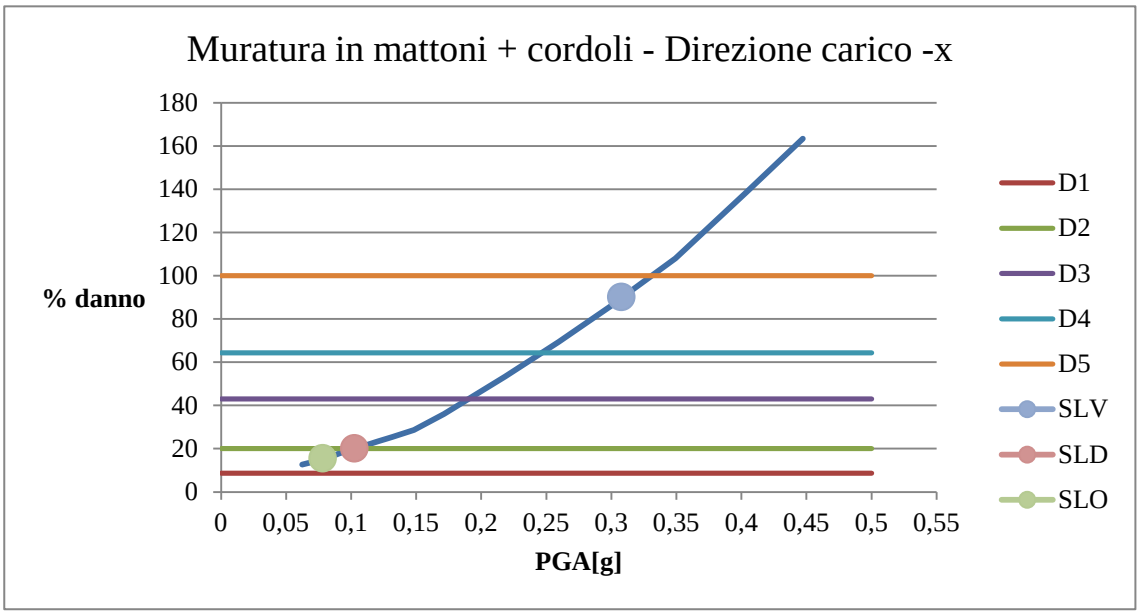


Figura 2.29

Mentre per i primi 3 livelli di danno il comportamento dell'edificio non risulta influenzato dal cordolo, i restanti 2 sono raggiunti dall'edificio con valori della PGA molto inferiori rispetto al caso di edificio senza cordolo. Per esempio l'edificio in muratura in mattoni senza cordoli raggiunge un livello di danno D4 per valori dell'accelerazione di picco pari a 0.35g, mentre lo stesso edificio col cordolo raggiunge lo stesso livello di danno per un'accelerazione di 0.25g.

Analizzate queste differenze evidenti, si è deciso di sintetizzare le differenze nel comportamento della struttura in base al materiale utilizzato attraverso due tabelle riepilogative, relative al caso di edifici senza cordolo (Tabella 2.14) e al caso di edifici con il cordolo in c.a. (Tabella 2.15). Nelle tabelle sono riportati i valori delle resistenze medie a compressione dei materiali utilizzati per realizzare i modelli e i valori della PGA, relativi alla condizione più gravosa, espressi in g, che per ognuno dei 6 casi analizzati, determinano il raggiungimento dei 5 livelli di danno.

Solai putrelle e tavelloni						
Muratura	f_m [N/cm^2]	ag-D1 [g]	ag-D2 [g]	ag-D3 [g]	ag-D4 [g]	ag-D5 [g]
Muratura in mattoni	267	-	0.08	0.16	0.27	0.39
Conci di pietra tenera	158	-	0.06	0.12	0.23	0.36
Pietrame	117	-	0.06	0.11	0.21	0.33

Tabella 2.14

Cordoli in c.a. e solai laterocementizi						
Muratura	f_m [N/cm^2]	ag-D1 [g]	ag-D2 [g]	ag-D3 [g]	ag-D4 [g]	ag-D5 [g]
Muratura in mattoni	267	-	0.09	0.17	0.25	0.33
Conci di pietra tenera	158	-	0.07	0.12	0.19	0.28
Pietrame	117	-	0.06	0.11	0.17	0.25

Tabella 2.15

I risultati si dimostrano coerenti rispetto alle caratteristiche di resistenza dei materiali. I modelli costituiti dal materiale migliore (muratura in mattoni) richiedono accelerazioni attese al suolo più alte rispetto ai materiali peggiori (conci di pietra tenera e pietrame) per raggiungere degli stessi livelli di danno. Ciò risulta evidente soprattutto andando a confrontare i valori di a_g, del materiale migliore e di quello peggiore dei tre. Questo vale sia nel caso di edifici senza cordolo che nel caso di edifici con cordolo. Dal momento che nelle tabelle vengono riportati i valori relativi alla condizione di carico più gravosa, nella tabella relativa agli edifici dotati di cordolo si può notare come il fenomeno precedentemente discusso presente quando si carica l'edificio in direzione -x, vada a penalizzare gli edifici dotati di cordolo nei livelli di danno D3, D4 e D5 rispetto agli edifici non dotati di cordolo. Di certo nelle differenze di comportamento tra edifici con il cordolo e senza cordolo ci sarà stato anche un' influenza dovuta alla differenza di massa dei due tipi di solai considerati.

3. MATERIALI COMPOSITI PER IL RINFORZO DI EDIFICI IN MURATURA

Gli edifici in muratura, molti dei quali possono essere considerati storici e importanti da un punto di vista architetturale, costituiscono una significativa porzione del costruito di tutto il mondo. La maggior parte di questi ha sofferto le conseguenze di tecniche di costruzione e materiali inadeguati, carichi sismici e dovuti al vento, cedimenti delle fondazioni, deterioramento per effetti ambientali, e mancanze strutturali in virtù dell'utilizzo attuale. In aggiunta, il cambio di destinazione d'uso, e lo sviluppo di normative sismiche sempre più severe, ne hanno reso necessario un miglioramento della resistenza.

Per far fronte a tale necessità negli anni sono stati sviluppati, e sono stati applicati, vari metodi di rinforzo strutturale che possono essere così sintetizzati:

- Riempimento di fratture e vuoti mediante stuccatura;
- Cucitura di fratture più ampie con elementi metallici, in muratura o in cls;
- Applicazione di uno stucco rinforzato per migliorare la coesione e la resistenza a trazione della muratura;
- Applicazione di una precompressione interna o esterna con catene d'acciaio per mantenere gli elementi strutturali uniti in un sistema tridimensionale integrato;
- Rinforzo a cappotto con uno o due strati di intonaco rinforzato con acciaio.

Il rinforzo a cappotto con intonaco o cls rinforzato, è il tipo di intervento non sismico più comune sugli edifici in muratura, e mostra efficacia nel miglioramento della resistenza, della rigidezza e della duttilità. Tuttavia questa tecnica mostra i seguenti svantaggi:

- L'incremento di peso modifica la risposta dinamica della struttura, incrementando i carichi sismici;
- L'incremento dello spessore delle pareti potrebbe incidere sull'estetica di un edificio storico oppure ridurre lo spazio libero della struttura;
- Occupazione degli spazi adiacenti alla muratura nell'ambito dell'applicazione del rinforzo.

Gli svantaggi elencati e quelli relativi alle altre tecnologie di rinforzo hanno indirizzato i ricercatori allo sviluppo di metodologie di rinforzo basate sull'utilizzo di compositi in

polimeri fibro-rinforzati (FRP). I materiali compositi sono costituiti da matrici polimeriche e da fibre lunghe continue di carbonio, vetro o arammide, e sono comunemente denominati FRP (Fyber Reinforced Polymers). Sono materiali eterogenei e anisotropi e presentano un comportamento elastico lineare fino a rottura. I vantaggi degli FRP sono molteplici: leggerezza, elevate proprietà meccaniche e caratteristiche anticorrosive. I compositi sono disponibili in varie geometrie: lamine pultruse, caratterizzate da una disposizione unidirezionale per superfici regolari, e tessuti bidirezionali adattabili alla forma dell'elemento strutturale rinforzato. Gli FRP risultano competitivi nel caso in cui sia necessario limitare l'impatto estetico sulla struttura originaria, quando sia necessario garantire la reversibilità dell'intervento e quando lo spazio a disposizione sia così limitato da rendere difficile il ricorso alle tecniche di rinforzo tradizionali.

Tuttavia questo tipo di rinforzo presenta svariati problemi, dovuti soprattutto alla resina epossidica che svolge un ruolo determinante nell'aderenza tra le fibre e il substrato in muratura.

I problemi che si sono palesati sono:

- Sensibilità alle alte temperature;
- Impermeabilità rispetto al vapore;
- Infiammabilità.

Per questo motivo si sono andati sviluppando via via altre tecnologie di rinforzo come quelle che vedono la resina epossidica sostituita da una malta cementizia. Questo diverso tipo di rinforzo detto CMG (Cement Matrix Grid) ha mostrato un miglioramento di resistenza e duttilità nella struttura.

Il CMG presenta le seguenti peculiarità:

- Particolare compatibilità con i substrati in tufo in termini di adesione;
- Permeabilità all'umidità;
- Caratteristiche termiche che permettono di evitare criticità;
- Protezione delle fibre dalla diretta esposizione alle fiamme;
- Risoluzione di problemi di instabilità presenti negli FRP dovuti ad uno spessore maggiore del rinforzo in CMG;
- Facilità di installazione;

- Non è necessaria una specifica preparazione del substrato prima dell'applicazione del rinforzo.

3.1. Analisi articoli

Al fine di determinare l'impatto dell'utilizzo del rinforzo su pannelli murari, sono stati analizzati alcuni testi presenti in letteratura al fine di quantificare l'efficacia del rinforzo. I testi di letteratura analizzati hanno presentato una vasta variabilità per quanto riguarda: materiale della muratura, tipo di rinforzo impiegato e tipo di prova sperimentale svolta. In particolare i materiali considerati sono stati:

- Blocchi di tufo;
- Blocchi in cls;
- Mattoni in argilla pieni;
- Mattoni forati in argilla;
- Adobe brick;
- Solid brick;
- Dry brick.

I materiali di rinforzo impiegati sono stati invece:

- Fibra di vetro;
- Fibra di carbonio;
- PVA (Polyvinyl alcohol);
- Geo-nets polipropilene (PP);
- Geo-nets poliestere (PET);
- Cavi d'acciaio (Wire ropes).

Le prove sperimentali svolte, sono state:

- Prova di compressione diagonale;
- Prova di carico laterale ciclico con sforzo di compressione costante;
- Prova di flessione su tre punti;
- Prova di flessione su quattro punti (nel piano e fuori dal piano).

Di seguito si riportano le sintesi dei testi analizzati categorizzate per materiale murario e corredate da tabelle riassuntive.

3.1.1. Muratura in tufo

3.1.1.1. Analisi non lineare su muratura in tufo rinforzata con compositi in matrice cementizia (Lignola-Prota-Manfredi, 2009)

In questo articolo si discute l'influenza dei difetti di manodopera sul pannello, in caso di azione tagliante sullo stesso, sia da un punto di vista sperimentale, che da un punto di vista numerico.

Programma Sperimentale

Si è svolta una sperimentazione effettuando prove di compressione diagonale su 12 pannelli in tufo, di cui 4 senza rinforzo, e 8 testati utilizzando differenti configurazioni di CMG. Il sistema di CMG consiste nell'utilizzo di una griglia in fibra di vetro e una matrice cementizia alkali-resistente. Tutti i pannelli sono stati realizzati con lo stesso tipo di malta e mattoni. I blocchi di tufo (di dimensioni 120x250x370 mm^3) sono stati bagnati prima dell'applicazione del rinforzo per evitare che il tufo potesse assorbire l'acqua della matrice cementizia e avesse una scarsa aderenza. Test svolti su campioni di tufo e malta hanno fornito le caratteristiche meccaniche riportate nella tabella successiva (Tabella 3.1):

Material	Tensile strength f_t [N/mm^2]	Compressive strength f_c [N/mm^2]	Young's modulus E [kN/mm^2]	Tensile energy G_{ft} [Nmm/mm^2]	Compressive energy G_{fc} [Nmm/mm^2]
Tuff	0.21	2	2	0.0025	12
Mortar	1.31	5	1.8	0.012	19
CMG system matrix	4.58	24.1	3	0.061	45
CMG system grid	1276	—	72	Brittle	—

Tabella 3.1

Poiché si sta trattando il tufo giallo, si è risalito alla resistenza a trazione tramite la resistenza a compressione mediante la relazione proposta da Lade (1982) che viene di seguito riportata:

$$\frac{f_t}{P_a} = T\left(\frac{f_c}{P_a}\right)^t$$

Dove:

P_a = Pressione atmosferica;

T = 0.190 (parametro relativo alla muratura in tufo);

t = 0.805 (parametro relativo alla muratura in tufo).

La resistenza in trazione risulta essere circa un decimo di quella a compressione. Lo strato di malta è spesso 15 mm e profondo circa 250 mm. Le dimensioni dei pannelli studiati sono di 1030 mm in altezza, 1030 mm in lunghezza e 250 mm di profondità (Figura 3.1).

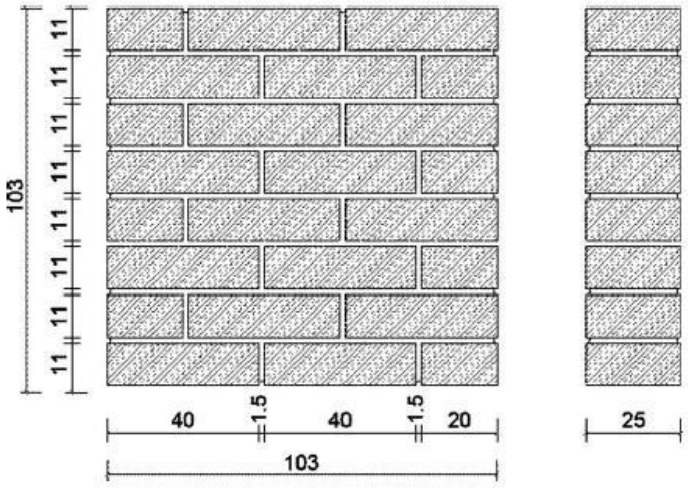


Figura 3.1

Si è utilizzato la fibra di vetro SRG 45 realizzata da Saint-Gobain Technical Fabrics, distribuita ugualmente nelle due direzioni ortogonali. Questa presenta una resistenza a trazione di 1276 MPa, un modulo di Young (E) pari a 72 GPa, e una deformazione ultima pari al 1.78%. Ogni fibra presenta una sezione di 0.896 mm^2 e uno spazio libero tra le fibre di 25.4 mm. La matrice cementizia, modificata con polimeri, è costituita da 10 kg di matrice cementizia, 0.7 l di mistura polimerica e 3 l di acqua. La matrice

presenta una resistenza a compressione di 24.1 MPa e una resistenza a trazione di 4.6 MPa (con una resistenza flessionale di 5.5 MPa).

Il rinforzo è disposto a strati, e, una o due griglie, sono imbevute nella matrice cementizia (con spessori di 8 mm nel primo caso e 12 mm nel secondo), simmetricamente su entrambe le facce della muratura con le fibre parallele ai giunti di malta. Qualora più strati di CMG vengano applicati, questi vengono disposti ad una distanza di 12.7 mm, per garantire una migliore distribuzione delle tensioni. I test sono effettuati su 4 pannelli non rinforzati (utilizzati come riferimento), 2 rinforzati con uno strato di CMG su ambo le facciate, e due rinforzati con 2 strati di CMG su ambo le facciate. Sebbene non vi sia stato applicato alcun tipo di sistema di ancoraggio, nei test non si è mai verificato il distacco del rinforzo, e ciò ha sottolineato la particolare sintonia tra il rinforzo in CMG e la muratura in tufo.

Analisi numerica non-lineare

Sono state condotte simulazioni numeriche per uno stato di tensione piana. Si è preferito utilizzare un modello bidimensionale, invece del tridimensionale, per ridurre l'onere computazionale, specialmente nella discretizzazione della mesh. Un'analisi accurata è stata svolta mediante il software DIANA v 9.1. I pannelli sono stati modellati con elementi quadrilateri a 8 nodi isoparametrici caricati nel piano. Ai micro-livelli, blocchi e malta sono modellati indipendentemente, senza attrito all'interfaccia. Lo stato tensionale biassiale è stato simulato attraverso il metodo di Rankine, per quanto riguarda la trazione, e quello di Von Mises per quanto riguarda la compressione. Il rinforzo è stato modellato come materiale addizionale aderente al pannello murario. La matrice cementizia è stata modellata come la malta del pannello, mentre la griglia di fibra di vetro è stata modellata come materiale elastico/lineare fino al collasso (fragile) in trazione e senza resistenza a compressione (spessore griglia 35.25 μm).

La capacità di deformazione si è analizzata considerando un fattore di duttilità μ, come rapporto di $\frac{\gamma_u}{\gamma_{\max}}$, con γ_u deformazione a taglio quando la tensione a taglio è il 90% di $\tau_{\max}$; $\gamma_{\max}$ è la tensione di taglio corrispondente a $\tau_{\max}$.

Confronto numerico/sperimentale

9 analisi parametriche FEM, sono state confrontate con le prove sperimentali. Il comportamento dei pannelli viene analizzato con curve tensione/deformazione, con la tensione a taglio τ , ricavabile tramite la relazione:

$$\tau = \frac{V}{A_n} \cdot 0.707$$

Dove:

V = carico diagonale;

A_n = area netta della sezione non fratturata del pannello (0.257 m^2 nella fattispecie)

La deformazione a taglio può essere ricavata in accordo con le ASTM 1981, come:

$$\gamma = \varepsilon_v + \varepsilon_h$$

Ad ogni modo la capacità deformativa la si valuta attraverso il termine μ, anche se la correlazione con la duttilità globale della struttura risulta comunque complessa.

Pannelli non rinforzati

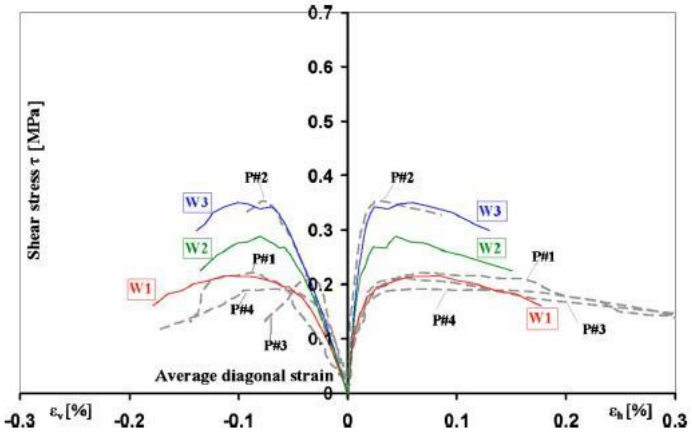


Figura 3.2

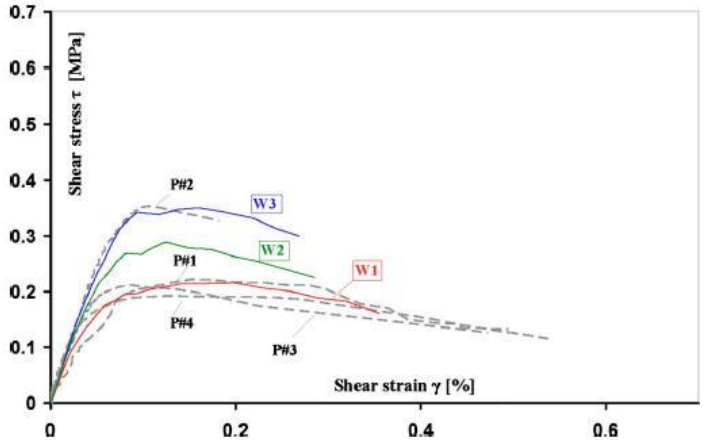


Figura 3.3

Le 2 figure (Figura 3.2 - Figura 3.3) mostrano i risultati teorici e sperimentali su pannelli non rinforzati (le curve sperimentali sono quelle tratteggiate). Difetti di manifattura sono stati presi in considerazione nella simulazione considerando valori ridotti dello spessore della malta, considerando l'effetto del collegamento non pieno o comunque non uniformemente riempito. In generale l'analisi numerica ha dimostrato che gli errori di manifattura, simulati con diversi spessori di malta, influenzano in maniera evidente il comportamento dei pannelli non rinforzati, mentre influenzano meno sensibilmente le performance dei pannelli rinforzati.

Le analisi forniscono per i pannelli esaminati una tensione di picco appartenente al range 0.21-0.35 MPa, corrispondente ad una deformazione di picco nel range 0.093-0.198 %. Un comportamento lineare nelle curve lo si è avuto fino ad una tensione di circa 0.15 MPa, quando la propagazione di fratture nella malta ha causato un comportamento non lineare. Fino ad un 50% della tensione di picco si è notata una relazione relativamente lineare tra tensione di compressione e deformazioni orizzontali e verticali, infatti fino a questo livello di tensione potrebbe essere appropriato un approccio di tipo elastico/lineare. Le compressioni diagonali hanno causato un degrado in pendenza e rigidezza. L'inizio di notevoli fratture diagonali è associato al raggiungimento della forza di picco, raggiunta la quale, il degrado prende piede. Nel ramo post-picco vi è una diminuzione della tensione, con un aumento della deformazione, dimostrando cosi il tipico comportamento di rammollimento dei materiali quasi-fragili.

I risultati dell'analisi FEM si dimostrano essere in buon accordo con quelli sperimentali, restituendo gli stessi valori simili. L'analisi FEM sottostima la duttilità μ di circa il 25%.

Pannelli rinforzati

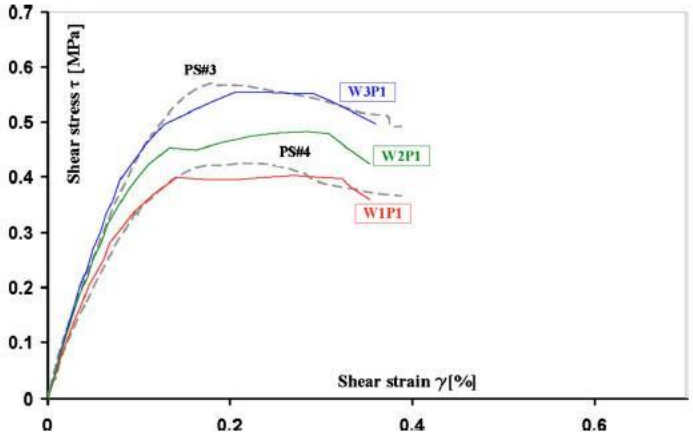


Figura 3.4

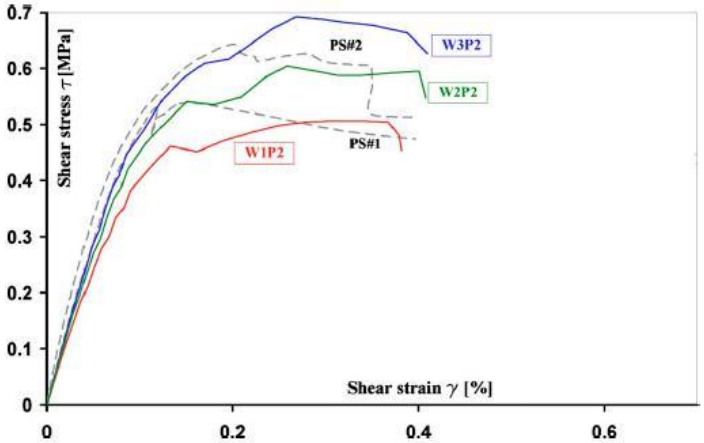


Figura 3.5

Come per i pannelli non rinforzati, si riscontra un comportamento elastico/lineare per bassi livelli tensionali anche nei pannelli rinforzati (Figura 3.4 - Figura 3.5). I pannelli rinforzati hanno presentato un prolungamento dell'andamento iniziale per più alti livelli tensionali. Ciò si è verificato per la collaborazione tra pannello murario e strato di CMG. La resistenza del pannello rinforzato si dimostra essere proporzionale alla quantità di rinforzo, mentre non sembra risentire della variabilità degli spessori degli strati di malta tra i blocchi di tufo. Con l'aggiunta di uno strato di rinforzo su entrambi i lati dei

pannelli si è ottenuto un incremento di resistenza massima pari al 90%, nel caso di un solo strato, e del 143%, nel caso di due strati.

Si deve mettere in evidenza come, nel caso di pannelli rinforzati con due strati di CMG, in ambito sperimentale, l'incremento di resistenza sia stato limitato dalla rottura dei provini nei punti di caricamento. Perciò il valore di resistenza massimo calcolato sperimentalmente risulta essere il limite inferiore di quello ricavato numericamente. Rispetto ai pannelli non rinforzati, i pannelli dotati di rinforzo presentano un ramo post-picco in grado di portare grandi carichi per elevate deformazioni lasciando però di fatto invariato il fattore μ.

L'analisi FEM fornisce una sottostima del termine μ del 30 %.

Di seguito si riporta una tabella (Tabella 3.2) con i risultati delle analisi svolte.

	Shear peak stress			Ductility factor		
	Experimental		Numerical FEM	Experimental		Numerical FEM
Experimental panel code	τ_{max} [MPa]	Average τ_{max} [MPa]	Range τ_{max} [MPa]	μ [-]	Average μ [-]	Range μ [-]
P#1 [as-built]	0.22			2.0		
P#2 [as-built]	0.35	*0.24*	0.21–0.35 (W1) (W3)	1.6	*2.0*	1.5–1.9 (W1) (W2)
P#3 [as-built]	0.21			2.1		
P#4 [as-built]	0.19			2.5		
PS#3 [1 ply × 2 sides]	0.57	*0.49*	0.40–0.56 (W1PI) (W3PI)	1.8	*1.6*	1.2–1.4 (W3PI) (W1PI)
PS#4 [1 ply × 2 sides]	0.42			1.4		
PS#1 [2 plies × 2 sides]	0.54	*0.59*	0.51–0.69 (W1P2) (W3P2)	2.2	*2.0*	1.3–1.6 (W1P2) (W3P2)
PS#2 [2 plies × 2 sides]	0.64			1.8		

Note: Data in italic referred to the average values for each of the three sets: [as-built], [1 ply×2 sides], and [2 piles×2 sides].

Tabella 3.2

Fratture

I pannelli non rinforzati hanno presentato uno sviluppo repentino di fratture diagonali passanti per i giunti di malta a partire dal centro della diagonale. Le fratture tendono a diffondere nelle zone di minima resistenza, più che nelle zone più sollecitate. Si è potuto notare come nei pannelli non rinforzati, quelli con strati di malta più piccoli, hanno presentato la frattura nella malta, mentre quelli con strati di malta maggiori hanno presentato la rottura contestuale di malta e blocchi.

Il rinforzo invece, provoca una ridistribuzione delle tensioni nel pannello e una diffusione delle fratture che non sono più concentrate in determinate zone del pannello, consentendo il raggiungimento di stati tensionali e deformazioni più elevate. È importante dire che l'aumento degli strati di CMG non provoca un aumento di resistenza proporzionale, ma un incremento comunque inferiore.

Analisi dei risultati numerici

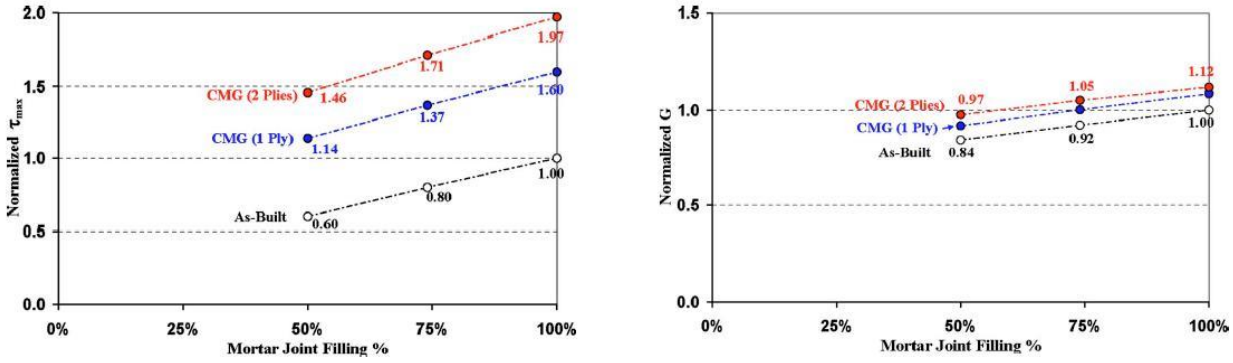


Figura 3.6

Nelle figure (Figura 3.6) sono riportati due grafici adimensionali. Sugli assi verticali sono riportate le τ_{max} e il modulo elastico G (ricavato dalla pendenza del grafico tensione/deformazione) normalizzati rispetto ai valori ricavati numericamente per il pannello W3 (cioè quello con lo spessore più grande di malta), sull'asse delle ascisse invece, è riportata la percentuale di riempimento dei giunti di malta, rapportata alla massima relativa alla parete W3.

Da questi due diagrammi si può evincere l'evidente incremento di resistenza dei pannelli dovuto all'inserimento del rinforzo, e la trascurabile variazione del modulo G (calcolato al 30% della tensione di picco), dato il trascurabile spessore del rinforzo rispetto al pannello murario.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (1030x1030x250mm^2) e modellazione numerica

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali				
	f_t [MPa]	f_c [MPa]	E [GPa]	G_{ft} [Nmm/mm^2]	G_{fc} [Nmm/mm^2]
Tufo 120x250x370mm^3	0.21	2	2	0.0025	12
Malta	1.31	5	1.8	0.012	19
Griglia: rete in fribra di vetro Saint-Gobain Technical Fabrics SRG 45	1276	-	72	fragile	-
Matrice cementizia	4.58	24.1	3	0.061	45

Provini testati e caratteristiche			Risultati sperimentali			
Nome	Caratteristiche	Area rinforzo nella sezione [mm^2]	τ_{max} [MPa]	γ_{max} [%]	γ_u [%]	$\gamma_{80\%}$ [%]
P#1	URM	-	0.22	0.14	0.49	-
P#2	URM	-	0.35	0.11	0.174	-
P#3	URM	-	0.21	0.08	0.46	-
P#4	URM	-	0.19	0.15	0.535	-
PS#3	1 strato per lato	72.61	0.57	0.185	0.392	-
PS#4	1 strato per lato	72.61	0.42	0.243	0.392	-
PS#1	2 strati per lato	145.23	0.54	0.15	0.399	-
PS#2	2 strati per lato	145.23	0.64	0.209	0.39	0.35

3.1.1.2. Comportamento sperimentale di muratura di tufo rinforzata con FRG a base di eco pozzolana (Balsamo-Prota-Iovinella-Morandini)

L'utilizzo di materiali compositi in cui la matrice fosse composta da malta a base di pozzolane ecocompatibili, ha permesso l'impiego di tale tipo di rinforzo anche nel caso di edifici sottoposti a vincolo. L'efficacia di tale sistema di rinforzo è stata comprovata da una campagna sperimentale su una serie di pannelli costituiti da mattoni in tufo giallo napoletano, rinforzati e non, sottoposti ad un'azione di compressione diagonale.

Il programma sperimentale prevedeva la prova di compressione su quattro pannelli di dimensioni 1000x1000x250 mm^3 (Figura 3.7) realizzati in tufo e malta pozzolanica. Ogni pannello è stato realizzato con blocchi di tufo di dimensione 360x250x115 mm^3, disposti su otto file, con giunti di malta di dimensioni variabili tra i 10 e i 15 mm.

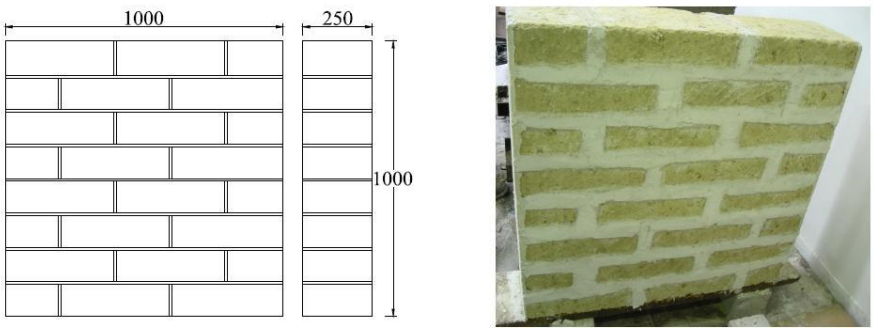


Figura 3.7

Le prove sono state eseguite su due pannelli non rinforzati, da usare come riferimento, e su due pannelli rinforzati con matrice in ecopozzolana e rete in fibra di vetro di maglia quadrata di dimensione 25x25 mm.

Si riportano delle immagini (Figura 3.8) che rappresentano la posa in opera del rinforzo. La rete in fibra di vetro viene disposta tra 2 strati di 6 mm di malta fibrorinforzata.

Figura 3.8

Una serie di prove a flessione e a compressione su provini di tufo ha restituito una resistenza a flessione di 3.45 MPa e una resistenza a compressione di 4.0 MPa. La malta, realizzata in accordo con le caratteristiche del costruito storico dell'area Campana, ha presentato una resistenza a compressione di 3.72 MPa e una resistenza a flessione di 1.3 MPa. La stessa campagna di prove è stata eseguita sulla malta (Planitop HDM Restauro di Mapei S.p.A.) costituente la matrice del rinforzo, che ha presentato una resistenza a compressione pari a 16 MPa, una resistenza a flessione pari 8 MPa e un valore del

modulo elastico di 8 GPa. Per il rinforzo si è utilizzata una rete in fibra di vetro alcali-resistente (Mapegrid G220 di Mapei S.p.A.) del peso di 220 gr/m^2 e con una resistenza a trazione di 45 kN/m.

Si riporta un dettaglio della fibra di vetro posta in opera (Figura 3.9):

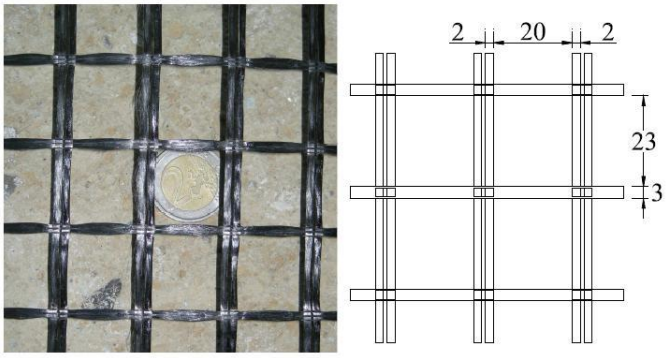


Figura 3.9

Prova sperimentale

La prova di compressione diagonale (Figura 3.10) viene svolta applicando il carico al pannello attraverso due scarpe metalliche posizionate in corrispondenza dei due spigoli opposti del pannello. Tra le piastre metalliche e la superficie libera del pannello viene posto un letto di malta a presa rapida antiritiro per scongiurare rotture fragili della muratura. Per ottenere la verticalità del carico, ruotato il pannello, tra la piastra di carico dell'attuatore e la scarpa superiore del pannello è stata interposta una cerniera sferica. L'attuatore idraulico a bassa frequenza (massimo 1 Hz), presenta una capacità nominale in trazione di 2500 kN e 3000 kN in compressione. La strumentazione utilizzata ha consentito la misurazione del carico applicato, degli spostamenti lungo le quattro diagonali e il controllo della deformazione fuori piano dei pannelli.

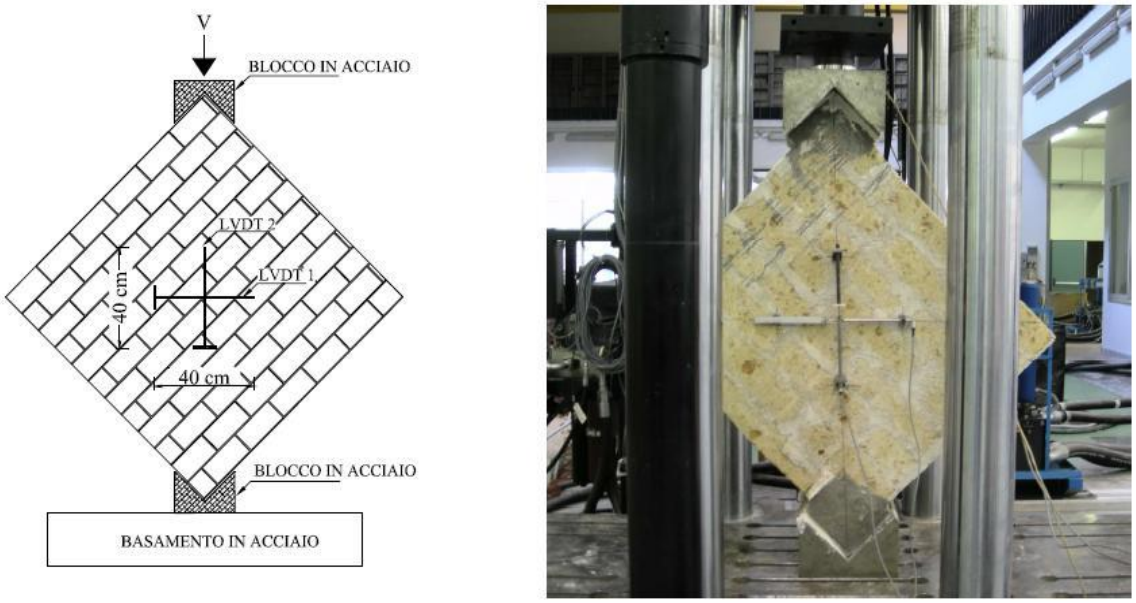


Figura 3.10

Nel caso di pannelli non rinforzati (caso a) si è avuta rottura per scorrimento dei letti di malta rispetto alle pietre di tufo e non si è avuta rottura locale per schiacciamento degli spigoli in cui veniva applicato il carico. Nei pannelli rinforzati (caso b) su entrambi i lati si sono presentate fessure lungo le isostatiche di compressione che hanno interessato sia malta che tufo (Figura 3.11).

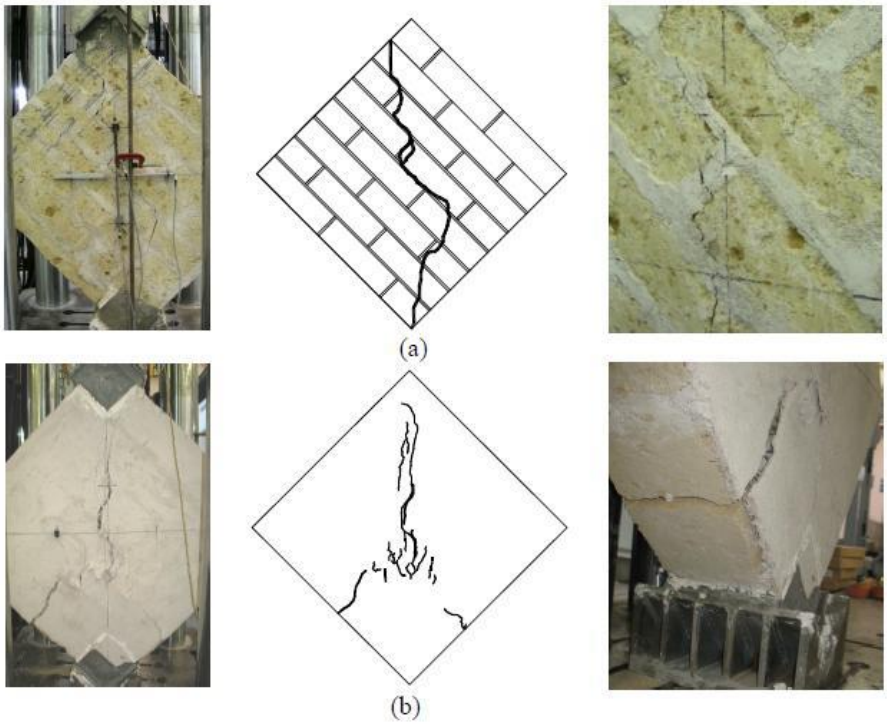


Figura 3.11

Si riporta una tabella contenente i risultati delle sperimentazioni:

Camp. Tipo	FRP rete	V_{max}	ΔV_{max}	τ_{max}	$\varepsilon_{v,max}$	$\varepsilon_{h,max}$	τ_{max}	τ_u	γ_{max}	γ_u	G	μ
		[kN]	[%]	[MPa]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[%]	[%]	[%]	[%]
P1	-	50	-	0.14	0.05	-0.05	0.14	0.11	0.10	0.53	258	5.5
P2	-	60		0.17	0.13	-0.14	0.17	0.14	0.27	0.46	296	1.7
PR_G1	Vetro	157	186	0.44	0.13	-0.11	0.44	0.36	0.23	1.12	654	4.8
PR_G2	Vetro	188	241	0.53	0.29	-0.23	0.53	0.42	0.53	1.91	799	3.6

Tabella 3.3

Dove:

$\tau_{\max}$, è stata ricavata a partire dalla relazione $\tau = 0.707 \cdot \frac{V}{A_n}$;

A_n = area della sezione trasversale pari a 0.250 m^2;

V = sforzo applicato al muretto;

ε_v e ε_h = deformazioni orizzontali e verticali ricavati attraverso i sensori (LVDTs);

γ = deformazione a taglio ricavata come $\gamma = \varepsilon_v + \varepsilon_h$;

μ = fattore di duttilità calcolato come $\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_{\max}}$, con γ_u pari al valore che γ assume all'80% del carico massimo;

G = modulo di rigidezza calcolato come $G = \frac{\tau(30\% V_{\max})}{\gamma(30\% V_{\max})}$.

Per i pannelli rinforzati si può notare un incremento della resistenza che raggiunge anche il 230% e un notevole incremento della capacità deformativa nei confronti delle sollecitazioni taglianti.

Si riportano di seguito una tabella (Tabella 3.4) e due immagini (Figura 3.12 - Figura 3.13), relative alla categorizzazione dei pannelli analizzati, e agli andamenti tensione-deformazione in cui si possono notare i miglioramenti sopracitati.

CAMPIONE	RETE
P1	-
P2	-
PR_G1	VETRO
PR_G2	VETRO

Tabella 3.3

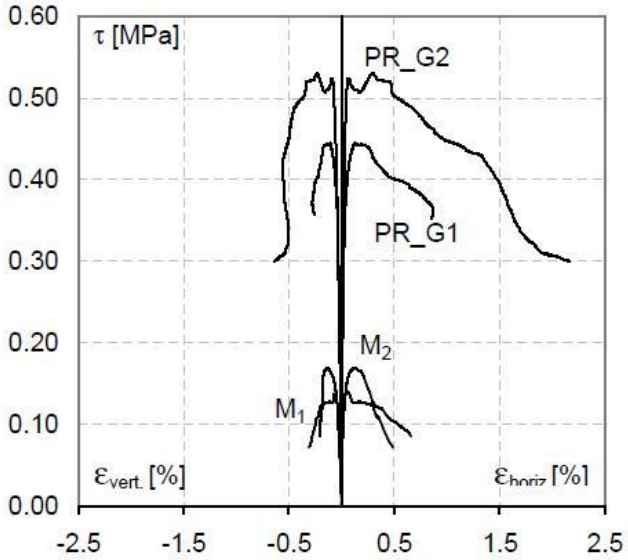


Figura 3.12

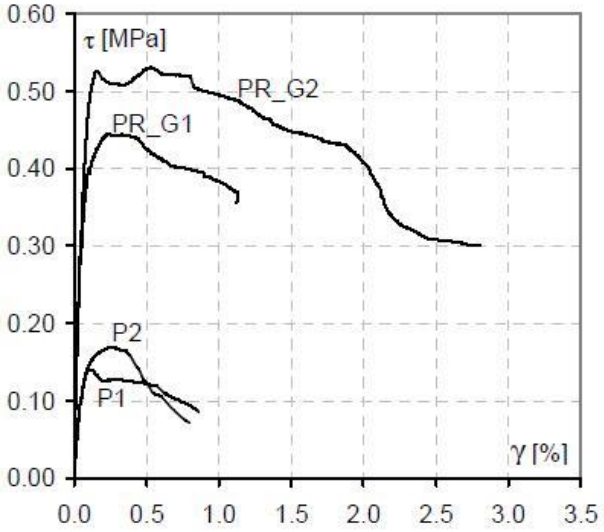


Figura 3.13

Un altro miglioramento significativo lo si può notare confrontando le aree sottese ai diagrammi $\tau - \gamma$ dei pannelli indicati dalle sigle P2 e PR_G2 (Figura 3.14). L'aumento dell'area sottesa determina una più grande dissipazione energetica e un conseguente miglioramento a fronte di un evento sismico, palesati da un quadro fessurativo che interessa oltre alla malta anche le pietre in tufo che dispongono di una resistenza a compressione più grande.

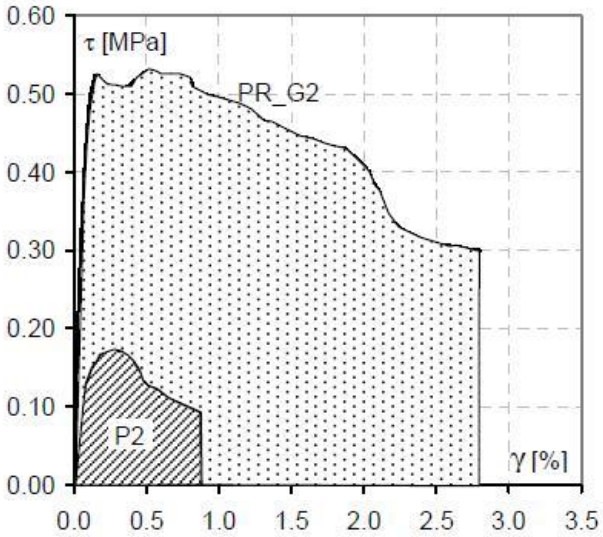


Figura 3.14

In conclusione, il rinforzo con matrice in eco pozzolana e rete in fibra di vetro comporta un notevole incremento della resistenza, anche e soprattutto nella fase post-picco del diagramma tensione-deformazione, e un incremento della tensione al limite dell'elasticità dei pannelli. Contestualmente non si verifica una variazione della rigidezza a taglio e quindi non varia lo schema statico, dunque rimane costante la distribuzione dei carichi.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (1000x1000x250mm^3)

	Caratteristiche materiali			
Materiali e dimensioni	Res flex [Mpa]	fc [Mpa]	E [Gpa]	Ft [kN/m]
Tufo giallo napoletano 360x250x115mm^3	3.4	4.0	-	-
Malta	1.3	3.7	-	-
Rete in fibra di vetro a maglia quadrata 25*25mm^2	-	-	-	45
Matrice in ecopozzolana	8.0	16.0	8	-

Provini testati e caratteristiche			Risultati sperimentali						
Nome	Caratteristiche		τ max [MPa]	γ_{max} [-]	γ_u [-]	γ_u (80%) [-]	εvmax [%]	εhmax [%]	εhultima [%]
P1	URM		0.14	0.1	0.77	0.53	0.05	0.05	0.7
P2	URM		0.17	0.27	0.85	0.46	0.13	0.14	0.5
PR_G1	1 strato		0.44	0.23	1.15	1.12	0.13	0.11	0.95
PR_G2	1 strato		0.53	0.53	2.77	1.91	0.29	0.23	2.18

3.1.1.3. Capacità a taglio di muratura rinforzata esternamente con un materiale composito a base cementizia: una campagna sperimentale (Faella-Martinelli-Nigro-Paciello, 2010)

Il presente articolo tratta i risultati ottenuti da una campagna sperimentale della Università di Salerno su pannelli murari in tufo giallo, un tipo di materiale molto comune nel Sud Italia e nell'area Mediterranea. In particolare sono stati sottoposti ad un'azione di compressione diagonale tre pannelli non rinforzati e sei pannelli rinforzati esternamente su entrambe le facce con uno strato di FRCM (Carbon-Fiber-Reinforced Cement Matrix), per determinarne la resistenza a taglio. Nel presente lavoro è stato effettuato un confronto tra i risultati dell'indagine sperimentale e quelli derivanti dall'utilizzo di alcune formule presenti in letteratura, che mostrano una certa difficoltà nel tenere conto di rotture premature del sistema murario dovute al distacco del rinforzo dal substrato.

Sono stati analizzati nove pannelli in tufo giallo di dimensioni 120x120x40 cm^3 , in accordo con le normative ASTM (Figura 3.15)

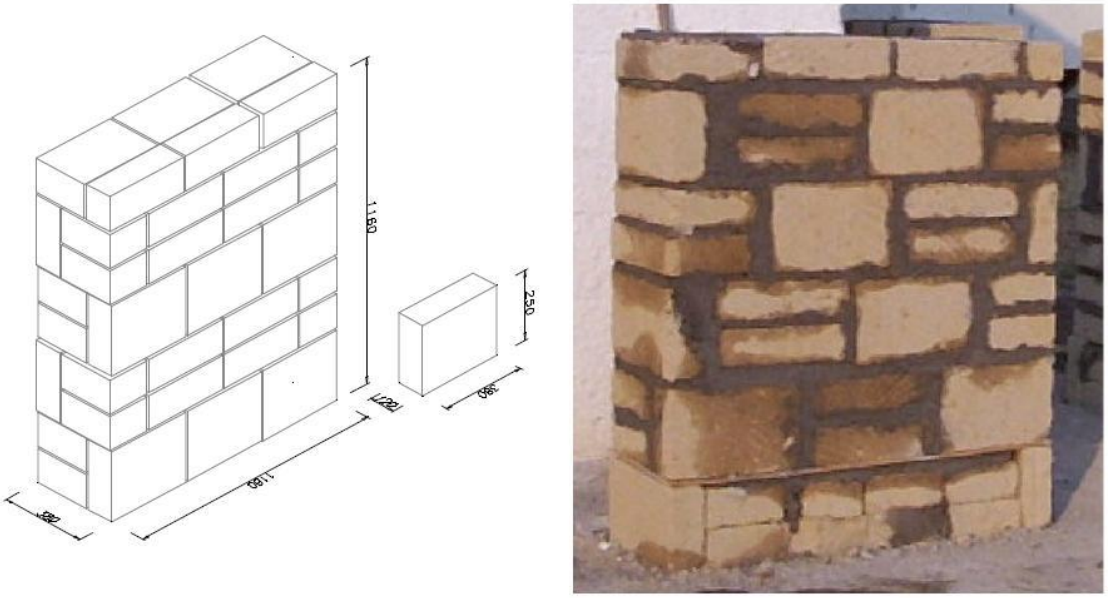


Figura 3.15

Il materiale composito utilizzato è costituito da una rete in fibra di carbonio posizionata tra 2 strati di malta (Figura 3.16).

a) application of the fiber net; *b) final appearance of the walls*

Figura 3.16

Sono stati svolti dei test per ricavare le resistenze a compressione e a trazione dei blocchi in tufo. L'indagine a compressione è stata svolta su 10 campioni cubici di tufo di lato pari a 100 mm. Si è ottenuta una resistenza a compressione media di 4.06 MPa, con un coefficiente di variazione pari a 0.10 (Tabella 3.5). Mediante una prova a

flessione invece, su sei provini, si è ricavata una resistenza a trazione di 0.84 MPa, con un coefficiente di variazione pari a 0.10 (Tabella 3.6).

Results of compression tests on brick elements.

Specimen (#)	P_{max} (N)	f_b (MPa)
01	33,800	3.419
02	45,780	4.643
03	37,200	3.737
04	38,560	3.899
05	45,320	4.566
06	45,160	4.573
07	37,820	3.820
08	41,280	4.195
09	37,240	3.786
10	38,980	3.941

Tabella 3.5

Results of three-point-bending tests on brick elements.

Specimen (#)	b (mm)	h (mm)	L (mm)	F_{max} (N)	$f_{b,t}$ (MPa)
TU01	36	41	162	436	0.811
TU02	39	36	165	454	1.011
TU03	37	38	163	369	0.778
TU04	36	42	166	495	0.877
TU05	40	40	162	456	0.801
TU06	36	40	163	390	0.761

Tabella 3.6

Si è scelto di utilizzare una malta che riproducesse le caratteristiche delle strutture in muratura presenti nel sud d'Italia. In accordo con le normative Italiane contestuali si è ottenuta una malta di categoria M4, la più debole, e corrispondente alla malta M1 dell'Eurocodice 6. La malta pozzolanica è composta da 1 parte di limo e 3 parti di pozzolana. Sono stati realizzati 7 provini di malta, di forma prismatica, sottoposti a prove di flessione per ricavare la resistenza a trazione. Per ricavare la resistenza a compressione si è utilizzato il materiale di risulto (quattordici provini) delle prove a flessione.

Si è ottenuta una resistenza a trazione di 0.372 MPa con coefficiente di variazione di 0.194 e una resistenza a compressione di 1.027 MPa con coefficiente di variazione di 0.179 (Tabella 3.7 - Tabella 3.8).

Results of three-point-bending tests on mortar specimens.

Specimen (#)	b (mm)	h (mm)	L (mm)	F_{max} (N)	$f_{m,t}$ (MPa)
MA 01	39	39	159	270	0.513
MA 02	48	40	160	242	0.355
MA 03	51	38	162	250	0.382
MA 04	50	40	165	238	0.334
MA 05	43	41	162	222	0.345
MA 06	48	40	159	192	0.281
MA 07	47	39	158	254	0.399

Tabella 3.7

Results of compression tests on mortar elements.

Specimen (#)	$f_{m,c}$ (MPa)	Specimen (#)	$f_{m,c}$ (MPa)
M01-A	0.879	M01-B	0.846
M02-A	0.709	M02-B	0.834
M03-A	1.210	M03-B	1.117
M04-A	1.295	M04-B	1.115
M05-A	1.086	M05-B	0.914
M06-A	1.296	M06-B	–
M07-A	1.073	M07-B	0.983

Tabella 3.8

Sono state svolte delle prove su campioni del pannello murario in compressione (Figura 3.17) per ottenere le principali caratteristiche meccaniche della muratura non rinforzata e per confrontarle con le resistenze dei materiali che lo compongono. Sono state svolte prove su provini cubici di altezza pari a 40 cm, che hanno restituito una resistenza a compressione di 1.31 MPa.

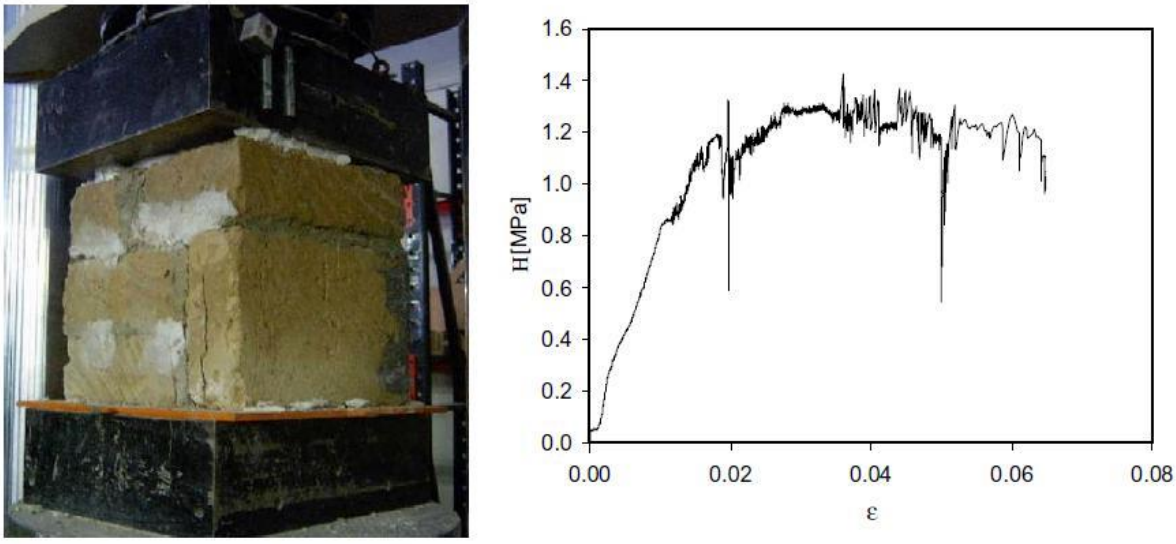


Figura 3.17

L'eurocodice 6 fornisce una formula che lega le caratteristiche di resistenza del pannello murario con quelle dei suoi componenti con una buona approssimazione.

Nel caso in esame si avrà:

$$f_{w,th} = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} = 0.45 \cdot (4.06)^{0.7} \cdot (1.027)^{0.3} = 1.210 MPa$$

Il rinforzo utilizzato è costituito da fibra di carbonio immersa in una matrice di cemento fibro-rinforzata (FRCM). Di seguito si riporta una tabella (Tabella 3.9) contenente le caratteristiche meccaniche del rinforzo e un'immagine (Figura 3.18) relativa alla fibra di carbonio e alla disposizione sul pannello murario.

Mesh		Mineral mortar	
Mesh weight (g/m^2)	168	Compression strength (MPa)	38
Nominal thickness (mm)	0.047	Bending strength (MPa)	7.5
Strength (for a width of 1 cm) (N/cm)	1600	Young modulus (GPa)	15.0
Tensile strength (MPa)	4800		
Young modulus (GPa)	240		
Fiber density (g/cm^3)	1.78		
Ultimate strain (%)	1.8		

Tabella 3.9

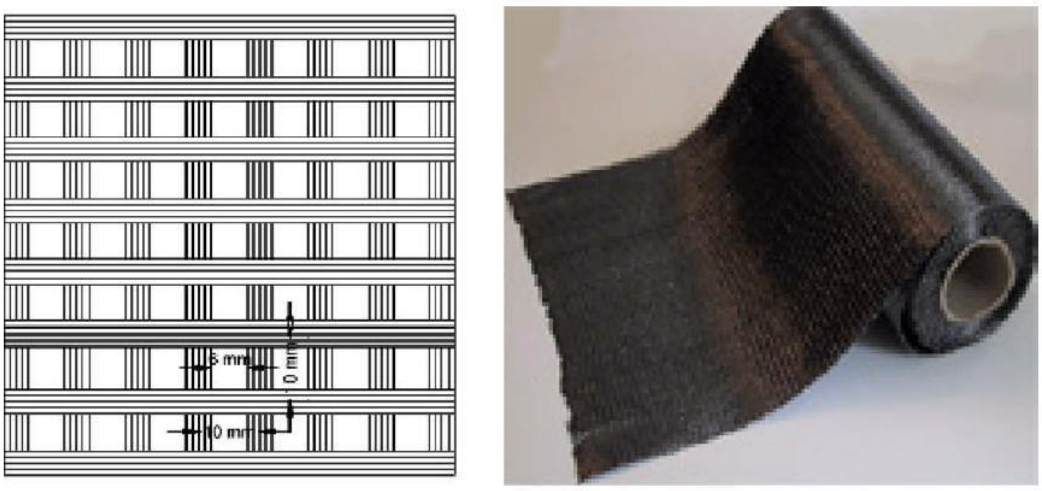


Figura 3.18

Sono state svolte le prove di compressione diagonale su 9 pannelli murari, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella (Tabella 3.10) sottostante:

	B (mm)	L (mm)	t (mm)	Reinforcement type
1	1207	1148	388	Unreinforced
2	1197	1153	388	Unreinforced
3	1201	1145	390	Unreinforced
4	1220	1140	400	Double side reinforced
5	1200	1200	400	Double side reinforced
6	1207	1148	388	Double side reinforced
7	1210	1153	405	Double side reinforced
8	1206	1155	393	Double side reinforced
9	1197	1153	388	Double side reinforced

Tabella 3.20

Lo sforzo di compressione viene trasmesso attraverso un martinetto, mentre gli spostamenti sono misurati con sensori disposti sulle facce dei pannelli.

Risultati sperimentali

Le prove svolte sui pannelli non rinforzati hanno presentato il collasso per livelli di carico molto bassi, in un intervallo di 30-45 kN, con lo sviluppo di una frattura diagonale all'interfaccia blocchi-malta. Si riportano i grafici relativi ai pannelli non rinforzati (Figura 19):

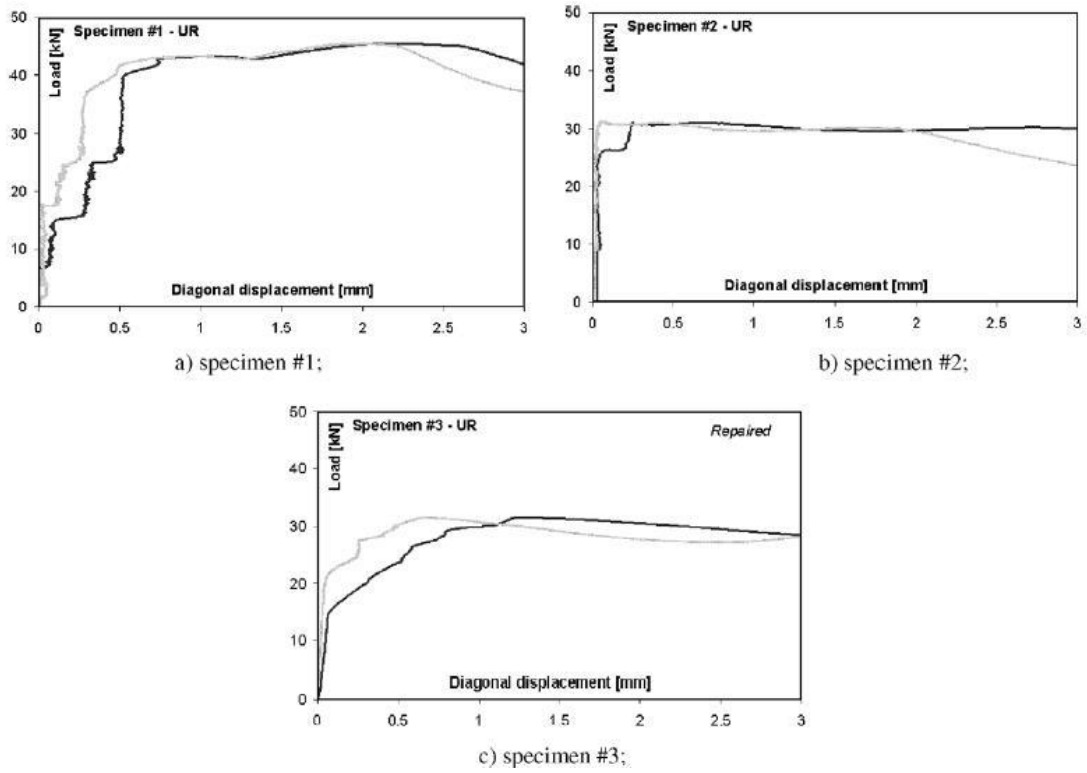


Figura 3.59

Le stesse prove, svolte sui pannelli rinforzati, mostrano un incremento del carico ultimo pari 4-6 volte il carico ultimo dei pannelli non rinforzati, come si può notare dai grafici riportati (Figura 3.20):

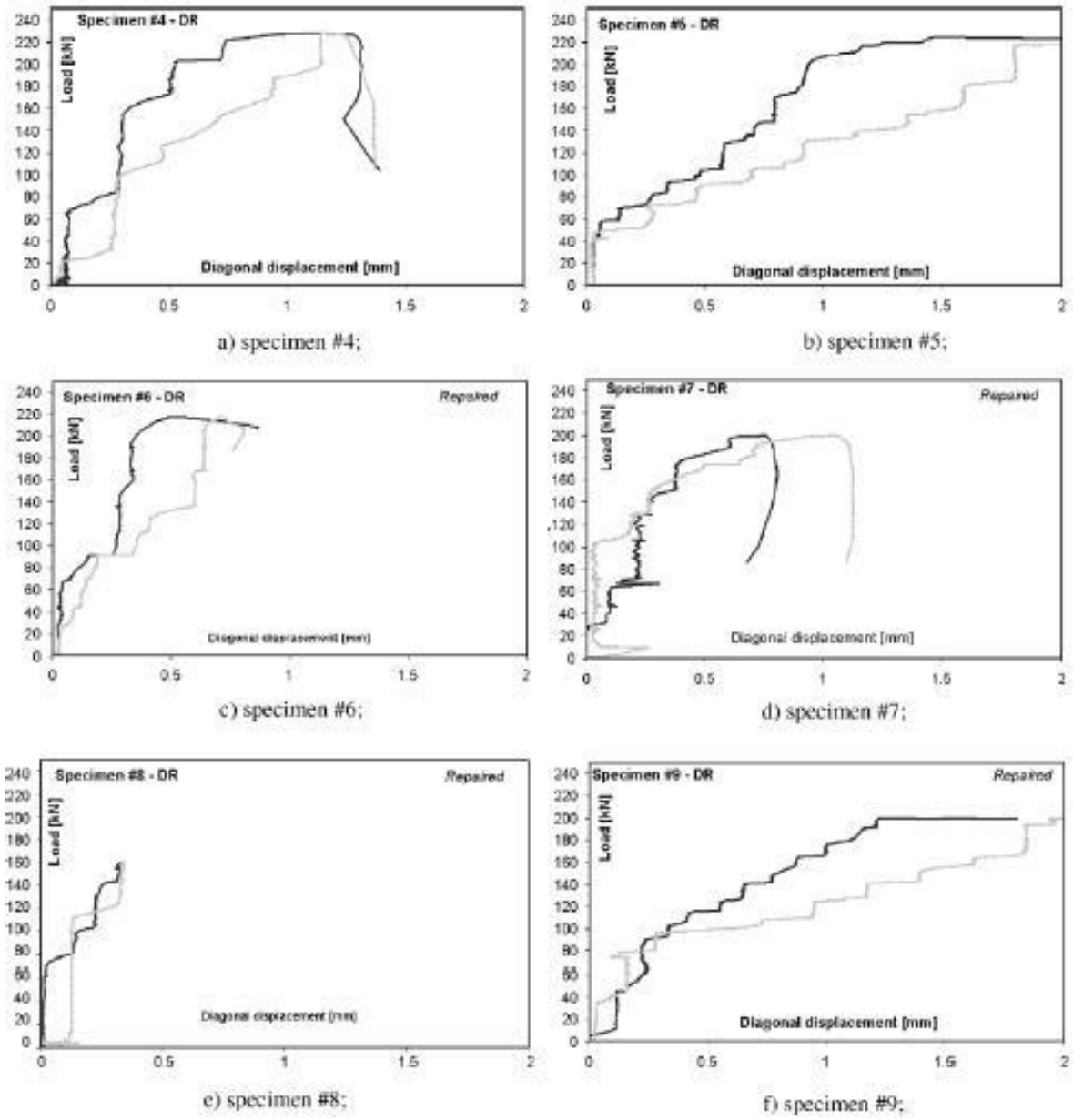


Figura 3.20

I diagrammi riportati mostrano un cambio di pendenza nel tratto iniziale, a volte brusco e a volte progressivo, per valori del carico prossimi a quelli di rottura dei pannelli non

rinforzati, a causa della formazione di fessure che però non hanno modo di espandersi attraverso la muratura per la presenza del rinforzo.

Nel caso di pareti con rinforzo si sono manifestate due modalità di rottura. La più significativa delle due è stata il distacco del rinforzo dal pannello a causa delle scarse qualità meccanica della muratura in tufo. Un altro tipo di collasso è stato dato dalla rottura che stavolta ha interessato sia malta che blocchi, probabilmente dovuta più che al materiale in se, alla "texture" dei pannelli (Figura 3.21).

Figura 3.21

Analisi teorica

Per ricavare la resistenza a taglio dei pannelli analizzati nella campagna sperimentale, si può utilizzare la relazione fornita dalle norme ASTM:

$$f_v = \frac{0.707 \cdot P_u}{A_n}$$

Dove:

P_u = carico ultimo di compressione diagonale;

A_n = Area trasversale netta del pannello fornita dalla relazione (ASTM 519-02): $A_n = \left(\frac{B+L}{2}\right) \cdot t \cdot n$

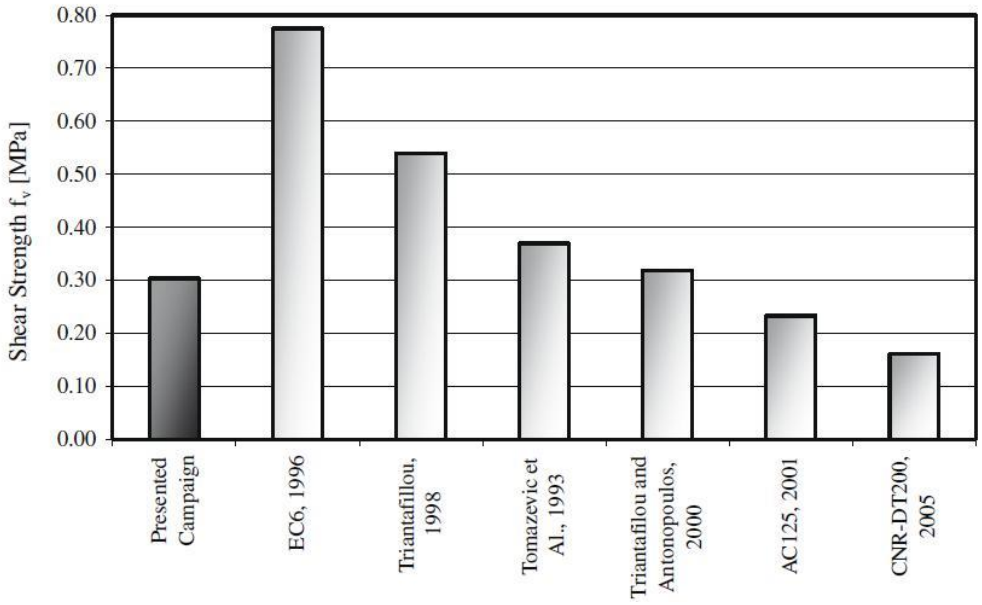
Si riporta una tabella (Tabella 3.11) dove sono riportate le resistenze a taglio ricavate attraverso queste relazioni per i pannelli analizzati nella campagna sperimentale. Si è utilizzato il simbolo f_{v0} per i pannelli non rinforzati e f_v per i pannelli rinforzati.

Experimental values of panel shear strength.

Specimen (#)	Load (kN)	f_{v0} (MPa)	$f_{v0,m}$ (MPa)		Type of failure
(a) Unreinforced panels					
1	45.56	0.069	0.055		Sliding fracture at the mortar-to-brick interface
2	31.94	0.049			
3	31.69	0.047			
Specimen (#0)	Load (kN)	f_v (MPa)	$f_{v,m}$ (MPa)	$f_v/f_{v0,m}$	Type of failure
(b) Reinforced panels					
4	228.94	0.337	0.300	6.144	Brick and mortar failure
5	224.94	0.331		6.037	Loss of adhesion of composite layer
6	219.06	0.315		5.735	Loss of adhesion of composite layer
7	200.63	0.291		5.296	Brick and mortar failure
8	161.06	0.231		4.217	Brick and mortar failure
9	200.75	0.289		5.256	Loss of adhesion of composite layer

Tabella 3.11

In letteratura si possono trovare una serie di relazioni che permettono di valutare la resistenza a taglio in termini di tensioni o forza, di pannelli rinforzati. Si riporta un grafico (Figura 3.21) in cui si confrontano i risultati della campagna sperimentale, e i valori delle resistenze a taglio forniti dalle relazioni presenti in letteratura.



:

Figura 3.21

Come si può notare, le varie formule presenti in letteratura sovrastimano o sottostimano in maniera più o meno evidente la resistenza a taglio rispetto a quella ricavata dalle indagini sperimentali. La formula che più restituisce un risultato simile a quelli ottenuti sperimentalmente è quella di Triantafilou e Antonopoulos.

Conclusioni

In conclusione il lavoro ha dimostrato che mai si è avuto rottura del rinforzo, ma sempre rottura per il distacco dello stesso dal paramento murario. Quindi futuri studi potrebbero riguardare l'utilizzo razionale da un punto di vista quantitativo e quindi economico del rinforzo, e la calibrazione di modelli e formule che permettano di quantificare più precisamente le caratteristiche meccaniche dei pannelli rinforzati.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (1200x1150x390mm^2)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali					
	f_t [MPa]	f_c [MPa]	Res flex [MPa]	spessore [mm]	ε_u [%]	E [GPa]
Tufo 100x100x100mm^3	0.84	4.06	-	-	-	-
Malta M1 (EC6)	0.372	1.02	-	-	-	-
Provini di muratura 400x400x400mm^3	-	1.31	-	-	-	-
Griglia in fibra di carbonio 10x10mm^2	4800	-	-	0.047	1.8	240
Malta minerale	-	38	7.5	-	-	15

Provini testati e caratteristiche			Risultati sperimentali			
Nome	Caratteristiche	Area rinforzo nella sezione [mm^2]	Carico [kN]	τ max [MPa]	δ_{max} [mm]	δ_u [mm]
1	URM	-	45.56	0.069	2.58	3
2	URM	-	31.94	0.049	0.77	3
3	URM	-	31.69	0.047	1.21	3
4	1 strato per lato	22.56	228.94	0.337	1.25	1.35
5	1 strato per lato	22.56	224.94	0.331	1.47	2
6	1 strato per lato	22.56	219.06	0.315	0.5	0.9
7	1 strato per lato	22.56	200.63	0.291	0.75	0.8
8	1 strato per lato	22.56	161.06	0.231	0.3	0.3
9	1 strato per lato	22.56	200.75	0.289	1.2	1.8

3.1.1.4. Prove di compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati con CMF (2005)

Sono stati confezionati 6 pannelli murari costituiti da blocchi di tufo giallo napoletano e malta pozzolanica. I blocchi in tufo presentavano delle dimensioni finali pari a 370x250x110 mm^3. I pannelli realizzati hanno presentato un'altezza di 1030 mm, una lunghezza di 1030 mm e uno spessore di 250 mm (Figura 3.22), con un'area di base di 0.257 m^2. Lo spessore dei giunti di malta è variato dai 15 mm ai 20 mm per far fronte alle irregolarità delle pietre in tufo.

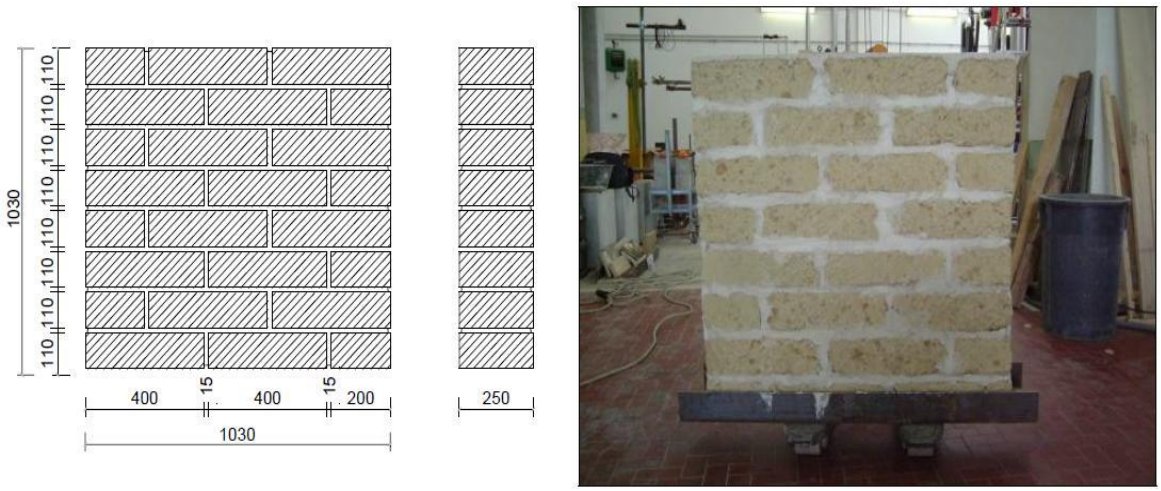


Figura 3.22

Su provini cubici di lato pari a 100 mm in tufo allo stato asciutto, si sono svolte prove di compressione, che hanno fornito una resistenza media di 2.00 MPa. Su provini di

dimensioni di 370x60x90 mm^3, si è ricavato invece il valore del modulo elastico, considerando la pendenza media della fase iniziale della curva tensione-deformazione, e si è ottenuto un valore di circa 1.9 GPa. Per i giunti tra i blocchi, si è utilizzata una malta composta da: Legante Mape-Antique LC, sabbia vagliata (3/4 mm) e acqua. Dopo 28 giorni di stagionatura si è misurata, attraverso una serie di prove svolte secondo le normative vigenti, una resistenza media a flessione pari a 1.57 MPa.

Successivamente si sono svolte prove di compressione sui pannelli murari per valutarne le caratteristiche meccaniche (Figura 3.23 - Figura 3.24 - Tabella 3.12).

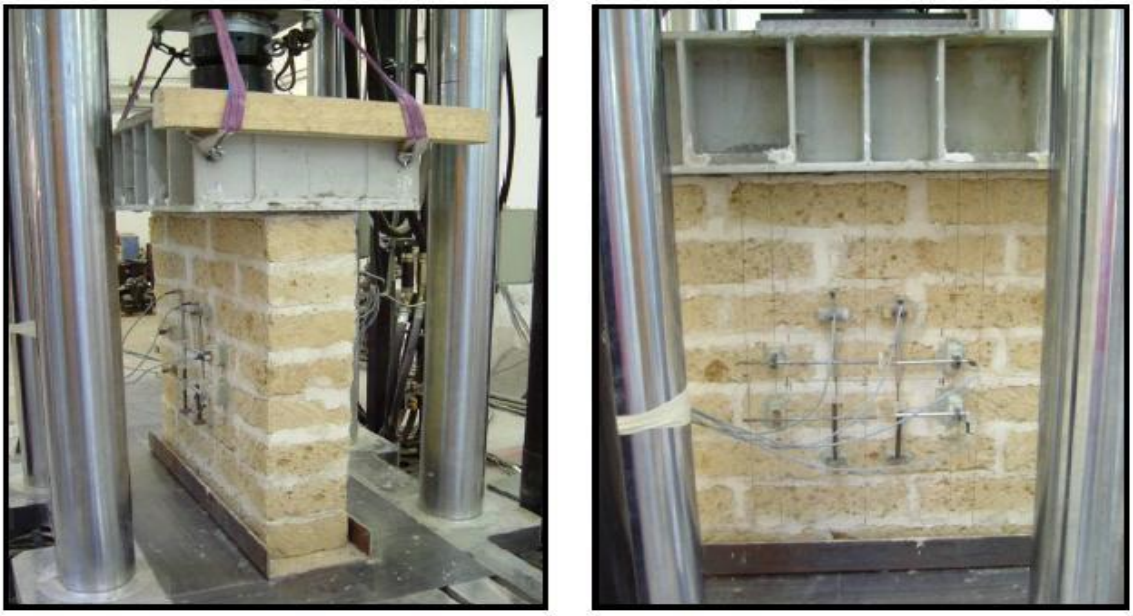


Figura 3.23

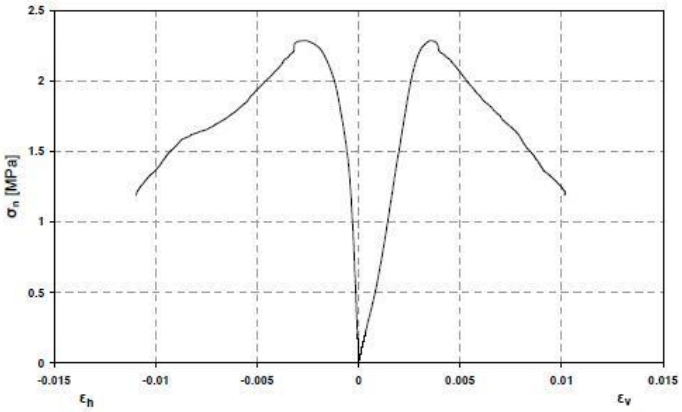


Figura 6.24

f_c [MPa]	E [MPa]	ν
2,3	680	0,15

Tabella 3.12

Il rinforzo delle pareti consiste nell'utilizzo di una griglia a maglie quadrate in fibra di vetro di tipo Alcali Resistant apprettata (Mapegrid G220) e da una matrice di tipo cementizia a reattività pozzolanica bi-componente ad elevata duttilità, rinforzata con l'utilizzo di fibre di vetro (Planitop HDM). Complessivamente il sistema di rinforzo viene indicato con la sigla CMF e le caratteristiche meccaniche dei suoi componenti sono riportate nelle tabelle seguenti (Tabella 3.13 - Tabella 3.14).

Materiale	Modulo di elasticità [GPa]	Resistenza a trazione (1) [kN/m]	Resistenza a compressione [MPa]	Resistenza a flessione [MPa]	Deform. ultima	Densità di massa (grammatura) [g/m²]	Dimensione della maglia [mm²]
Rete preapprettata GFRP	72	45	–	–	< 3 %	225	25×25

(1) Resistenza valutata secondo la normativa ASTM D 6637-01

Tabella 3.13

Materiale	Modulo elastico a compressione (1) [MPa]	Resistenza a compressione (1) [MPa]	Resistenza a flessione (1) [MPa]	Adesione al cls (1) [MPa]	Adesione al supporto in muratura (Planitop HDM+Mapegrid G220) (1) [MPa]
Malta cementizia a reattività pozzolanica bicomponente ad elevata duttilità	11.000	≥ 30	≥ 9	≥ 2,5	≥ 2

(1) Proprietà meccaniche valutate a 28gg. di stagionatura

Tabella 3.14

Il rinforzo ha interessato entrambi i paramenti dei pannelli e in particolare sui pannelli PS#7 e PS#8 si è utilizzato un solo strato di rinforzo mentre sui pannelli PS#5 e PS#6 sono stati utilizzati due strati di rinforzo. Prima dell'applicazione del rinforzo, il tufo è

stato lavato accuratamente e saturato per evitare che i blocchi assorbissero l'acqua contenuta nella malta del rinforzo, pregiudicandone cosi le funzionalità. Successivamente a seguito dell'applicazione di una strato di 4 mm di malta è stata immersa la rete (GFRP 900x900 mm) e disposto un altro strato di malta e qualora previsto un'altra griglia di GFRP (Figura 3.25). Gli spessori finali sono stati di circa 8 mm per il singolo strato e 10 mm per il doppio strato.

Figura 3.25

Il carico è stato trasmesso ai pannelli attraverso due scarpe metalliche posizionate sui due spigoli opposti del pannello. Tra le scarpe metalliche e il pannello è stato posizionato un letto di malta a presa rapida antiritiro per evitare che si potessero verificare rotture fragili locali della muratura. La prova è stata eseguita esercitando sul pannello una forza di compressione monotona, attraverso una cerniera sferica, contenuta nel piano medio e diretta lungo una delle due diagonali. Lo è stato trasmesso da un attuatore idraulico a bassa frequenza (1 Hz), di capacità nominale in trazione di 2500 kN e in compressione di 3000 kN. Una cella di carico ha consentito di monitorare il carico applicato contestualmente a trasduttori di spostamento che hanno permesso di valutare le deformazioni. Tutte le prove sono state arrestate in corrispondenza di un valore della resistenza pari al 50% del valore di picco. Si riporta un'immagine relativa alla prova effettuata (Figura 3.26):

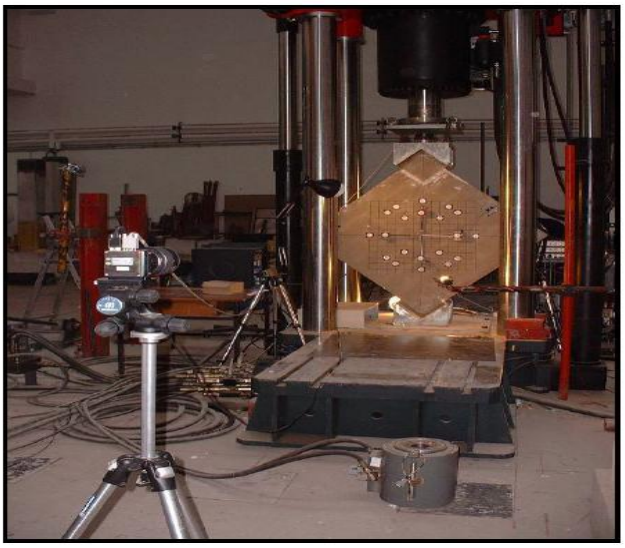


Figura 7.26

Risultati sperimentali

Pannelli non rinforzati

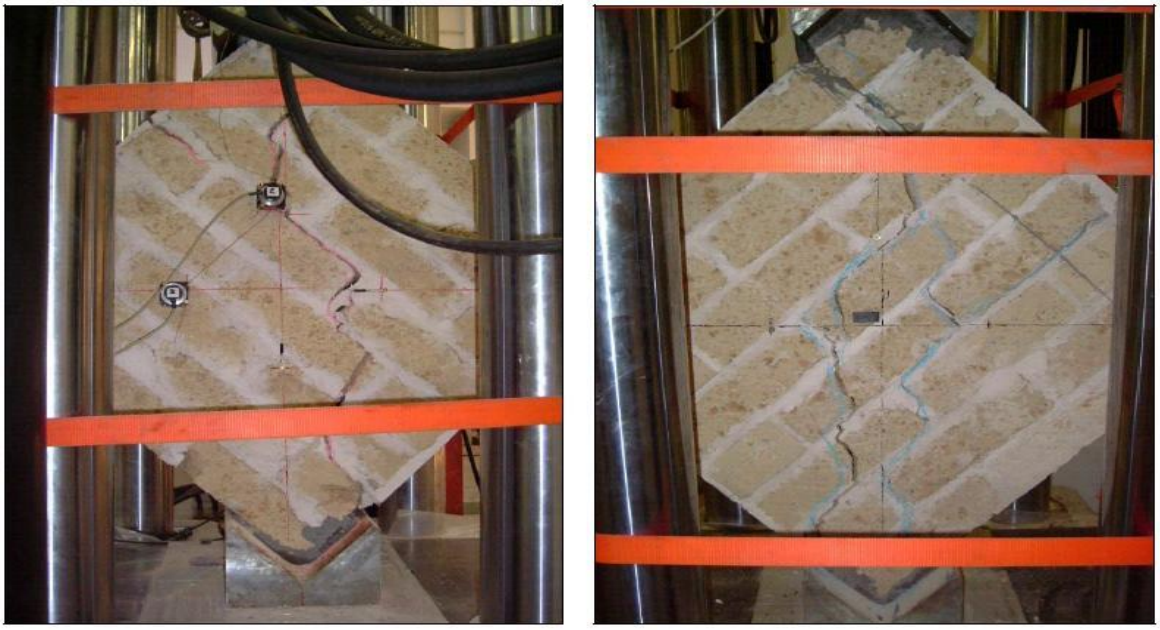


Figura 3.27

I pannelli non rinforzati (Figura 3.27) hanno dimostrato prevalentemente una rottura per scorrimento dei blocchi rispetto ai giunti di malta e una rottura per scorrimento associata ad una rottura dei blocchi di tufo per trazione. I due pannelli hanno raggiunto sostanzialmente la medesima resistenza a trazione che può essere sintetizzata con il valore medio di 0.38 MPa.

Si riporta una tabella riassuntiva (Tabella 3.15) sui pannelli non rinforzati:

Specimen	Type	P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	Failure mechanism (*)
P#5	As - built	135.42	0.37	S
P#6	As - built	141.74	0.39	S-T

(*) S=sliding along mortar joint

Tabella 3.15

Pannelli rinforzati con due strati di CMF su entrambi i paramenti (PS#5 - PS#6)

Figura 3.28

I pannelli rinforzati con due strati di CMF (Figura 3.28), hanno mostrato una distribuzione delle fratture, sempre concentrata lungo l'isostatica di compressione, ma che ha interessato sia i giunti di malta che i blocchi di tufo. Quasi mai si è avuto il distacco del rinforzo (cosa che dimostra l'ottimo rapporto tra il CMF e il tufo), che si è verificato sostanzialmente solamente in alcuni casi al centro della diagonale di compressione dove gli sforzi erano più elevati. La resistenza misurata è di fatto un limite inferiore della resistenza a taglio dei pannelli, poiché la prova si è sempre fermata a causa della rottura del pannello in corrispondenza dello spigolo dove lo stesso veniva caricato. I due pannelli raggiungono resistenze a taglio di 0.75-0.79 MPa, quindi con una resistenza che rispetto al caso di pannelli non rinforzati aumenta dal 97% al 108% (Tabella 3.16).

Specimen	Type	P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	Failure mechanism
PS#5	2 plies – 2 sides	289.12	0.79	SPL
PS#6	2 plies – 2 sides	272.44	0.75	SPL

Tabella 3.16

Pannelli rinforzati con uno strato di CMF su entrambi i paramenti (PS#7 - PS#8)

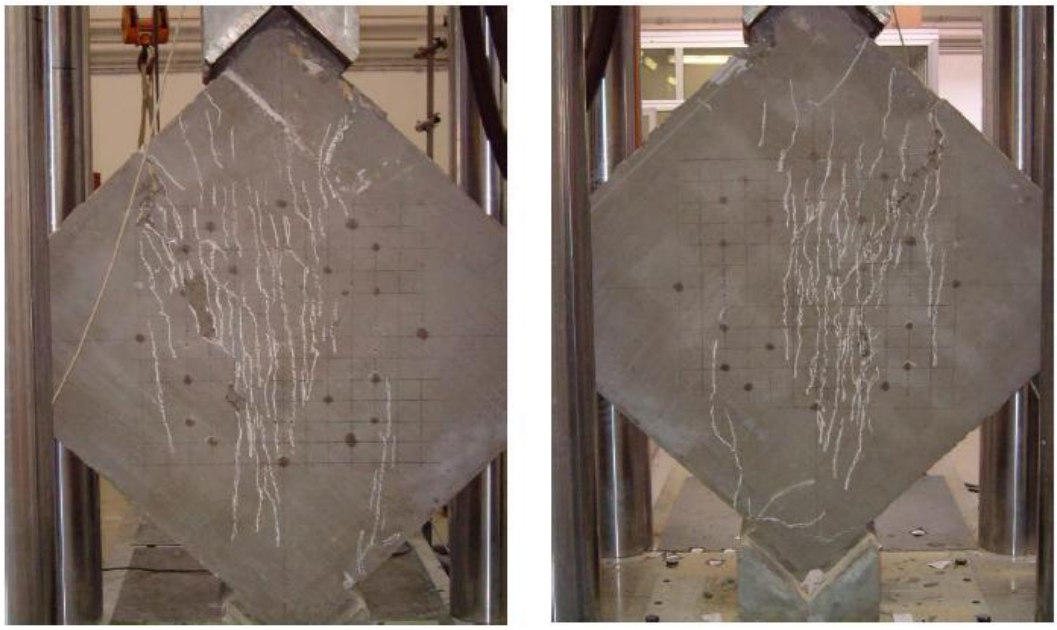


Figura 3.28

Le modalità di rottura hanno interessato di nuovo sia i giunti di malta che i blocchi di tufo con una distribuzione più omogenea delle lesioni. Le resistenze a taglio raggiunte sono state rispettivamente di 0.66 e 0.60 MPa con un aumento delle resistenze anche del 74% rispetto ai pannelli non rinforzati (Tabella 3.17).

Specimen	Type	P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	Failure mechanism
PS#7	1 ply – 2 sides	239.40	0.66	SPL
PS#8	1 ply – 2 sides	218.52	0.60	SPL

Tabella 3.17

Confronto tra i pannelli analizzati

Come già evidenziato in precedenza, l'utilizzo del rinforzo fornisce un evidente incremento della resistenza a taglio, sempre almeno pari al 50%. Si evidenzia anche una capacità portante in condizione ultima (cioè pari al 60% del valore di picco) sempre e comunque superiore alla capacità portante dei pannelli non rinforzati. Anche le deformazioni aumentano grazie al rinforzo, mentre il modulo elastico aumenta moderatamente solo nel caso di rinforzo con due strati.

Si riportano una tabella (Tabella 3.18) contenente le resistenze a taglio massime e i valori della duttilità μ ($\mu = \frac{\gamma_{80\%}}{\gamma_{max}}$), e un grafico (Figura 3.29) in cui sono sovrapposti gli andamenti delle curve τ-γ per i tre casi in esame.

Type of strengthening	τ_{max} [MPa]	Ductility factor (at 80% of max load)
Unreinforced (2 walls)	0.38	N.A. (brittle failure) [1.92]
2 plies, 2 sides (2 walls with Mapei System)	0.77	5.08
1 ply, 2 sides (2 walls with Mapei System)	0.63	5.63

Tabella 3.18

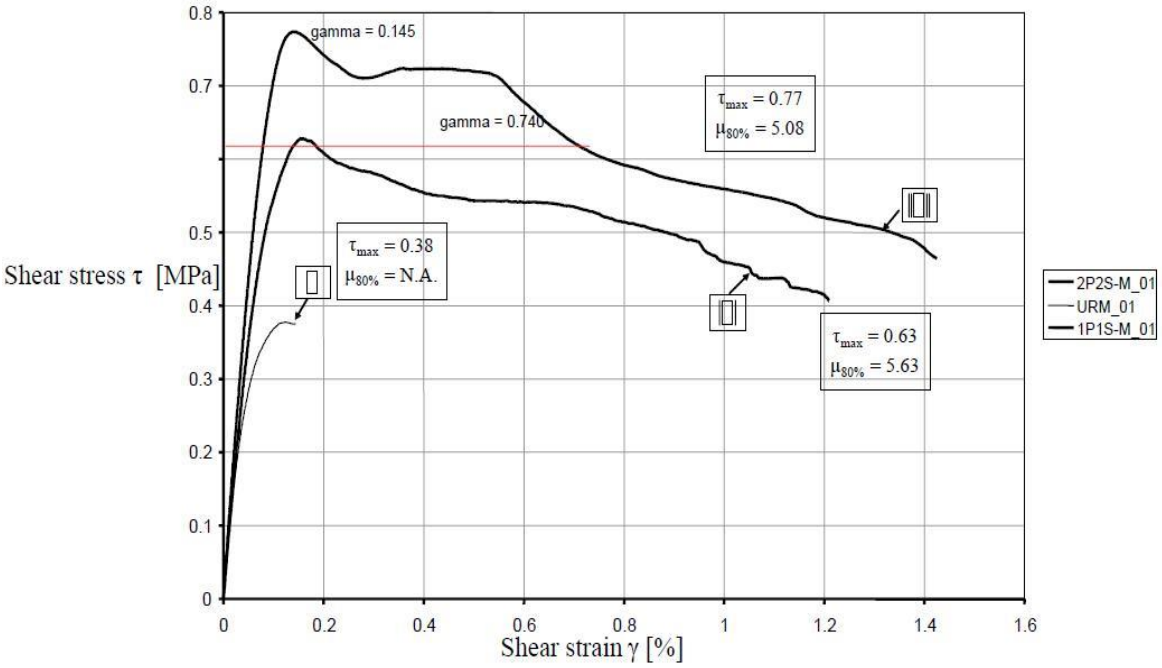


Figura 3.29

Come si può notare, il rinforzo permette di avere un notevole aumento della duttilità, che risulta sempre almeno superiore a circa 2.6 volte quella corrispondente ai pannelli non rinforzati. Il miglioramento di questa duttilità è molto importante perché il poter allungare il tratto plastico risulterebbe fondamentale qualora un unico pannello di un'intera parete dovesse mostrare delle lacune in termini di duttilità.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (1030x1030x250 mm^3);pietre tufo (370x250x110 mm^3)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali				
	Res comp [MPa]	E [GPa]	Res traz [MPa]	ν	εu
tufo 100x100x100 mm^3	2	1.8-2	-	-	-
Malta a 28 giorni (10-20 mm)	-	-	1.57	-	-
provino muratura	2.3	0.68	-	0.15	-
griglia in fibra di vetro AR 25x25 mm^2 (225 g/m^2)	-	75	45	-	< 3%
Malta cementizia a reattività pozzolanica	>30	11	res flex > 9MPa	-	-

Provini testati e caratteristiche		Risultati sperimentali					
		P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	τ_u [MPa]	γ_{max} [-]	γ_u [-]	γ_u (80%) [-]
P#5	non riforzato	135.42	0.37	0.35	0.106	0.143	-
P#6	non rinforzato	141.74	0.39				
PS#5	2 strati per lato	289.12	0.79	0.463	0.137	1.4187	0.711
PS#6	2 strati per lato	272.44	0.75				
PS#7	1 strato per lato	239.4	0.66	0.411	0.15	1.2062	0.8687
PS#8	1 strato per lato	218.52	0.6				

3.1.1.5. Prove di compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati con CMF su un solo lato del paramento (2006)

La sperimentazione svolta in questo lavoro è stata la medesima svolta al lavoro descritto nel paragrafo 3.1.1.4, con la sostanziale differenza che il rinforzo è stato posto su un solo lato dei pannelli murari denominati nella fattispecie PT#7 e PT#8 (con un solo strato di rinforzo), e PT#5 e PT#6 (con due strati di rinforzo).

Risultati sperimentali

Pannelli rinforzati con due strati di CMF su un paramento (PT#5 - PT#6)

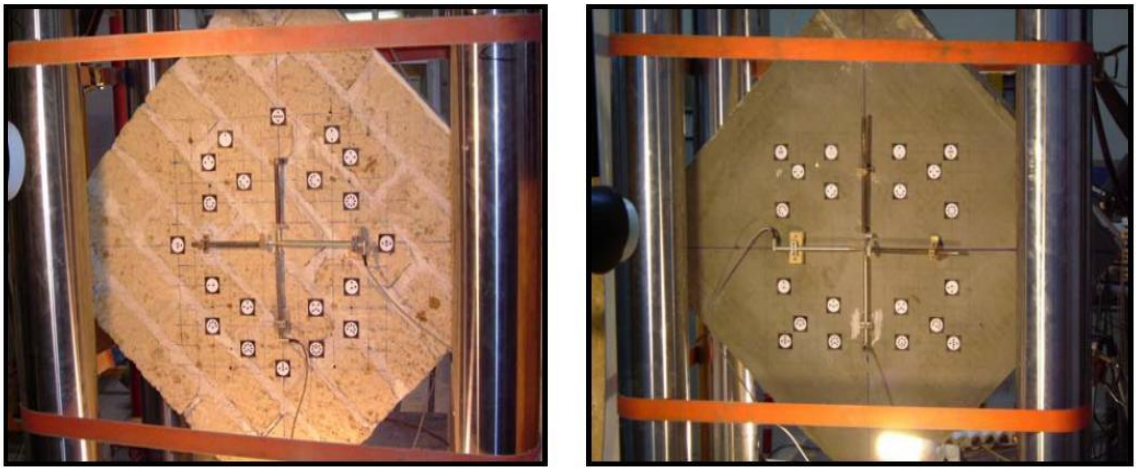


Figura 3.30

Durante le sperimentazioni si è sempre verificata la rottura di uno dei due spigoli caricati. Sul lato rinforzato vi è stata una fessurazione distribuita, mentre su lato non rinforzato si è aperta una lesione lungo la diagonale caricata che ha interessato la malta e qualche blocco. Tuttavia il pannello è rimasto unito grazie al rinforzo applicato su un lato (Figura 3.31 - Figura 3.32 - -Figura 3.33).

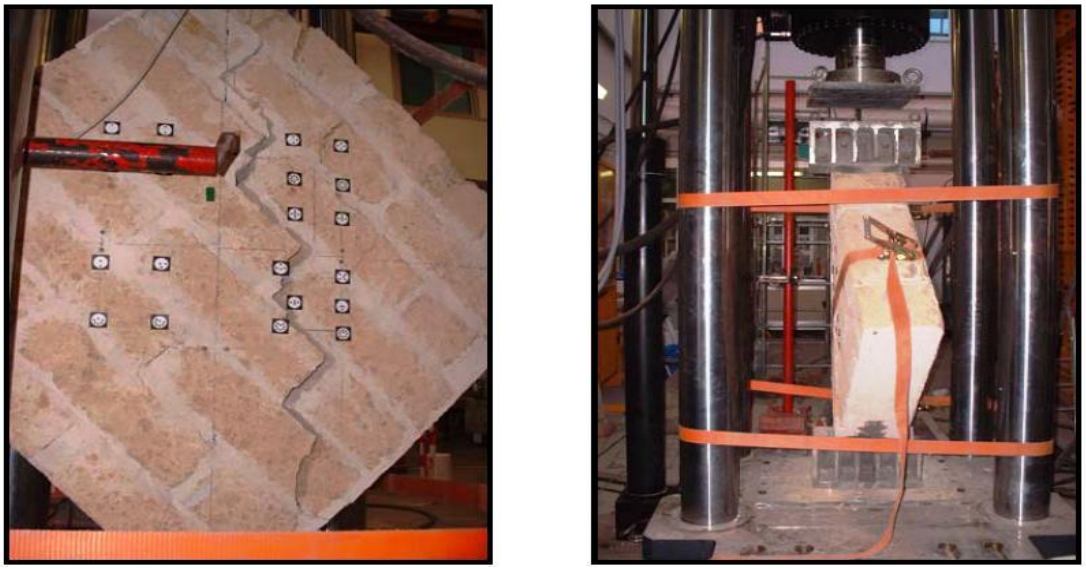


Figura 3.31

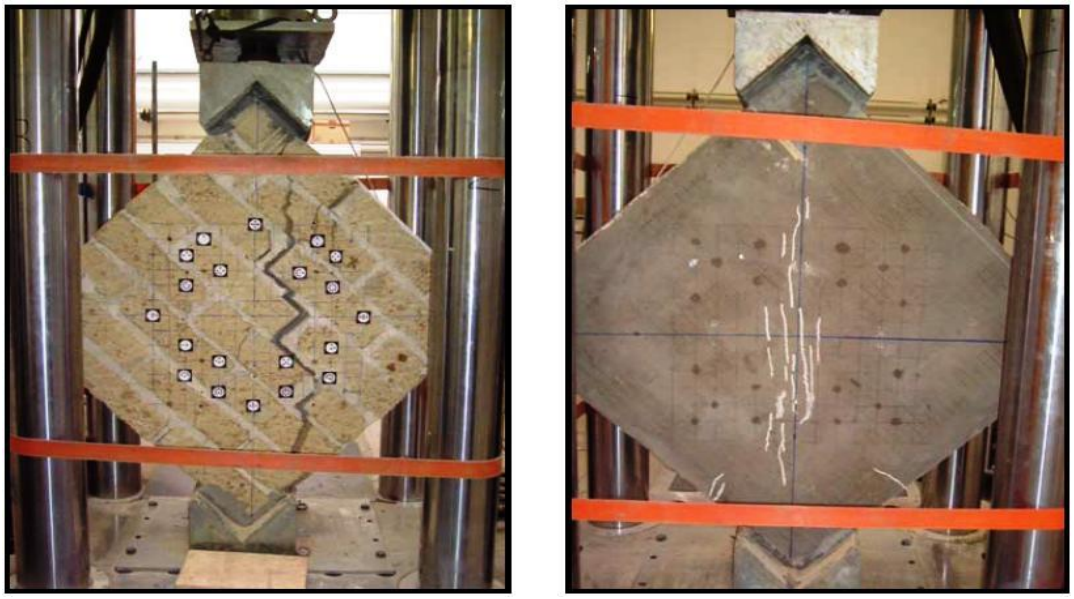


Figura 3.32

Figura 3.33

I due pannelli hanno raggiunto delle resistenze a taglio di 0.65-0.69 MPa, quindi con una resistenza che rispetto al caso di pannelli non rinforzati è aumentata dal 67% al 77%. Si può notare che i due pannelli hanno raggiunto praticamente la stessa resistenza a taglio (Tabella 3.19).

Specimen	Type	P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	Failure mechanism
PT#5	2 plies – 1 side	249.42	0.69	SPL
PT#6	2 plies – 1 side	234.88	0.65	SPL

Tabella 3.19

Con SPL si indica la rottura dell'intero complesso blocchi di tufo e giunti di malta.

Pannelli rinforzati con uno strato di CMF su un paramento (PT#7 - PT#8)

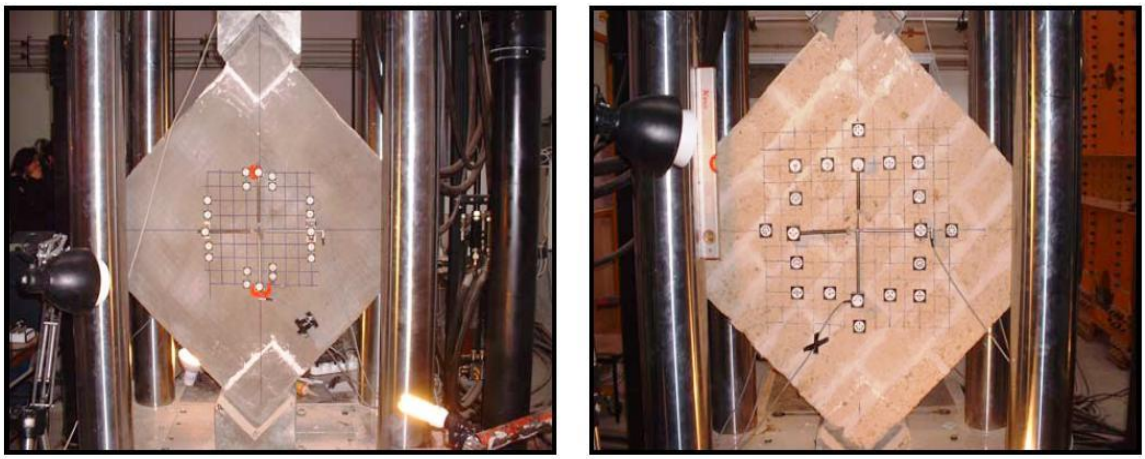


Figura 3.34

Nel caso del pannello PT#7 (Figura 3.34) si è aperta una grossa fessura sul lato non rinforzato che ha seguito l'andamento dei giunti di malta eccetto che nelle zone terminali dove ha interessato le pietre in tufo. Sul lato rinforzato sono state rinvenute delle lesioni lungo la diagonale compressa che hanno portato alla luce il rinforzo evidentemente teso a dimostrare il grosso lavoro svolto dallo stesso (Figura 3.35 - Figura 3.36 - Figura 3.37).

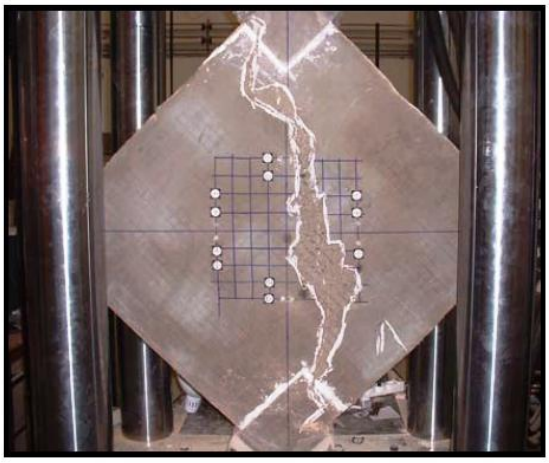


Figura 3.35

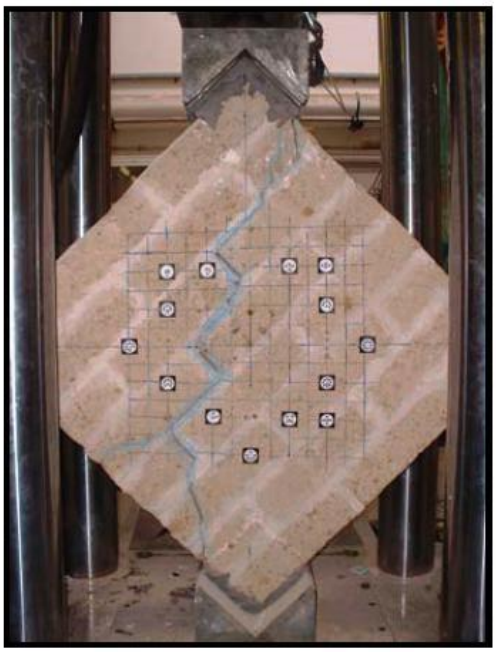


Figura 3.36

Figura 3.37

Il provino PT#8 ha presentato invece significativi spostamenti fuori piano con un imbarcamento finale del provino (Figura 3.38 - Figura 3.39 - Figura 3.40):

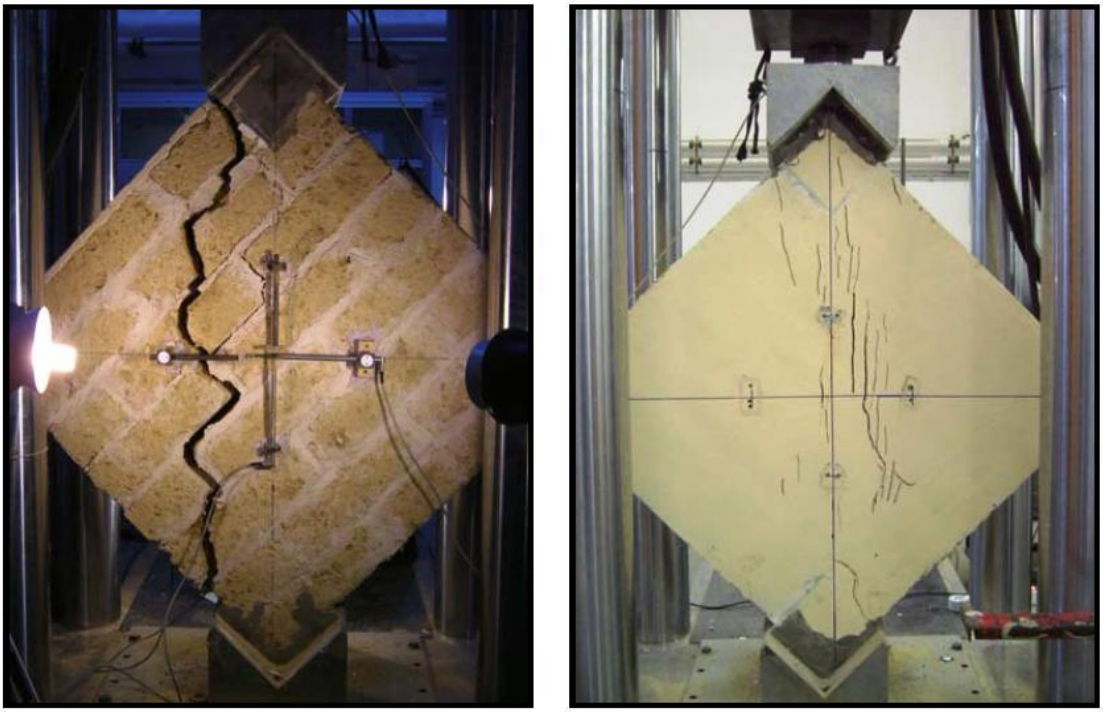


Figura 3.38

Figura 3.39

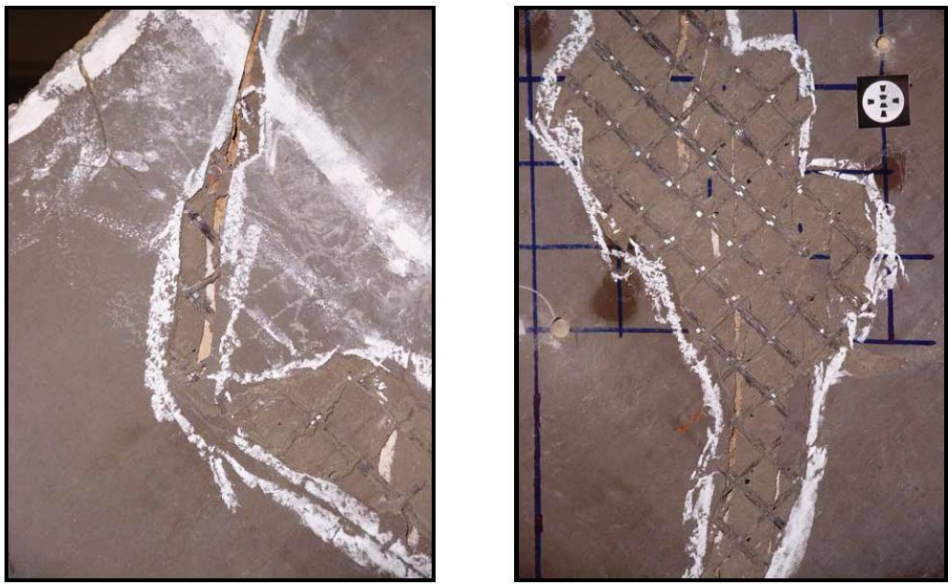


Figura 3.40

Le resistenze a taglio raggiunte sono rispettivamente di 0.55 e 0.57 MPa con un aumento delle resistenze anche del 46% rispetto ai pannelli non rinforzati (Tabella 3.20).

Specimen	Type	P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	Failure mechanism
PT#7	1 ply – 1 side	206.28	0.57	SPL
PT#8	1 ply – 1 sides	198.92	0.55	SPL

Tabella 3.20

SPL indica la rottura per trazione dell'intero complesso blocchi di tufo e giunti di malta.

Confronto tra i pannelli analizzati

Come già evidenziato in precedenza, l'utilizzo del rinforzo fornisce un evidente incremento della resistenza a taglio, di circa 1.45 volte per i pannelli rinforzati con un solo strato e di circa 1.7 volte per i provini rinforzati con due strati. Si evidenzia anche una capacità portante in condizione ultima (cioè pari al 60% del valore di picco) sempre e comunque superiore alla capacità portante dei pannelli non rinforzati. Anche le deformazioni aumentano grazie al rinforzo, mentre il modulo elastico aumenta ma moderatamente solo nel caso di rinforzo con due strati.

Si riportano una tabella (Tabella 3.21) contenente le resistenze a taglio massime e i valori della duttilità μ ($\mu = \frac{\gamma_{80\%}}{\gamma_{max}}$).

Type of strengthening	τ_{max} [MPa]	Ductility factor (at 80% of max load)
Unreinforced (2 walls)	0.38	N.A. (brittle failure) [1.92]
2 plies, 1 side (2 walls with Mapei System)	0.67	4.68
1 ply, 1 side (2 walls with Mapei System)	0.56	4.42

Tabella 3.21

Come si può notare, il rinforzo permette di avere un notevole aumento della duttilità, che risulta sempre almeno superiore a circa 2.25 volte quella corrispondente ai pannelli non rinforzati.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (1030x1030x250 mm^3);pietre tufo (370x250x110 mm^3)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali				
	Res comp [MPa]	E [GPa]	Res traz [MPa]	ν	εu
Tufo 100x100x100 mm^3	2	1.8-2	-	-	-
Malta a 28 giorni (10-20 mm)	-	-	1.57	-	-
provino muratura	2.3	0.68	-	0.15	-
griglia in fibra di vetro AR 25x25 mm^2 (225 g/m^2)	-	75	45	-	< 3%
Malta cementizia a reattività pozzolanica	>30	11	res flex > 9MPa	-	-

Provini testati e caratteristiche		Risultati sperimentali	
Sigla		P_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]
P#5	non riforzato	135.42	0.37
P#6	non rinforzato	141.74	0.39
PT#5	2 strati su un lato	249.42	0.69
PT#6	2 strati su un lato	234.88	0.65
PT#7	1 strato su un lato	206.28	0.57
PT#8	1 strato su un lato	198.92	0.55

3.1.2. Muratura in cls

3.1.2.1. Sistemi di rinforzo a base cementizia per il recupero della muratura (Aldea-Mobasher-Jain, 2007)

Il CMG è un materiale utilizzato come rinforzo, costituito da una sequenza di strati di matrice a base cementizia, e una griglia in fibra di vetro alkali-resistente immersa in essa. Sono state svolte prove a trazione e a flessione sul composito maturato e non, per stabilire gli effetti di lungo termine equivalenti in via approssimativa a 129 anni di servizio.

Il sistema di rinforzo utilizzato, consiste in una sequenza di strati di matrice a base cementizia con una griglia di rinforzo prodotta da Saint-Gobain Technical Fabrics. La fibra consiste in una rete bidirezionale con le fibre connesse a circa 24.5 mm (Figura 3.41).

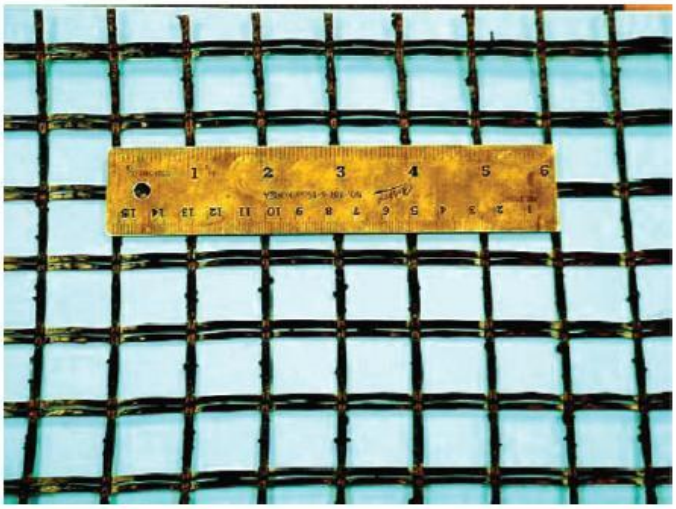


Figura 3.41

La resistenza a trazione della fibra, misurata dai realizzatori in accordo con le ASTM, risulta essere di 45 kN/m. La matrice è costituita da cemento Portland arricchito con polimeri e fibre di vetro tritate. La caratteristiche meccaniche della matrice, misurate in accordo con le ASTM dopo 28 giorni di stagionatura, mostrano una resistenza a compressione di 24.1 MPa e una resistenza a flessione di 5.5 MPa.
I test sono stati svolti nel Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università dell'Ariziona. I materiali compositi con due strati di rete in fibra di vetro, sono stati testati in trazione e flessione, stagionati e non, utilizzando procedure che velocizzassero la maturazione.
Sono stati studiati gli effetti dell'orientamento del rinforzo, dell'allineamento, e dello spessore attraverso degli stampi (spessi 3.2 mm e progettati da Saint-Gobain Technical Fabrics) con cui venivano controllati lo spessore dello strato di malta, la disposizione della tessitura e l'allineamento dei fili.
La procedura di messa in opera del rinforzo era la seguente:

- Posa di uno strato di matrice di 3.2 mm;
- Uno strato di griglia pressato a mano nella matrice;
- Un altro strato di griglia applicato allo stesso modo ma disposto a 90° rispetto al precedente;
- Un ultimo strato di matrice spesso 3.2 mm applicato e "spatolato" per avere una superficie liscia.

Sono stati ricavati provini sia in "machine direction" che in "cross direction" dai pannelli dopo 28 giorni, di dimensioni 60x200x10 mm^3, per le prove di trazione. La maturazione accelerata è stata simulata bagnando i provini in acqua saturata con idrossido di calcio a 80°C, in accordo con le ASTM. Un giorno di stagionatura accelerata, corrispondeva approssimativamente a 4.6 anni di maturazione in un clima di tipo continentale. Sono stati testati un totale di 30 provini: 5 provini per ogni tipo di test, di direzione (MD e CD) e maturazione (0, 14 e 28 giorni di bagnatura).
Si riportano delle immagini relative alle prove di trazione effettuate (Figura 3.42 - Figura 3.43):

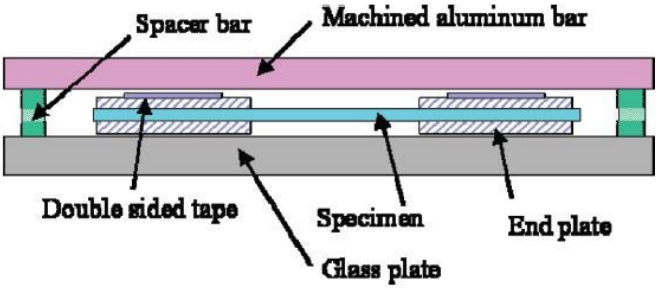


Figura 3.42

Figura 3.43

Nelle figura successiva (Figura 3.44) si riporta il diagramma tensione-deformazione per le tre maturazioni differenti (0, 14 e 28 giorni). Si possono notare gli effetti della maturazione specialmente nei primi 14 giorni.

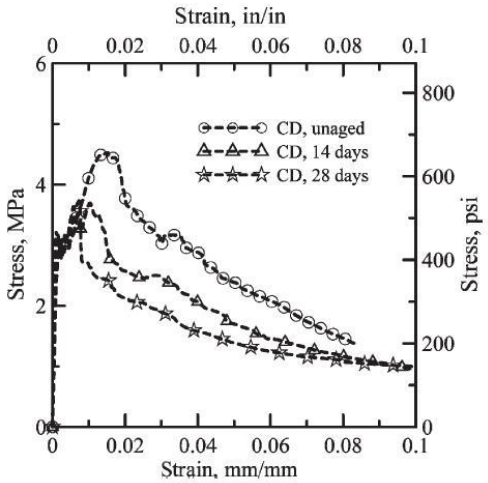


Figura 3.44

Nelle successive immagini (Figura 3.45) si riportano invece le variazioni di resistenza a trazione con il variare dei giorni di maturazione e le variazioni di deformazione ultima con il variare dei giorni di maturazione.

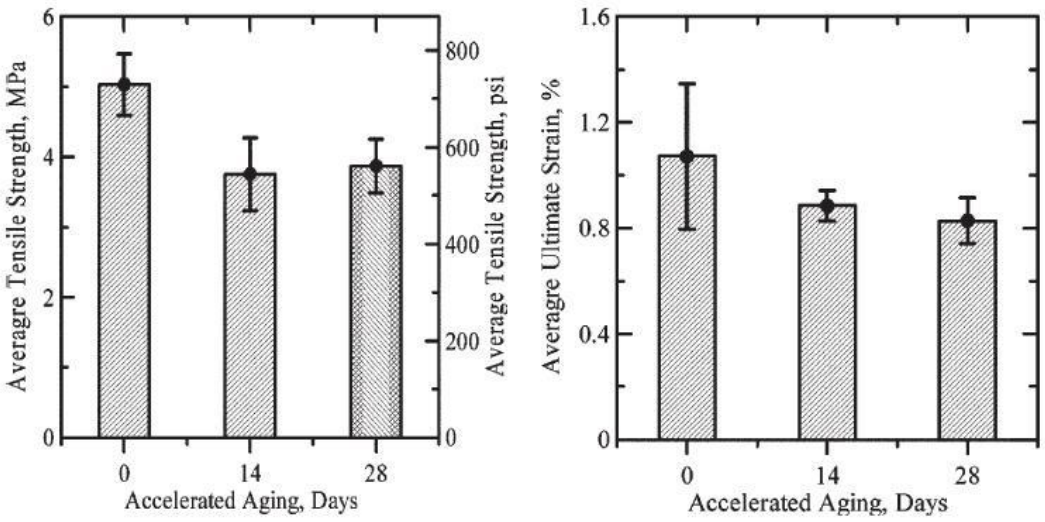


Figura 3.45

Come si può notare le riduzione delle deformazioni ultime sono più marcate rispetto a quelle delle resistenze. In ogni caso la riduzione di caratteristica meccanica è più marcata nei primi 14 giorni, successivamente le caratteristiche meccaniche rimangono confrontabili rispetto a tale livello di maturazione.

Test strutturali

Per simulare l'azione sismica sono state svolte prove di taglio nel piano su pannelli murari di dimensione "strutturale". Sono stati utilizzati blocchi standard in calcestruzzo di dimensioni 20x20x40 cm^3 con una malta di tipo N con una resistenza a compressione di 13 MPa.

Durante il test è stata applicata una forza assiale verticale costante di 240.19 kN, e un carico ciclico orizzontale, applicato mediante un attuatore. Gli spostamenti sono stati monitorati con due LVDTs e otto sensori.

Il sistema CMG è stato utilizzato solo su un lato del pannello. Tre pannelli sono stati testati variando il tipo di rinforzo per vedere gli effetti del numero di strati e del tipo di orientamento della rete in fibra di vetro.

- Parete 1 - 2 strati: prima griglia disposta verticalmente, seconda griglia disposta a 90° rispetto alla prima;
- Parete 2 - 2 strati: prima griglia disposta verticalmente e seconda griglia disposta a +/- 45° per ottenere un rinforzo multi-assiale;
- Parete 3 - 3 strati: prima griglia disposta verticalmente, seconda griglia disposta a +45° rispetto alla prima e terza griglia disposta a -45° rispetto alla prima fornendo un rinforzo multi-assiale e bilanciato.

Le pareti sono state testate ciclicamente aumentando gli spostamenti laterali in accordo con le norme FEMA 273.

Nella figura successiva (Figura 3.46) sono state riportate le modalità di collasso che si sono verificate per questi tipi di pannelli:

Figura 3.46

L'aderenza tra rinforzo e substrato ha giocato un ruolo fondamentale nel fornire una resistenza adeguata ai pannelli rinforzati. Sono state osservate fratture multiple sulle facce delle pareti rinforzate in CMG, tutto ciò ha mostrato la distribuzione delle tensioni della faccia rinforzata e l'assorbimento di energia fornito dalla griglia di rinforzo. Il collasso è sempre stato dovuto alla rottura dei blocchi a taglio e mai per il distacco del rinforzo. Si può osservare che mentre sul lato rinforzato i materiali giungevano insieme a rottura, nella parte posteriore il materiale veniva espulso via. Questi test hanno dimostrato che il CMG può essere utilizzato per prevenire il collasso in caso di terremoto.

Sono state realizzate delle curve per determinare i benefici forniti dal CMG (Figura 3.47 - Figura 3.48 - Figura 3.49)

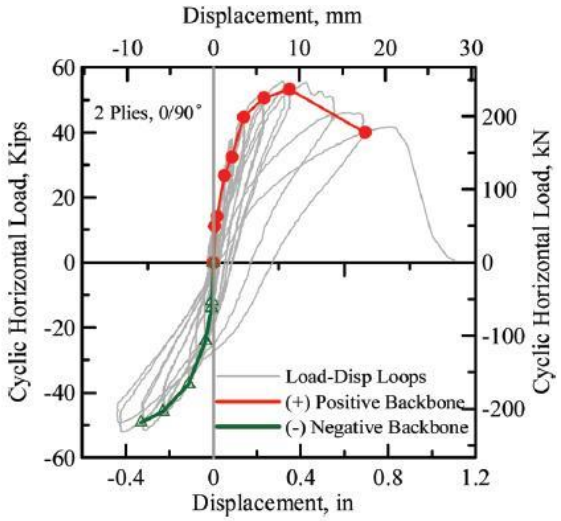


Figura 3.47

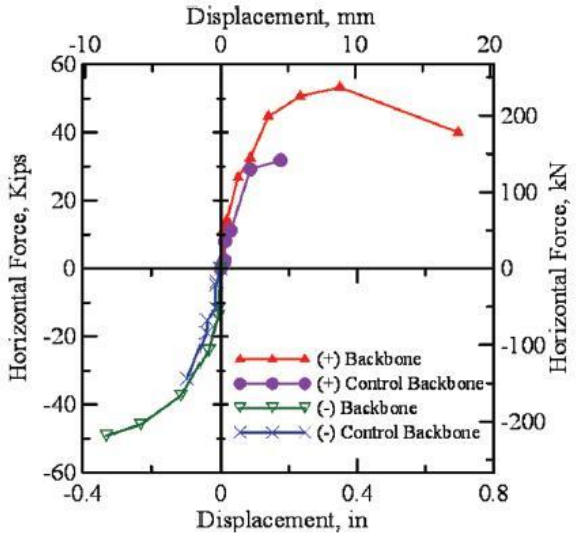


Figura 3.48

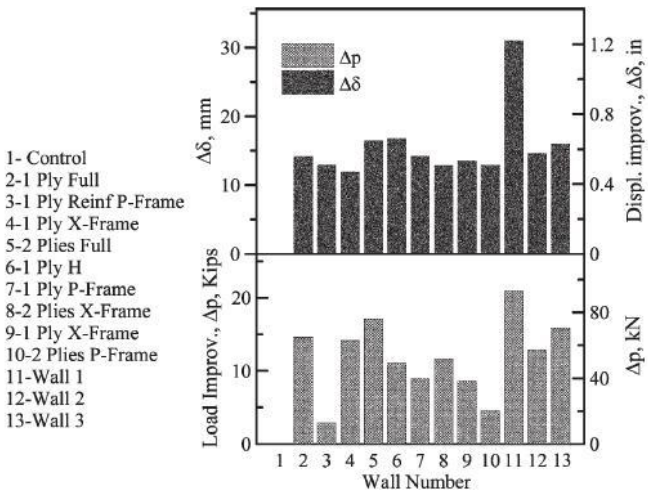


Figura 3.49

La parete 1 ha mostrato un incremento di resistenza del 57%, seguito dalla parete 3 che a mostrato un incremento del 42%, mentre la parete 2 ha mostrato un incremento del 38%. Il sistema CMG ha aggiunto una resistenza orizzontale di 324-366 MPa. In ogni caso la metodologia di rinforzo della parete 1 si è dimostrata la più performante non solo tra quelle delle CMG riportate, ma anche tra gli altri sistemi di FRP studiati, ma non riportati nell'articolo.

Il sistema CMG ha mostrato un aumento dello spostamento ultimo di 14.73-31 mm o del 29 - 44 % per le pareti sperimentate.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Simulazione di azione sismica su muri in blocchi di cls

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali			
	Res. flex [MPa]	f_c [MPa]	E [GPa]	F_t [kN/m]
Blocchi in cls (200x200x400mm^3)	-	-	-	-
Malta (matrice a base cementizia)	-	13	-	-
Griglia FRP Santin Gobein (24.5x24.5mm^2)	-	-	-	45
Matrice in malta	5.5	24.1	-	-

Provini testati e caratteristiche		Risultati sperimentali					
Nome	Caratteristiche	Forza assiale applicata [kN]	Fh,max [kN]	δ_{max} [mm]	δ_u [mm]	Fh,ultima [kN]	$\delta_{80\%}$ [mm]
URM	-	240.19	140	4.5	4.5	140	-
Wall1	2 griglie: orizz. e verticale	240.19	233	-	36.5	-	-
Wall2	2 griglie: orizz. e a 45°	240.19	195	-	19.5	-	-
Wall3	3 griglie: orizz. e a +/- 45°	240.19	210	-	20.7	-	-
Standard	CMG	240.19	240	8.5	17.5	180	16
da isteresi	2 griglie: orizz. e verticale	240.19	240	9.2	17.25	180	15

3.1.2.2. Capacità di carico di pareti in muratura in cls rinforzati con compositi in GFRP (Al-Salloum-Almusallam, 2005)

Questo lavoro studia il risultato di sperimentazioni volte ad investigare la capacità delle fibre di vetro nel rinforzare pannelli, costituiti da blocchi di cemento, soggetti ad azioni fuori dal piano o nel piano, verticali e laterali. Si vedrà che i risultati sperimentali sono in buon accordo con le formule analitiche per quanto riguarda il calcolo della resistenza ultima.

Resistenza e duttilità possono essere incrementate con l'utilizzo di rinforzi in FRP. Ad ogni modo, nasce la necessità di quantificare i benefici attraverso formulazioni che possano essere utilizzate nella pratica ingegneristica. Sono riportate delle equazioni da utilizzare in caso di progetto, ricavate dalla compatibilità della deformazione e dall'equilibrio delle forze per pareti rinforzate nei casi di:

- Carico fuori dal piano;
- Carico nel piano in direzione verticale;
- Carico nel piano in direzione orizzontale.

Sono state considerati collassi flessionali, a taglio e locali.

Le equazioni sono di semplice impiego e possono essere utilizzate per pannelli in muratura di edifici esistenti.

Per calcolare la capacità flessionale ultima dei pannelli rinforzati sono state fatte le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Resistenza a trazione della muratura trascurata;
- Compatibilità delle deformazioni del sistema parete-rinforzo;
- Resistenza a compressione del rinforzo trascurata;
- L'FRP si prende tutte le forze di trazione presenti nella sezione.

Capacita flessionale fuori-piano

In genere, il collasso di murature rinforzate con sistemi FRP, è dovuto alla compressione della muratura, a meno che la frazione di area verticale della trama di

FRP (ρ_{vf}) non sia molto piccola. In questo caso, avviene la rottura del rinforzo, e il pannello prosegue con il comportamento dei pannelli non rinforzati.

Perciò si può considerare un limite inferiore del termine che può essere definito come $\rho_{vf,b}$ (di equilibrio) che dovrà essere necessariamente inferiore al ρ_{vf} del pannello per scongiurare la rottura "prematura" dell'FRP.

Nella figura successiva (Figura 3.50) si riporta il pannello soggetto ad azioni fuori dal piano:

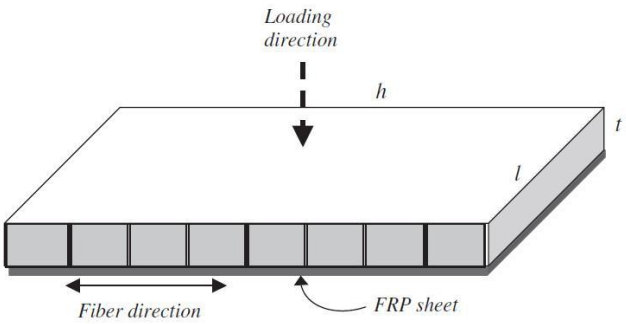


Figura 3.50

Dove:

$h =$ altezza del pannello;

$l =$ lunghezza del pannello;

$t =$ spessore del pannello.

Per equilibrio e congruenza delle deformazioni, si può utilizzare la seguente relazione per calcolare l'asse neutro (Figura 3.51):

$$\frac{x_b}{t} = \frac{\varepsilon_{Mu}}{\varepsilon_{Mu} + \varepsilon_{fu}} = \eta \text{ oppure } x_b = t \cdot \eta$$

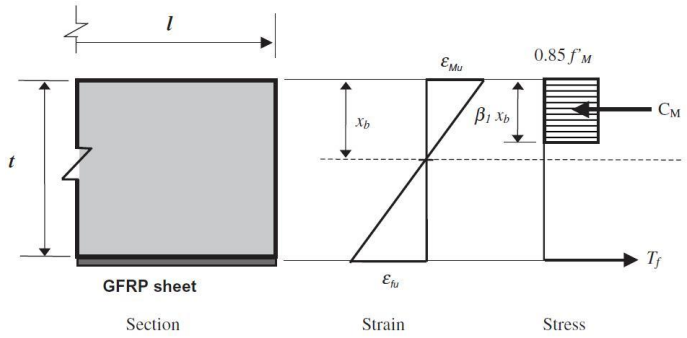


Figura 3.51

Dove:

ε_{Mu} = deformazione ultima della muratura;

ε_{fu} = deformazione ultima del laminato in FRP.

Nella figura successiva (Figura 3.52) viene mostrato il caso in cui si perviene alla resistenza ultima della muratura e $\rho_{vf} > \rho_{vf,b}$.

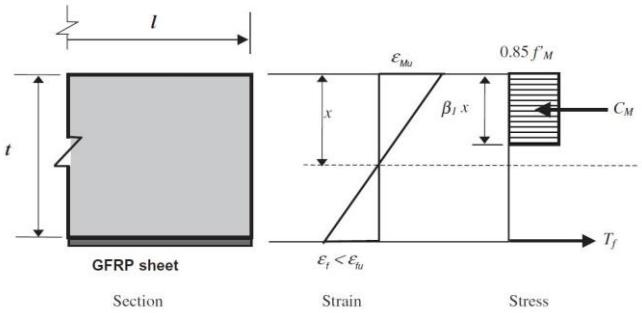


Figura 3.52

Lavorando sull'analisi della sezione, si possono calcolare le capacità nominali del pannello in termini di flessione o in termini di compressione della parete, le cui relazioni finali sono riportate:

$$M_n = T_f \cdot \left(t - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$M_n = \frac{\varepsilon_{Mu} \cdot (t - x)}{x} \cdot E_f \cdot A_{vf} \cdot \left(t - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'_M \cdot \beta_1 \cdot x \cdot l \cdot \left(t - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

Capacita flessionale nel piano

Carico laterale nel piano

Il pannello caricato nel piano lateralmente, è riportato nella figura seguente (Figura 3.53):

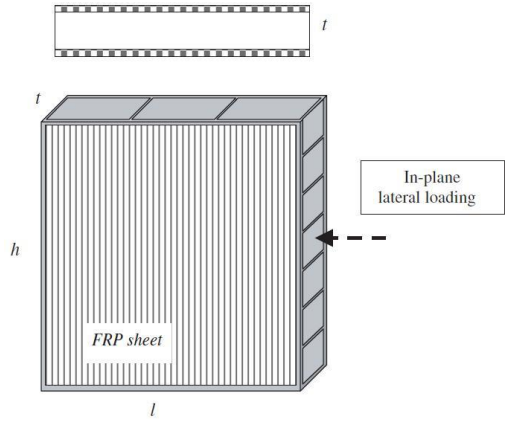


Figura 3.53

Si riporta di seguito l'immagine (Figura 3.54) relativa alla sezione e ai diagrammi di tensione e deformazione:

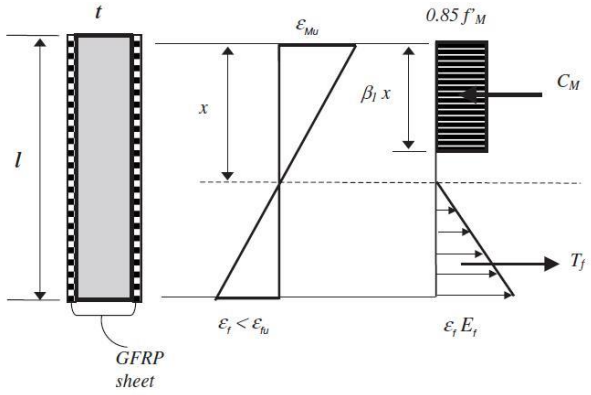


Figura 3.54

Lavorando sull'analisi della sezione, si possono calcolare le capacità nominali del pannello in termini di flessione o in termini di compressione della parete, le cui relazioni finali sono riportate:

$$M_n = T_f \cdot \left(l - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - \frac{l - x}{3} \right)$$

$$M_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{\varepsilon_{Mu} \cdot (l - x)}{l} \cdot E_f \cdot A_{vf} \cdot \left(1 - \frac{x}{l} \right) \cdot \left(l - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - \frac{l - x}{3} \right)$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'_M \cdot \beta_1 \cdot x \cdot t \cdot \left(l - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - \frac{l - x}{3} \right)$$

Carico verticale nel piano

Si riporta l'immagine (Figura 3.55) relativa al pannello caricato nel piano in direzione verticale e la relativa sezione comprendente i diagrammi di tensioni e deformazioni (Figura 3.56).

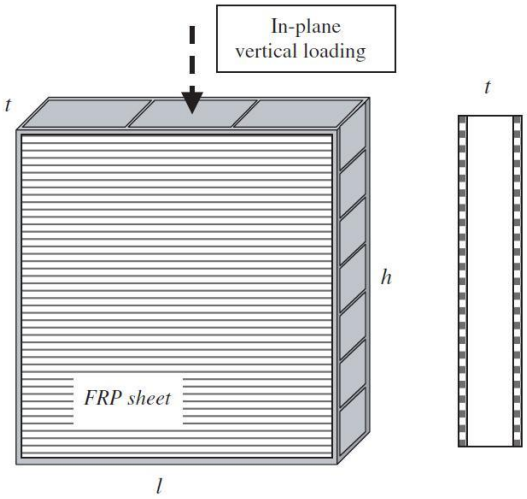


Figura 3.55

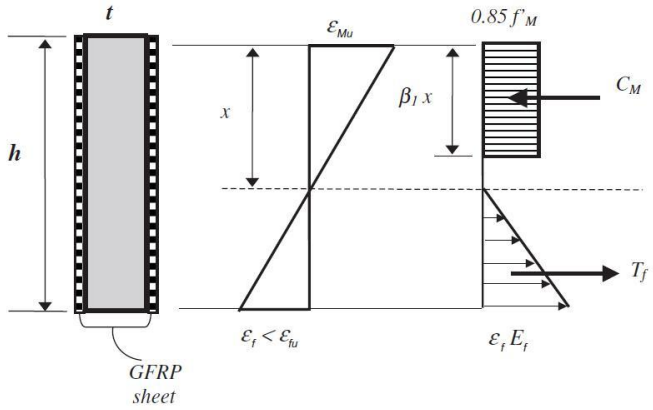


Figura 3.56

In maniera analoga ai casi precedenti si otterranno le seguenti relazioni:

$$M_n = T_f \cdot \left(l - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - \frac{h-x}{3} \right)$$

$$M_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{\varepsilon_{Mu} \cdot (h-x)}{h} \cdot E_f \cdot A_{vf} \cdot \left(1 - \frac{x}{h}\right) \cdot \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - \frac{h-x}{3}\right)$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'_M \cdot \beta_1 \cdot x \cdot t \cdot \left(l - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - \frac{h-x}{3} \right)$$

Taglio

La capacità di resistenza a taglio di una parete rinforzata può essere fornita dalla seguente relazione:

$$V_n = V_M + V_f$$

Dove:

V_f = è la resistenza a taglio fornita dall'FRP;

V_M = è la resistenza a taglio fornita dalla muratura.

V_M può essere scritta come:

$V_M = \gamma \cdot f_{mv} \cdot l \cdot t$ per azioni fuori dal piano;

$V_M = \gamma \cdot f_{mv} \cdot l \cdot t$ per azioni nel piano laterali;

$$V_M = \gamma \cdot f_{mv} \cdot h \cdot t \text{ per azioni verticali nel piano.}$$

Dove:

$f_{mv} =$ tensione a taglio nel piano della muratura;

$\gamma =$ fattore che modifica l'area sottoposta a taglio (1.67 per carichi verticali nel piano; 1.00 negli altri casi)

In accordo con il manuale delle ACI, il valore di f_{mv} espresso in MPa è dato da:

$$f_{mv} = \min\left\{0.125 \cdot \sqrt{f'_m} \cdot 0.83\right\}$$

Il valore di V_f può essere ricavato a partire dalla trattazione relativa al cls rinforzato con FRP. L'equazione che fornisce la resistenza è data da:

$$V_f = \varepsilon_{fe} \cdot E_f \cdot A_{fv}$$

La deformazione effettiva ε_{fe} è la massima deformazione raggiungibile dall'FRP, ed è governato dal modo di collasso dell'FRP e dell'elemento rinforzato. Le ACI-440 suggeriscono di calcolare questo termine con le relazioni:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \cdot \varepsilon_{fu} \text{ (quando sono avvolti i 4 lati)}$$

$$\varepsilon_{fe} = k_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \text{ (quando sono avvolti 2 lati o U-wraps)}$$

Dove:

$k_v =$ coefficiente di riduzione per l'aderenza;

$\varepsilon_{fu} =$ deformazione ultima dell'FRP.

Programma sperimentale

Si sono svolte una serie di prove sperimentali per studiare il comportamento di pannelli rinforzati con fogli di GFRP. L'aspetto maggiormente studiato è stata la direzione di applicazione del carico. Sono stati analizzati tre gruppi di pannelli, ogni gruppo era composto da 2 provini (un provino di controllo, e uno rinforzato con il composito in GFRP). Il provino di controllo è stato realizzato per definire un controllo tra pannelli

rinforzati e non. Tutti i pannelli presentavano le dimensioni di 1650x1450x200 mm^3 (altezza, lunghezza e spessore).

I provini del primo gruppo (Figura 3.57) rappresentano i pannelli soggetti ad azioni fuori dal piano (OP), il provino di controllo viene definito OP-C, mentre il pannello rinforzato con uno strato di GFRP unidirezionale sulla faccia a trazione viene definito OP-S. Nella figura successiva sono riportate le dimensioni dei pannelli del primo gruppo e il tipo di test svolto:

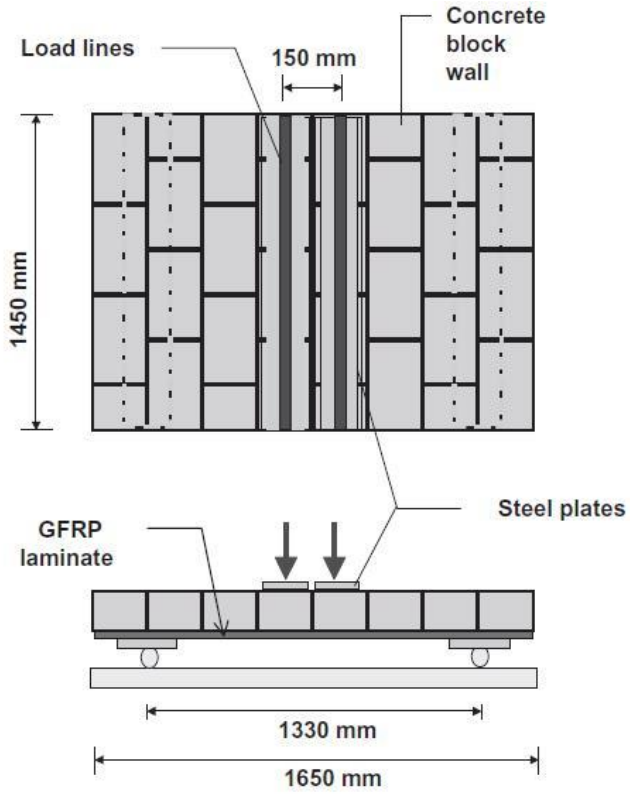


Figura 3.57

Di seguito sono riportate le stesse immagini per i provini degli altri due gruppi (Figura 3.58 - Figura 3.59):

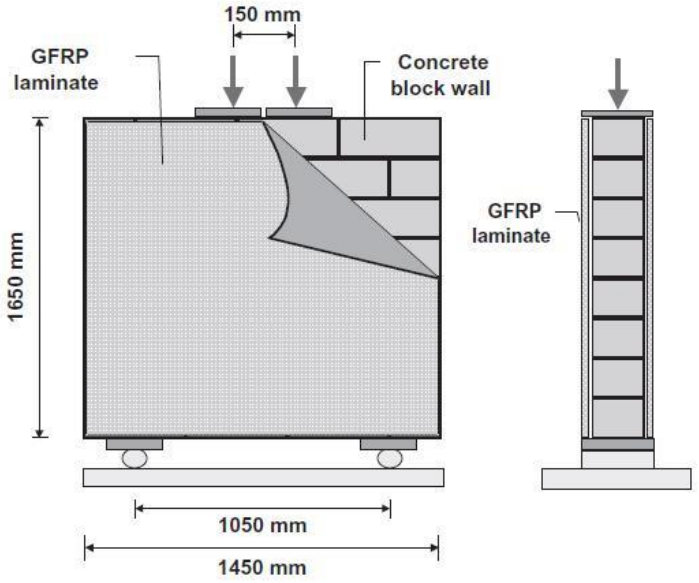


Figura 3.58

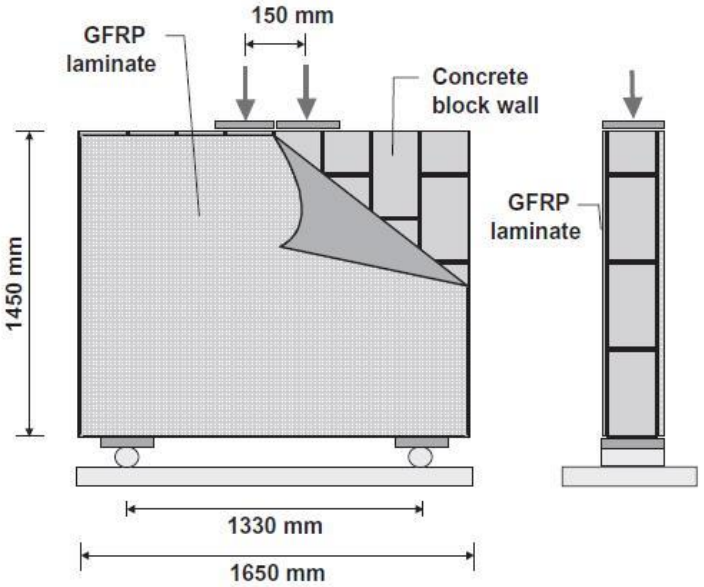


Figura 3.59

I dettagli dei gruppi di pannelli sono riportati nella tabella (Tabella 3.22) successiva:

Group	Test type	Sample desig.	No. of samples	Strengthening procedure
OP	Out-of-plane loading	OP-C	1	Control (No strengthening)
		OP-S	1	One layer of unidirectional GFRP laminate on the tension side only
IPV	In-plane vertical loading	IPV-C	1	Control (No strengthening)
		IPV-S	1	Two layers of unidirectional GFRP laminate (0/90°) on each side of the wall
IPL	In-plane lateral loading	IPL-C	1	Control (No strengthening)
		IPL-S	1	Two layers of unidirectional GFRP laminate (0/90°) on each side of the wall

Tabella 3.22

Per realizzare i pannelli sono stati utilizzati blocchi di cemento di dimensioni 400x200x200 mm^3, che a seguito di prove di compressione hanno fornito una resistenza a compressione f'_M, pari a 5 MPa.

Il rinforzo in GFRP unidirezionale presenta uno spessore di progetto di 1.00 mm, una resistenza a trazione di 540 MPa e un modulo di elasticità pari a 28000 MPa. I laminati sono stati incollati al substrato utilizzando una matrice epossidica con resistenza a trazione di 25 MPa e un modulo di elasticità pari a 8.5 MPa.

Tutte le prove sono state effettuate su pannelli posti su semplici supporti. Per applicare il carico si è utilizzato un martinetto idraulico con capacità di 30 tonnellate, attivato da una pompa manuale. La forza è stata trasmessa al pannello tramite una barra d'acciaio supportata da due cilindri, che applicavano il carico lungo le due linee distanziate da 150 mm. Le linee di carico erano appoggiate per tutta la profondità del pannello. I carichi nel piano venivano invece trasmessi come sforzi concentrati. Le forze applicate sono state misurate con celle di carico, mentre spostamenti e deformazioni sono stati misurati con sensori e trasduttori (LVDTs) per misurare l'inflessione centrale dei pannelli testati. Il carico è stato applicato in maniera incrementale e i risultati venivano registrati con degli strumenti digitali.

Nella tabella successiva (Tabella 3.23) sono riportate: modalità di rottura, capacità di carico e le corrispondenti inflessioni nella mezzeria dei pannelli.

Sample desig.	*P* (max) kN	Gain (%) in *P* (max)	Deflection mm	Type of failure
OP-C	17	–	0.40	Flexure tension failure started at the bottom suddenly caused breakage of the specimen
OP-S	171.5	900	8.60	Shear failure in blocks started underneath the loading point extended to the bottom causing GFRP debonding
IPV-C	320	–	1.24	Shear/flexure failure type along the wall height
IPV-S	445	39	0.63	Local failure (punching) on the top concrete blocks under the bearing plate
IPL-C	125	–	0.81	Flexural failure started at the bottom propagated along the height of the wall
IPL-S	626	400	1.30	Local failure (punching) on the top concrete blocks under the bearing plate

Tabella 3.23

Di seguito sono riportati i grafici (Figura 60 - Figura 61 - Figura 62) che hanno come ordinate i carichi applicati, e come ascisse le deformazioni misurate.

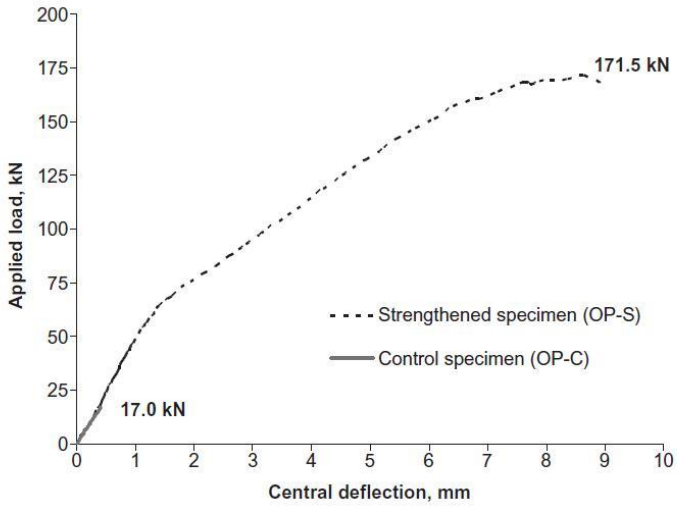


Figura 3.60

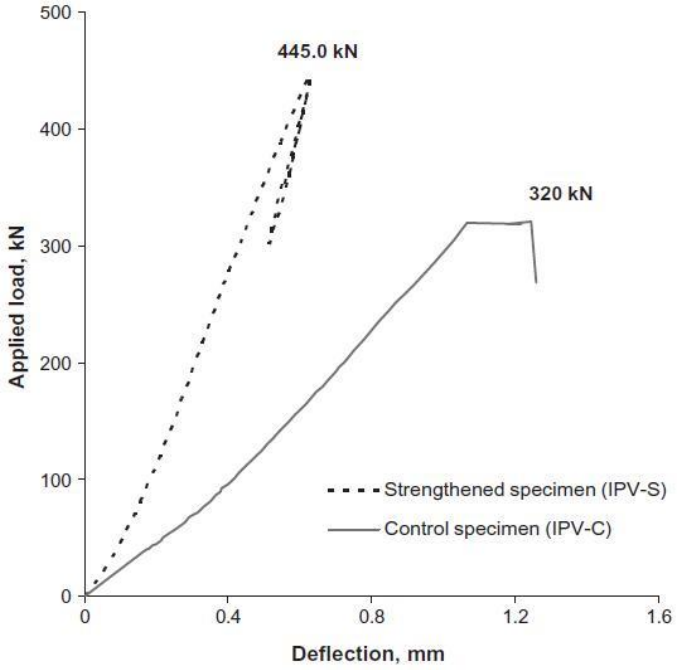


Figura 3.61

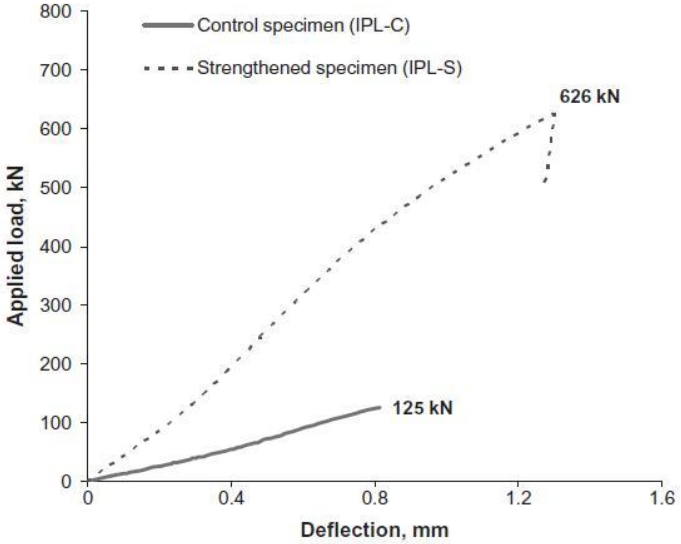


Figura 3.62

Nella figura successiva (Figura 3.63) viene riportato il diagramma in cui sono presenti carico e deformazioni misurate (nei lati tesi e compressi) per i pannelli caricati fuori dal piano.

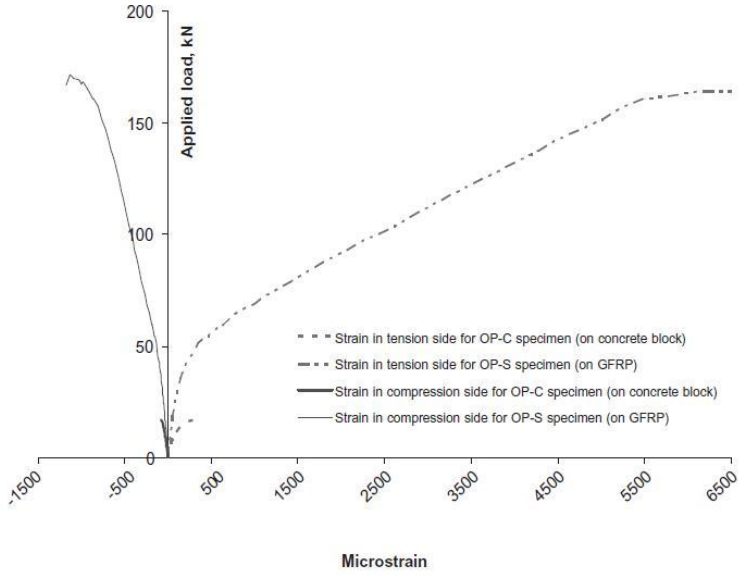


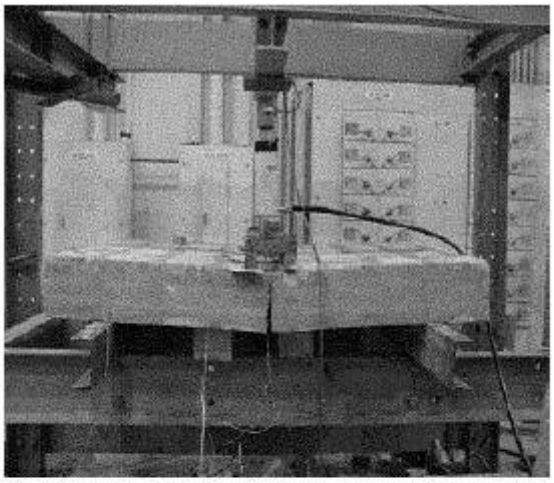
Figura 3.63

Discussione dei risultati

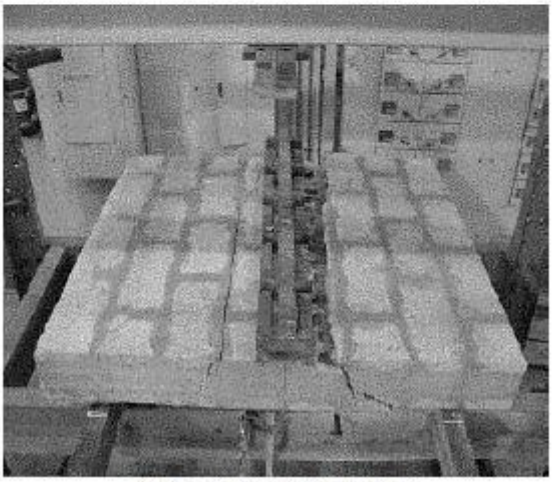
Pannelli caricati fuori dal piano

Il grafico relativo ai pannelli caricati fuori dal piano presenta un comportamento tri-lineare, con la fine della prima e della seconda parte terminanti quando il carico applicato raggiunge rispettivamente il 40 % e l'85 % della capacità ultima del pannello. Ad ogni modo, il pannello non dotato di rinforzo in GFRP ha mostrato un collasso dovuto alle fratture flessionali a partire dal lato teso e in mezzeria. Il pannello rinforzato ha mostrato delle frattura che si sono presentate in blocco al di sotto del punto di carico per poi propagarsi a 45° fino all'altro paramento del pannello provocando una rottura per taglio.

Si riportano le immagini (Figura 3.64) relative alle modalità di collasso:



(a) Control Wall (OP-C)



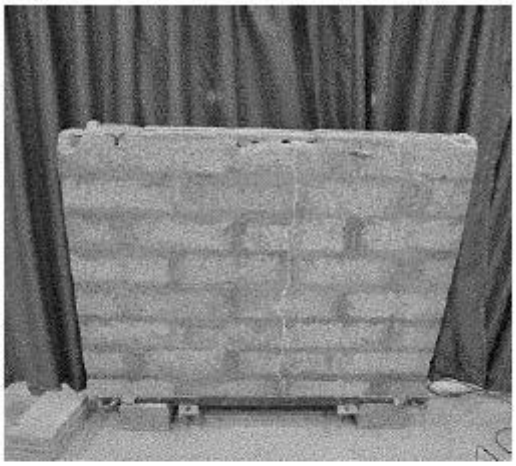
(b) Strengthened Wall (OP-S)

Figura 3.64

Il carico ultimo per la parete rinforzata è stato di 171.5 kN, ben dieci volte maggiore del carico ultimo del pannello non rinforzato pari a 17 kN.

Pannelli caricati nel piano verticalmente

Il carico ultimo per il pannello rinforzato è stato di 445 kN rispetto ai 320 kN del pannello di controllo (incremento di resistenza del 39%). Per il pannello non rinforzato vi è stata frattura dovuta a taglio/flessione che si è propagata per tutta l'altezza del provino. Il pannello rinforzato ha presentato una rottura nel punto in cui il provino veniva caricato e ciò dimostra che la resistenza del GFRP non è mai stata raggiunta visto il fatto che non si è mai verificato il collasso dello stesso.
Si riportano le immagini (Figura 3.65) relative alle modalità di collasso descritte.



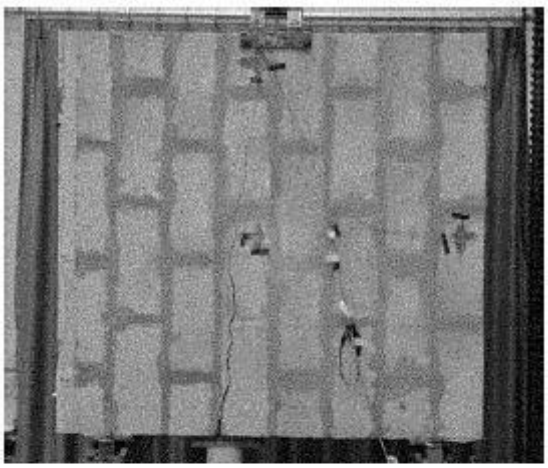
(a) Control Wall (IPV-C)

(b) Strengthened Wall (IPV-S)

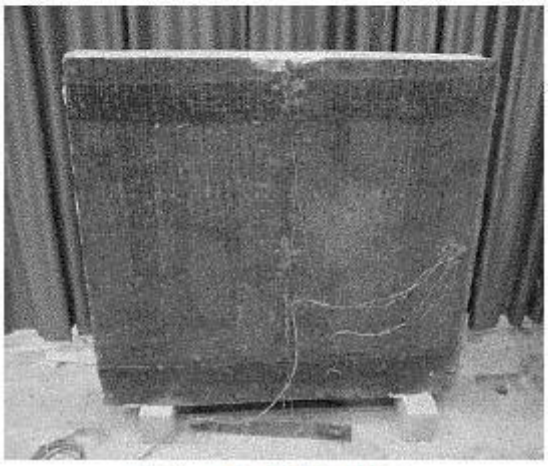
Figura 3.65

Pannelli caricati nel piano orizzontalmente

Il carico ultimo del pannello rinforzato è pari a 626 kN, invece quello del pannello non rinforzato è stato di 125 kN (quindi vi è stato un incremento della resistenza del 400 %). Si è verificato inoltre un aumento della rigidezza e della capacità deformativa che sono caratteristiche utili in termini di terremoto e carico ciclico.
Le modalità di collasso sono state identiche al caso precedente (Figura 3.66).



(a) Control Wall (IPL-C)



(b) Strengthened Wall (IPL-S)

Figura 3.66

Carico-deformazione (fuori dal piano)

Nel lato soggetto a trazione le deformazioni ultime del pannello non rinforzato e rinforzato sono state rispettivamente di 308 e 6500 μm (un aumento di 21 volte).
Nel lato compresso vi è stato un incremento di 7 volte con un passaggio da 150 μm del pannello non rinforzato a 1100 μm del pannello rinforzato.

Risultati analitici

Le relazioni analitiche ricavate precedentemente, sono state utilizzate per prevedere la capacità dei pannelli trattati nello studio sperimentale.

I risultati riportati nella tabella successiva (Tabella 3.24) hanno dimostrato che le formulazioni analitiche sono in buon accordo con i risultati sperimentali con errori al massimo del 12%.

Loading case	Specimen	Ultimate load (theor.) P-flexure (kN)	P-shear (kN)	P-bearing (kN)	Ultimate load (exp.) (kN)	P (theor.)/ P (exp.)
Out-of-plane	OP-C	17.6	162.1	2175.0*	17.0	1.034
	OP-S	186.6	162.1	2175.0*	171.5	0.945
In-plane vertical	IPV-C	302.5	308.1	458.3	320	0.945
	IPV-S	1389.4	1786.5	458.3	445	1.030
In-plane lateral	IPL-C	127.4	162.1	574.5	125	1.019
	IPL-S	877.9	1461.3	574.5	626	0.918

*Calculated based on two bearing plates (1450 × 150 mm^2 each) under the two loads.

Tabella 3.23

Conclusioni

Incollare foglio di GFRP sul lato teso del pannello murario, soggetto ad azioni fuori dal piano, può incrementare sensibilmente la capacità flessionale e la duttilità del pannello. La resistenza è funzione della geometria del pannello e delle proprietà dell'FRP.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Applicazione carico fuori dal piano, applicazione carico verticale nel piano, applicazione carico orizzontale nel piano (1650x1450x200mm)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali		
	f_t [MPa]	f_c [MPa]	E [GPa]
Blocchi di cls (400x200x200mm^3)	-	5	-
GFRP in lamine (1mm di spessore)	540	-	28
Resina epossidica	25	-	0.0085

Provini testati e caratteristiche				Risultati sperimentali		
Nome	Caratteristiche	posizione rinforzo	Area rinforzo nella sezione [mm^2]	Pmax [kN]	ΔPmax [%]	Infless. [mm]
OP-C	URM car fuori piano		-	17		0.4
OP-S	Rinforzato car fuori pian	solo su parte tesa	1450	171.5	900	8.6
IPV-C	URM Caricato vert.		-	320.00	-	1.24
IPV-S	Rinforzato e carico vert.	entrambi i lati	3300 (1650*2)	445.00	39.00	0.63
IPL-C	URM caricato lateral.		-	125.00	-	0.81
IPL-S	Rinforzato e carico lat.	entrambi i lati	3300	626.00	400.00	1.3

3.1.3. Muratura in argilla

3.1.3.1. Comportamento a taglio di pareti in muratura rinforzate con laminati in FRP (Valluzzi-Tinazzi-Modena, 2002)

In questo lavoro sono stati analizzati dei pannelli mediante prove di compressione diagonale per simulare l'azione di taglio nel piano.

Le caratteristiche meccaniche della muratura dipendono dai materiali che la compongono (blocchi e malta) dalla manodopera e dalla interazione all'interfaccia dei materiali. Così è stata eseguito un vasto programma di test a partire dal singolo blocco fino al pannello murario. Le più importanti caratteristiche dei blocchi sono state determinate attraverso prove di compressione uniassiale e prove a trazione. Le prove di compressione su 5 provini hanno restituito una resistenza a compressione di 8.83 MPa, mentre le prove a trazione hanno fornito una resistenza media di 0.76 MPa. La malta utilizzata per unire i blocchi è costituita da binder inorganico (380 kg/m^3), sabbia (1140 kg/m^3; D_{max}=4.8mm) e un rapporto acqua/binder di 0.7. Su 6 provini di malta di dimensioni 40x40x160 mm^3 (dopo un periodo di maturazione di 28 giorni) sono state svolte prove di compressione e prove a flessione che hanno restituito una resistenza a compressione di 6.03 MPa e una resistenza a flessione di 1.48 MPa (cui corrisponde una resistenza a trazione approssimativa di 1.19 MPa). Successivamente sono state svolte prove di compressione ciclica su provini di muratura di dimensioni nominali pari a 51x51x12 cm^3, con risultati di 5.56 MPa per la resistenza a compressione, un modulo elastico di 1400 MPa e un modulo di Poisson pari a $\nu_{xz} = \nu_{yz} = 0.03$.

Per il rinforzo sono state utilizzate fibre di carbonio, vetro, o polivinile-alcohol, unidirezionali e immerse in una resina epossidica, e incollate ai pannelli con la tecnica del "wet lay up". Le caratteristiche meccaniche delle fibre, come dichiarate dai fornitori sono mostrate nella tabella successiva (Tabella 3.24):

Type of fiber	High tensile strength carbon (CFRP)	Glass type E (GFRP)	Polyvinyl-alcohol (PVAFRP)
Density (kg/m^3)	1820	2600	1300
Equivalent thickness (mm)	0.165	0.115	0.07
Characteristic tensile strength (MPa)	3430	1700	1400
Tensile modulus of elasticity (GPa)	230	65	29
Ultimate strain (%)	1.5	2.8	6

Tabella 3.24

Sono state effettuate prove di pull-out sia ortogonalmente alle fibre che nella direzione delle fibre cercando di separare due blocchi consecutivi. Per azioni ortogonali si è avuta una resistenza al distacco di 0.44 MPa, per azioni parallele invece si è avuta una resistenza al distacco di 2.5 MPa. In entrambi i casi il distacco si è verificato contestualmente al distacco di una parte di superficie esterna dei blocchi.

Sono stati realizzati 33 pannelli murari con dimensioni 51.5x51x12 cm^3, con mattoni pieni in argilla di 5.5x25x12 cm^3 uniti da una malta spessa 10 mm. Ventiquattro di questi sono stati rinforzati con differenti FRP, 9 con CFRP, 10 con GFRP e 5 con PVAFRP. A causa delle ridotte dimensioni dei pannelli e per la friabilità dei blocchi, sono stati tagliati gli angoli su cui veniva applicato il carico, ricavando un'area di trasferimento di 12x12 cm^2.

Per studiare il comportamento dei pannelli in presenza di eccentricità, si è considerato il pannello rinforzato sia su entrambe le facce che su una faccia sola. Nel secondo caso lo spessore del FRP è stato raddoppiato per mantenere costante l'ammontare del rinforzo.

Inoltre sono state sperimentate due configurazioni di rinforzo: strisce disposte secondo una griglia e strisce diagonali, ortogonali alla diagonale di carico. Lo stesso ammontare di rinforzo è stato utilizzato in ambo i casi, per ogni tipo di materiale di rinforzo, così il parametro ρE (rigidezza per percentuale meccanica) è rimasto costante per le due diverse configurazioni di rinforzo.

Spessori e numero di strati dei rinforzo sono stati scelti in base al criterio di cercare di ottenere un incremento del 50% della resistenza a taglio rispetto ai pannelli non rinforzati URM.

Si riportano due immagini (Figura 3.67 - Figura 3.68) relativa alla disposizione e all'ammontare degli FRP nel caso di parete armata su un solo lato o su entrambi i lati:

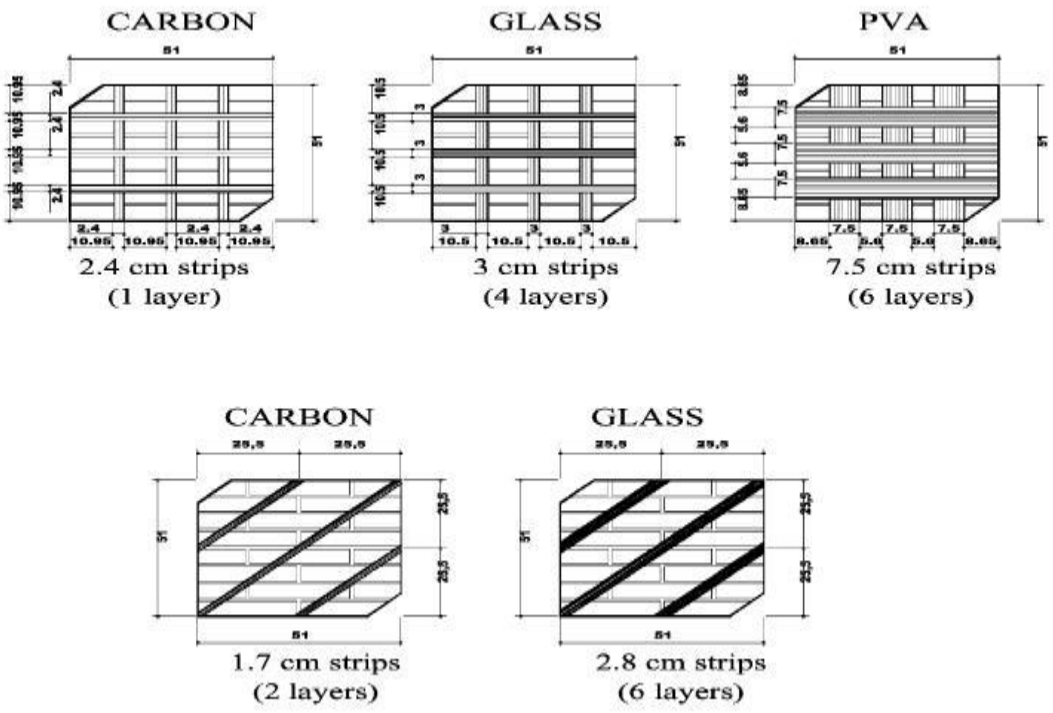


Figura 3.67

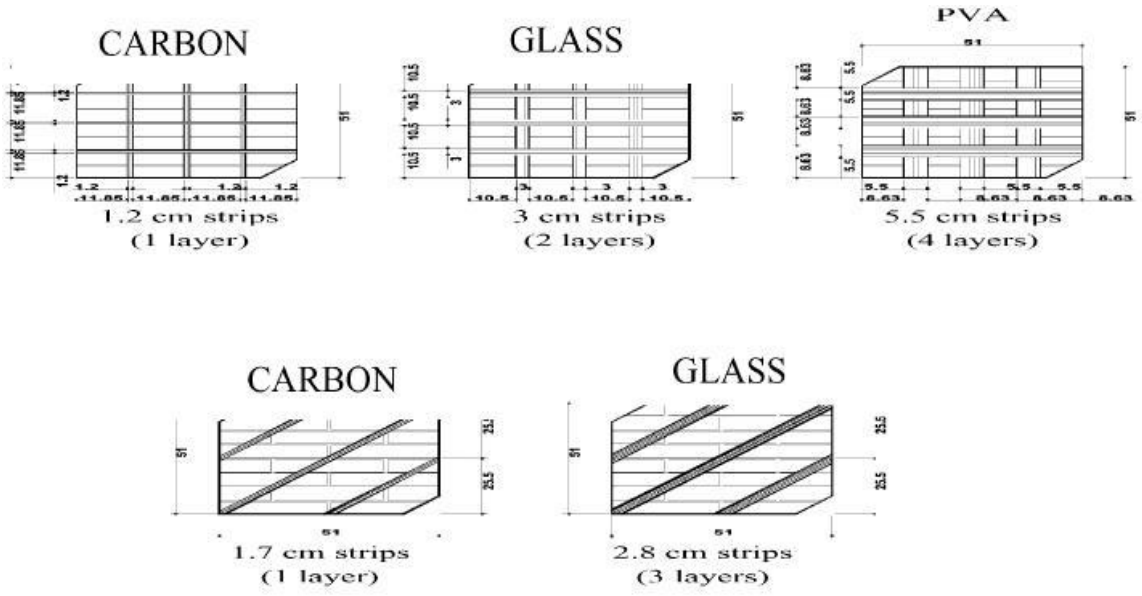


Figura 3.68

Si riporta anche una tabella (Tabella 3.25) contenente le descrizioni dei pannelli analizzati:

Description of the specimens

Unreinforced panels	PNR 1, PNR 2, PNR 3,PNR 4, PNR 5, PNR 6, PNR 7, PNR 8, PNR 9	
Squared grid strengthening configuration panels		
CFRP	Double-side (1 layer of 1.2 cm)	PR 1 Carb 2F
		PR 2 Carb 2F
		PR 3 Carb 2F
	Single side (1 layer of 2.4 cm)	PR 1 Carb 1F
		PR 2 Carb 1F
GFRP	Double-side (2 layers of 3 cm)	PR 1 Glass 2F
		PR 2 Glass 2F
		PR 3 Glass 2F
	Single side (4 layers of 3 cm)	PR 1 Glass 1F
		PR 2 Glass 1F
		PR 3 Glass 1F
PVAFRP	Double-side (4 layers of 5.5 cm)	PR 1 PVA 2F
		PR 2 PVA 2F
		PR 3 PVA 2F
	Single side (6 layers of 7.5 cm)	PR 1 PVA 1F
		PR 2 PVA 1F
Diagonal strengthening configuration panels		
CFRP	Double-side (1 layer of 1.7 cm)	PRD 1 Carb 2F
		PRD 2 Carb 2F
	Single side (2 layers of 1.7 cm)	PRD 1 Carb 1F
		PRD 2 Carb 1F
GFRP	Double-side (3 layers of 2.8 cm)	PRD 1 Glass 2F
		PRD 2 Glass 2F
	Single side (6 layers of 2.8 cm)	PRD 1 Glass 1F
		PRD 2 Glass 1F

Tabella 3.25

I provini sono stati sottoposti a compressione diagonale, e sono state misurate le deformazioni sia verticali che orizzontali attraverso dei trasduttori. I risultati delle prove sono sintetizzati nella tabella successiva (Tabella 3.26) dove: DLM è il distacco del rinforzo e RTT è la rottura per trazione del rinforzo che spesso è accompagnata anche dall'informazione relativa alla localizzazione del punto in cui è avvenuta la rottura.

Experimental tests results

Panel type	Cracking Load (kN)	Crack pattern	Failure load (kN)	%	Failure mode
Unreinforced masonry panels					
PNR. 1	–	–	75.5		Splitting
PNR. 2	–	–	90.0		Splitting
PNR. 3	–	–	91.2		Splitting
PNR. 4	–	–	127.9		Splitting
PNR. 5	–	–	77.1		Splitting
PNR. 6	–	–	93.2		Splitting
PNR. 7	–	–	93		Splitting
PNR. 8	–	–	121.6		Splitting
PNR. 9	–	–	137.3		Splitting
Average			100.7	Ref.	
Single-side reinforced panels					
PR. 1 Carb 1F	–	Sharp diag.	91.6		Splitting
PR. 2 Carb 1F	–	Sharp diag.	90.0		Splitting
Average			90.8	−9.8	
PR. 1 Glass 1F	–	Sharp diag.	94.6		Splitting
PR. 2 Glass 1F	86.0	Sharp diag.	99.1		Splitting
PR. 3 Glass 1F	–	Sharp diag.	94.0		Splitting
Average			95.9	−4.8	
PR. 1 PVA 1F	–	Sharp diag.	102.0		Splitting
PR. 2 PVA 1F	–	Sharp diag.	100.0-		–
Average			101	+0.3	
PRD 1 Carb 1F	–	Sharp diag.	112.8		Splitting
PRD 2 Carb 1F	–	Sharp diag.	119.8		Splitting
Average			116.3	+15.5	
PRD 1 Glass 1F	113.8	Sharp diag.	115.3		Splitting
PRD 2 Glass 1F	108.1	sharp diag.	108.3		Splitting
Average			111.8	+11.0	
Double-side reinforced panels					
PR. 1 Carb 2F	–	Spread diag.	100.5		DLM at lower corner
PR. 2 Carb 2F	104.6	Spread diag.	113.3		DLM sup. + RTT centr.
PR. 3 Carb 2F	–	Spread diag.	98.5		DLM lower, sides A and B
Average			104.1	+3.4	
PR. 1 Glass 2F	–	Spread diag.	106.7		DLM up. and low. corner
PR. 2 Glass 2F	120.5	Spread diag.	135.4		RTT side A
PR. 3 Glass 2F	–	Spread diag.	103.0		DLM low. side A and B
Average			115.0	+14.2	
PR. 1 PVA 2F	–	Spread diag.	148.5		DLM at lower corner
PR. 2 PVA 2F	130.5	Spread diag.	150.4		DLM at lower corner
PR. 3 PVA 2F	–	Spread diag.	146.0		DLM low. side A and B
Average			148.3	+47.3	
PRD 1 Carb 2F	–	Spread diag.	143.1		DLM up. and low. side A
PRD 2 Carb 2F	125.3	Spread diag.	149.4		DLM inf. + RTT centr.
Average			146.3	+45.3	
PRD 1 Glass 2F	–	Spread diag.	170.3		DLM low. side A
PRD 2 Glass 2F	133.2	Spread diag.	180.0		DLM inf. sides A and B + RTT centr. side A
Average			175.2	+74.0	

Tabella 3.26

Come prevedibile, tutti i pannelli non rinforzati (URM) hanno presentato una rottura fragile a causa del distacco tra i blocchi lungo la diagonale di carico. Il carico di rottura, utilizzato come riferimento per i pannelli rinforzati, è pari a 100.7 kN.

Rinforzo su un solo lato

Per i pannelli rinforzati su un solo lato si è verificato quasi sempre la rottura per splitting lungo la diagonale di carico e il carico a rottura è stato quasi sempre inferiore a quello di riferimento. I danni maggiori si sono concentrati sulla faccia non rinforzata a causa di una deformazione flessionale dovuta alla differenza di rigidezza tra le due

facce della parete. Tra le pareti rinforzate su un solo lato, il sistema di rinforzo migliore si è rivelato quello disposto diagonalmente sulla parete (Figura 3.69).

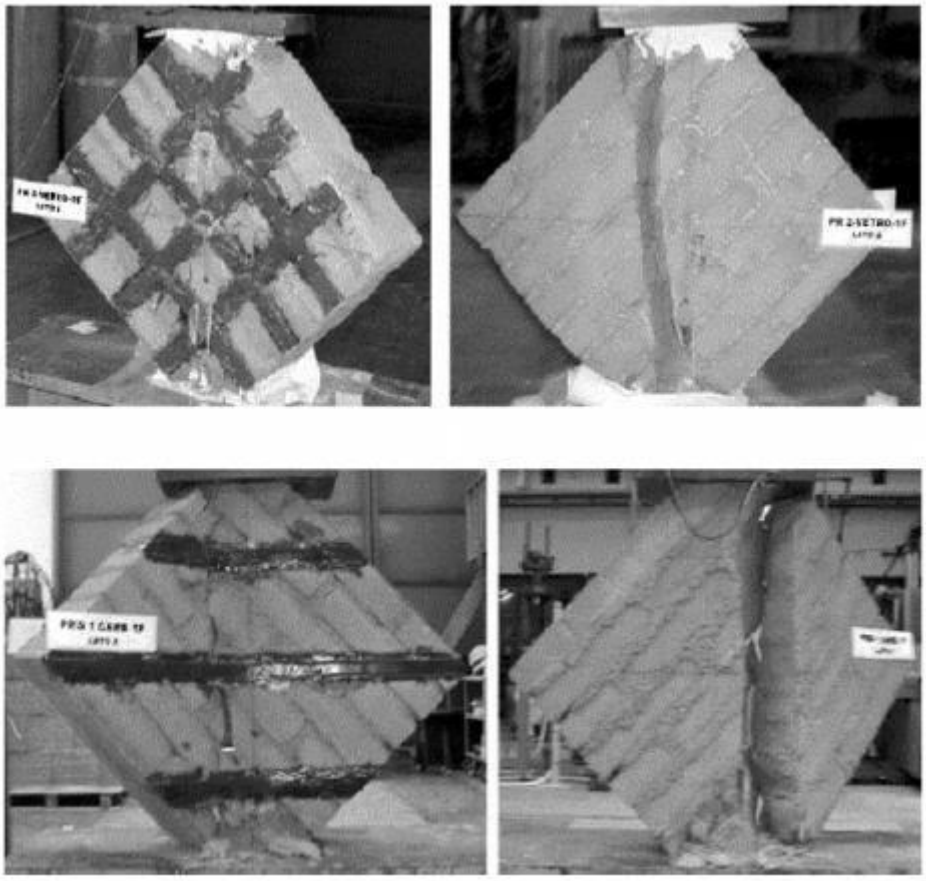


Figura 3.69

Rinforzo su due lati

In ogni caso, il meccanismo di rottura è consistito o nel distacco del rinforzo dalla parete (compresa parte superficiale della muratura), oppure nella rottura delle strisce di FRP. Solo il rinforzo in CFRP si è dimostrato seriamente affetto dal collasso per delaminazione. Per il resto la disposizione a griglia ha mostrato una distribuzione delle fratture più uniforme sulla superficie del pannello, fornendo così sufficienti segnali di crisi prima di giungere al collasso. Le deformazioni sono aumentate notevolmente fino al collasso, il comportamento globale è risultato meno fragile come mostrato nei grafici successivi (Figura 70 - Figura 71 - Figura 72):

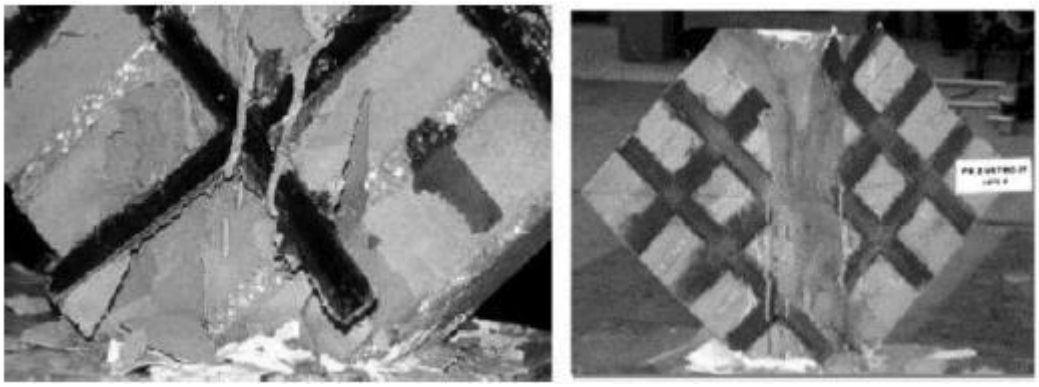


Figura 3.70

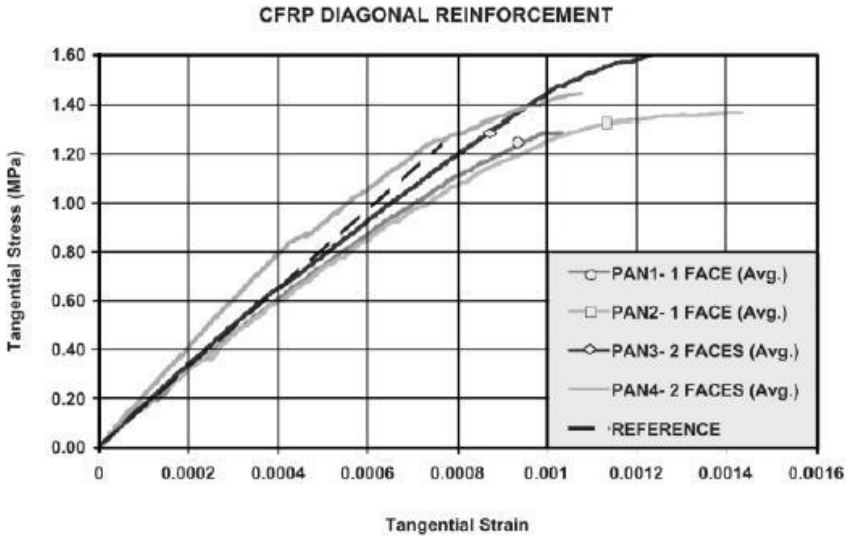


Figura 3.71

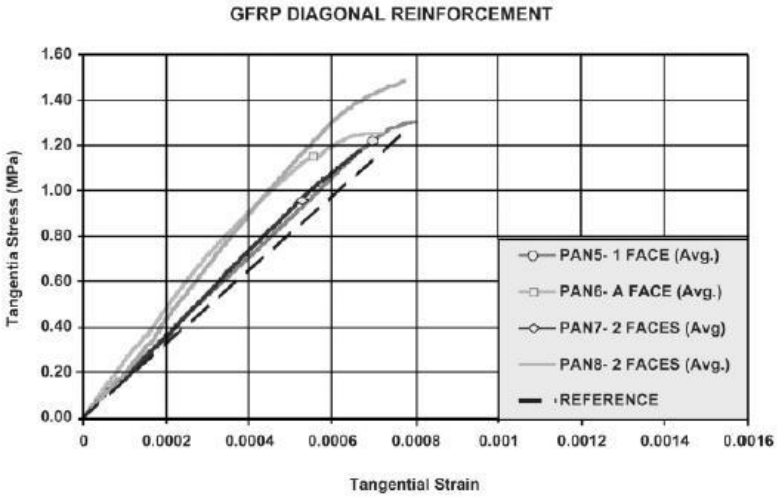


Figura 3.72

Analisi dei risultati

Sono state svolte delle analisi attraverso dei modelli FEM per verificare le assunzioni ricavate sperimentalmente in merito alla distribuzione delle tensioni sulle pareti, corrispondenti alle diverse configurazioni di rinforzo. L'immagine successiva (Figura 3.73) mostra come cambia la distribuzione delle tensioni nel passaggio dalla parete non rinforzata a quella rinforzata diagonalmente, fino a quella rinforzata con strisce disposte secondo una griglia.

Figura 3.73

In letteratura sono disponibili modelli analitici per valutare la resistenza a taglio V_{Rd}, delle pareti non rinforzate. Tutti sono basati sulla sovrapposizione lineare degli effetti che deriva dall'assunzione implicita della redistribuzione plastica delle tensioni. Anche se la seconda assunzione non è propriamente applicabile nel caso degli FRP, non sono disponibili approcci più appropriati.

Si riportano una serie di relazioni presenti in letteratura:

Formulazione dell'Eurocodice 6 valida per muratura rinforzata con barre di acciaio:

$$V_{Rd} = f_{vk} td + 0.9 d \rho_{frp} f_{tk} t$$

Dove:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_0$$

Formula ricavata da Tomazevic et al., valida per muratura rinforzata con barre di acciaio:

$$V_{Rd} = \left(\frac{0.9 t l f'_{vk0}}{1.5} + \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f'_{vk0}}} \right) + 0.4 \cdot A_r \cdot f_{tk}$$

La seguente formula è stata ricavata specificamente per l'FRP:

$$V_{Rd} = f_{vk} td + 0.9 d \rho_{frp} E_{frp} r \varepsilon_{frp,u} t$$

Con r = coefficiente di efficienza.

Essenzialmente, queste formule, sono la sintesi della capacità a taglio della muratura, e l'effetto del rinforzo che è ridotto a quello dell'FRP per tenere conto dei differenti problemi derivanti dal comportamento non duttile del rinforzo.
In particolare nelle formule sopracitate sono incluse:

f_{vk} = resistenza caratteristica della muratura;

t = spessore del pannello;

l = lunghezza del pannello;

$d = 0.8l$ = altezza del pannello;

ρ_{frp} = percentuale di FRP calcolata rispetto alla sezione della parete;

A_r = Area del rinforzo;

f_{tk} = tensione caratteristica a trazione dell' FRP;

$\varepsilon_{frp,u}$ = deformazione ultima a trazione dell'FRP.

In particolare il fattore di efficienza r, dipende dal modo di collasso (rottura dell'FRP o distacco).

Triantafillou fornisce una relazione per il termine r per il cls ($\varepsilon_{frp,e}$ è la deformazione effettiva dell'FRP):

$$r \cdot \varepsilon_{frp,u} = \varepsilon_{frp,e} = 0.0119 - 0.0205 \cdot \left(\rho_{frp} E_{frp}\right) + 0.0104 \cdot \left(\rho_{frp} E_{frp}\right)^2$$

Sulla base della sperimentazione effettuata sarebbe possibile calibrare il termine r per la muratura. Infatti tramite le deformazioni effettive misurate sugli FRP è possibile attraverso un'interpolazione determinare il coefficiente.

Nella figura successiva (Figura 3.74) è riportato il confronto tra risultati sperimentali e risultati analitici della resistenza a taglio.

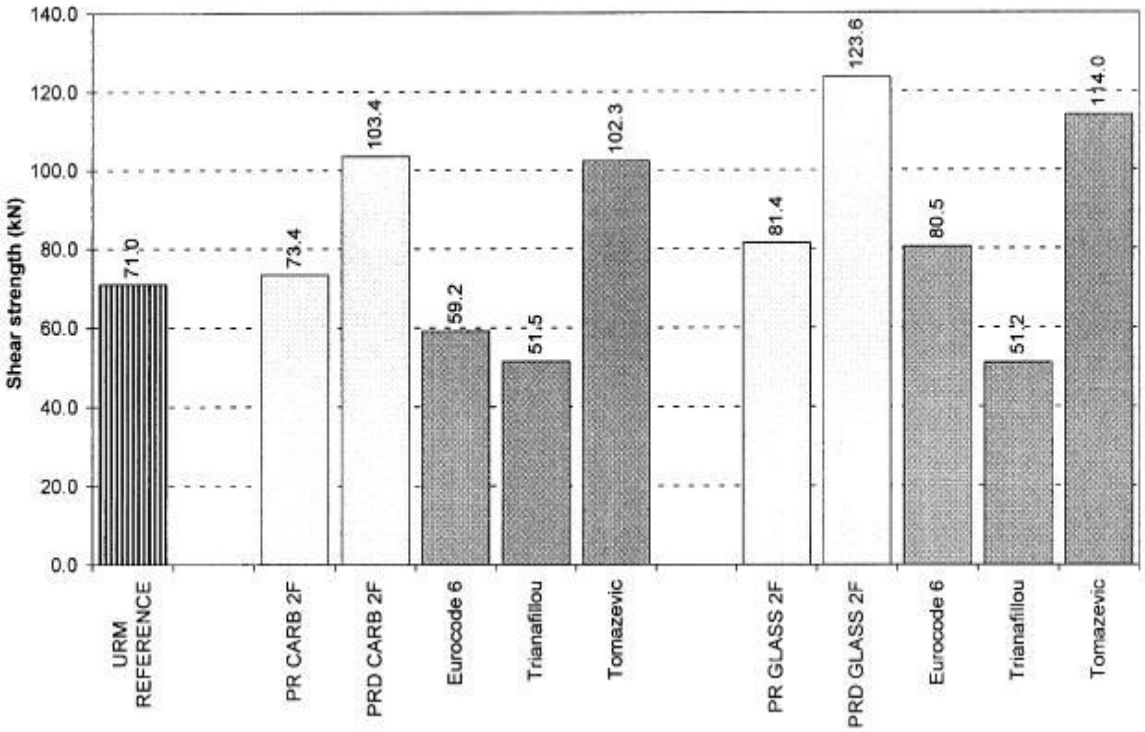


Figura 3.74

Il coefficiente r sembra essere troppo a vantaggio di sicurezza visto che fornisce valori molto bassi della resistenza a taglio, quindi è necessaria una nuova calibrazione del parametro r. Sebbene sia stata utilizzata la stessa quantità di rinforzo, tra disposizione a griglia e disposizione diagonale dell'FRP si è misurata una differenza della resistenza a trazione del 40%. Quindi anche la disposizione geometrica dei rinforzi ha una rilevanza nella calibrazione del parametro r.

In conclusione la disposizione diagonale degli FRP fornisce una più alta resistenza a taglio, ma la disposizione a griglia fornisce una migliore distribuzione delle tensioni sul pannello e un collasso meno fragile. In molti casi si è visto che un rinforzo meno spesso e dotato di meno strati ha presentato caratteristiche meccaniche migliori con minori probabilità di distacco. Perciò lo studio dovrebbe essere rivolto all'ottenere una formulazione che restituisca la suscettibilità al distacco in funzione di spessore, rigidezza, larghezza e numero di strati dell'FRP. A volte si sono verificati bassi incrementi di resistenza a taglio dovuti alla rottura della muratura nei pressi degli spigoli caricati.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (510x510x120mm)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali					
	densità [kg/m^3]	ft [MPa]	fc [MPa]	E [GPa]	spess equiv [mm]	def ultim (%)
Blocchi di argilla (55x250x120mm^3)	-	0.76	8.83	-	-	-
Malta (spessore 10mm)	-	1.19	6.03	-	-	-
Carbon FRP (CFRP)	1820	3430	-	230	0.16	1.5
Glass (GFRP)	2600	1700	-	65	0.11	2.8
Polyvinylalcohol (PVAFRP)	1300	1400	-	29	0.07	6

Provini testati e caratteristiche								Risultati sperimentali				
		lati rinforzati	strati	spessore rinforzo [cm]				carico fessurazione [kN]	fessure	Fu [kN]	[%]	collasso
CFRP	PR 1 Carb 2F	2	1	1.2	rinforzo a maglia quadrata	pannelli non rinforzati	PNR 1	-	-	75.5		splitting
	PR 2 Carb 2F						PNR 2	-	-	90		splitting

	PR 3 Carb 2F				
	PR 1 Carb 1F	1	1	2.4	
	PR 2 Carb 1F				
GFRP	PR 1 Glass 2F	2	2	3	
	PR 2 Glass 2F				
	PR 3 Glass 2F				
	PR 1 Glass 1F	1	4	3	
	PR 2 Glass 1F				
	PR 3 Glass 1F				
PVAFRP	PR 1 PVA 2F	2	4	5.5	
	PR 2 PVA 2F				
	PR 3 PVA 2F				
	PR 1 PVA 1F	1	6	7.5	
	PR 2 PVA 1F				
CFRP	PRD 1 Carb 2F	2	1	1.7	rinforzo diagonale
	PRD 2 Carb 2F				
	PRD 1 Carb 1F	1	2	1.7	
	PRD 2 Carb 1F				
GFRP	PRD 1 Glass 2F	2	3	2.8	
	PRD 2 Glass 2F				
	PRD 1 Glass 1F	1	6	2.8	
	PRD 2 Glass 1F				

	PNR 3	-	-	91.2		splitting
	PNR 4	-	-	127.9		splitting
	PNR 5	-	-	77.1		splitting
	PNR 6	-	-	93.2		splitting
	PNR 7	-	-	93		splitting
	PNR 8	-	-	121.6		splitting
	PNR 9	-	-	137.3		splitting
	media	-		100.7	Riferimento	
pannelli rinforzati su un solo lato	PR 1 Carb 1F	-	sharp diag.	91.6		splitting
	PR 2 Carb 1F	-	sharp diag.	90		splitting
	media	-		90.8	-9.8	
	PR 1 Glass 1F	-	sharp diag.	94.6		splitting
	PR 2 Glass 1F	0.86	sharp diag.	99.1		splitting
	PR 3 Glass 1F	-	sharp diag.	94		splitting
	media	-		95.9	-4.8	
	PR 1 PVA 1F	-	sharp diag.	102		splitting
	PR 2 PVA 1F	-	sharp diag.	100		splitting
	media	-		101	0.3	
	PRD 1 Carb 1F	-	sharp diag.	112.8		splitting
	PRD 2 Carb 1F	-	sharp diag.	119.8		splitting
	media	-		116.3	15.5	
	PRD 1 Glass 1F	113.8	sharp diag.	115.3		splitting
	PRD 2 Glass 1F	108.1	sharp diag.	108.3		splitting
	media	-		111.8	11	
pannelli rinforzati su ambo i lati	PR 1 Carb 2F	-	Spread diag.	100.5		DLM
	PR 2 Carb 2F	104.6	Spread diag.	113.3		DLM + RTT
	PR 3 Carb 2F	-	Spread diag.	92.5		DLM
	media	-		104.1	3.4	
	PR 1 Glass 2F	-	Spread diag.	106.7		DLM
	PR 2 Glass 2F	120.5	Spread diag.	135.4		RTT
	PR 3 Glass 2F	-	Spread diag.	103		DLM
	media	-		115	14.2	
	PR 1 PVA 2F	-	Spread diag.	148.5		DLM
	PR 2 PVA 2F	130.5	Spread diag.	150.4		DLM
	PR 3 PVA 2F	-	Spread diag.	146		DLM
	media	-		148.3	47.3	
	PRD 1 Carb 2F	-	Spread diag.	143.1		DLM
	PRD 2 Carb 2F	125.3	Spread diag.	149.4		DLM+RTT
	media	-		146.3	45.3	
	PRD 1 Glass 2F	-	Spread diag.	170.3		DLM
	PRD 2 Glass 2F	133.2	Spread diag.	180		DLM+RTT
	media	-		175.2	74	

3.1.3.2. Rinforzo di strutture in muratura utilizzando laminati in FRP (Thanasis-Triantafillou)

In questo studio l'obbiettivo è stabilire il comportamento meccanico di pannelli in muratura rinforzati con laminati in FRP, utilizzando modelli semplici che consistono nell'approccio delle moderne normative per gli edifici in muratura.
L'effetto del rinforzo in FRP per gli edifici in muratura lo si valuta per tre casi di carico comuni per la muratura:

- Flessione fuori dal piano con forza assiale;
- Flessione nel piano con forza assiale;
- Taglio nel piano con forza assiale.

L'obbiettivo della ricerca viene raggiunto attraverso un'analisi analitica e attraverso test sperimentali su pannelli caricati sotto varie condizioni di carico.

Analisi

Flessione fuori dal piano con forza assiale

Si consideri il casi di un pannello murario di lunghezza l, e spessore t, soggetto ad una forza di compressione N_{Rd}, e ad un momento flettente $M_{o,Rd}$ che provoca una flessione fuori dal piano (Figura 3.75).

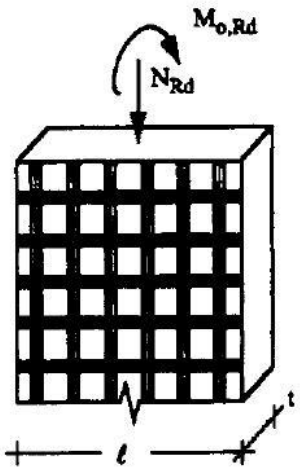


Figura 3.75

La faccia del pannello soggetta a trazione è stata rinforzata con un laminato incollato mediante una matrice epossidica, con frazioni di area verticale e orizzontale,

rispettivamente pari a ρ_v e ρ_h. Questi due termini sono pari all'area totale della sezione dell'FRP diviso per la corrispettiva area della parete. Perciò $\rho_v = \frac{A_{frp,v}}{l \cdot t}$, dove $A_{frp,v}$ è l'area della sezione trasversale dell'FRP in direzione verticale. L'FRP ha un modulo di Young indicato con E_{frp}, una resistenza caratteristica a trazione indicata con $f_{frp,k}$, e una deformazione ultima a trazione indicata con $\varepsilon_{frp,u}$. Per la muratura, la resistenza caratteristica a compressione si indica con f_k, mentre la deformazione ultima a compressione si indica con $\varepsilon_{M,u}$.

Per i due materiali si sono considerati due legami costitutivi (tensione-defomazione) idealizzati riportati nell'immagine successiva (Figura 3.76).

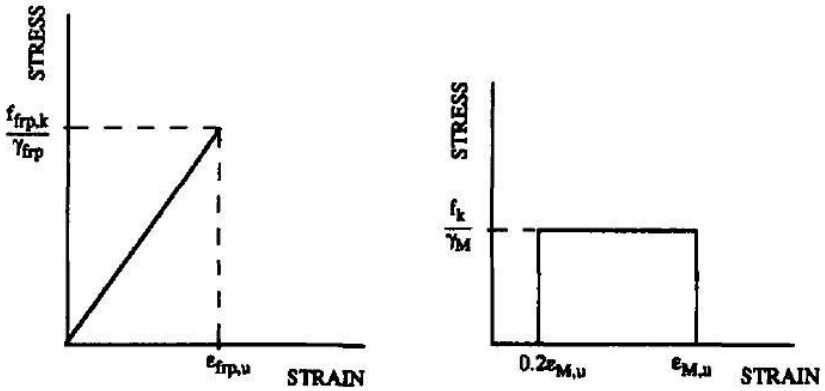


Figura 3.76

Per la trattazione si sono utilizzati i coefficienti parziali di sicurezza che nella fattispecie sono stati γ_M per la muratura e γ_{frp} per l'FRP.

Le assunzioni alla base delle trattazioni sono:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Resistenza a trazione della muratura trascurabile;
- Matrice e FRP nella direzione non considerata nell'analisi, trascurabile;
- L'FRP assunto come un elemento a fascia (beam).

Generalmente la rottura dei pannelli rinforzati si verifica per il collasso della muratura a compressione, a me no che la percentuale di rinforzo utilizzato (ρ_v) non sia molto bassa. In questo caso infatti, la rottura dell'FRP precederà quella della muratura, e il pannello si comporterò come se non fosse rinforzato.

Per evitare questo tipo di meccanismo, si ricava un valore limite del termine ρ_v, che si indicherà con $\rho_{v,\lim}$, considerando la distribuzione di tensioni e deformazioni nella sezione trasversale (Figura 3.77).

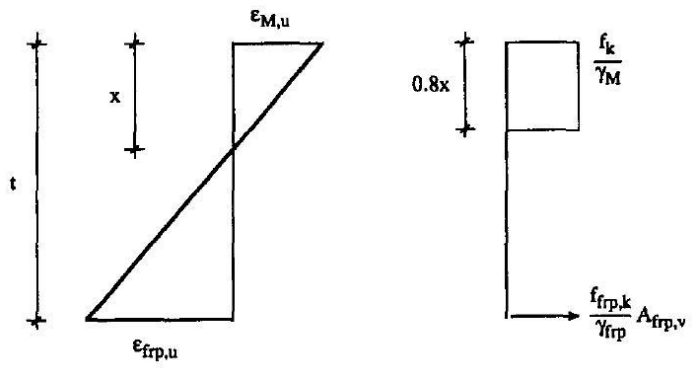


Figura 3.77

L'equilibrio delle forze e la compatibilità delle deformazioni, forniscono la seguente relazione per determinare la percentuale limite di FRP:

$$\omega_{\lim} = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_{frp}}{f_k} \cdot \rho_{v,\lim} = \frac{\varepsilon_{M,u}}{\varepsilon_{frp,u}} \left[\frac{0.8}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k} \right]$$

Successivamente, stabilito che $\rho_v > \rho_{v,\lim}$, la capacità flessionale la si può ottenere considerando equilibrio di forze interne e momenti, e la compatibilità delle deformazioni nella sezione (Figura 3.78).

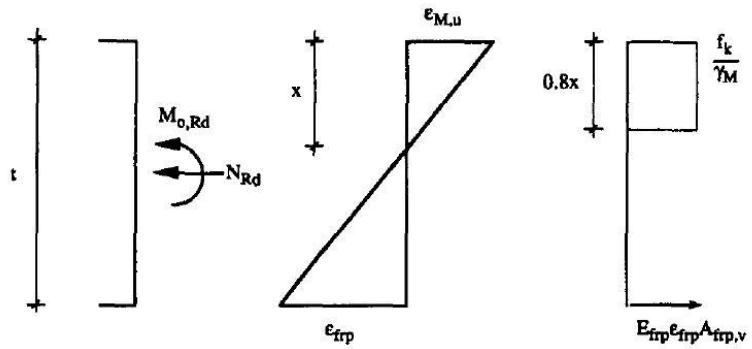


Figura 3.78

Il risultato viene fornito nella seguente forma:

$$\frac{M_{o,Rd}}{l \cdot t^2 \cdot f_k} = \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\left(1 - \frac{x}{t}\right)}{\frac{x}{t}} + \frac{0.4}{\gamma_M} \cdot \frac{x}{t} \cdot \left(1 - 0.8 \cdot \frac{x}{t}\right)$$

Dove:

$$\frac{x}{t} = \frac{\gamma_M}{1.6}\left[-\omega + \sqrt{\omega^2 + \frac{3.2}{\gamma_M} \cdot \left(\omega + \frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k}\right)}\right]$$

$$\omega = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_{frp}}{f_k} \cdot \rho_v$$

Come si può notare dal grafico successivo (Figura 3.79) (basato su $\gamma_M = 2.5$ e $\frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}} = 4$), per livelli di carico assiale bassi, la capacità flessionale aumenta con l'aumentare della frazione di area normalizzata di FRP , ω. L'incremento di questa capacità, potrebbe variare in maniera o molto elevata o quasi trascurabile. Per valori di ω superiori approssimativamente a 0.3, nella maggior parte dei casi è trascurabile. È interessante notare come per valori del carico assiale normalizzato che eccedano lo 0.32, la capacità flessionale decresce all'aumentare di ω. Si può osservare come la curva relativa ad un carico assiale nullo non parta da un valore di ω pari a zero, perché la parte di curva mancante è associata alla rottura dell'FRP prima di quella della muratura. Il valore limite di transizione, tra le due modalità di collasso, del termine ω è 0.016. Questo valore limite non esiste per $\frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k} \geq 0.064$, quindi si può dire che per livelli di carico realistici, è difficile che la rottura dell'FRP si possa verificare. In più, sempre dal grafico successivo, si può notare come l'efficacia del rinforzo dipenda anche dal prodotto $E_{frp} \cdot \rho_v$. Dunque materiali di rinforzo più rigidi, conferiscono un'efficienza maggiore rispetto a quelli con una rigidezza minore.

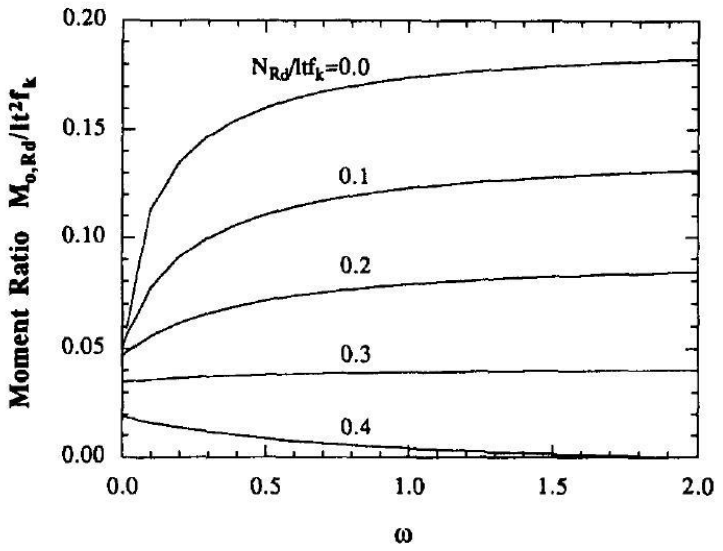


Figura 3.79

Il grafico successivo invece (Figura 3.80), analizza il problema da un punto di vista diverso, considerando come termine variabile il termine ω, ossia l'area di rinforzo normalizzata.

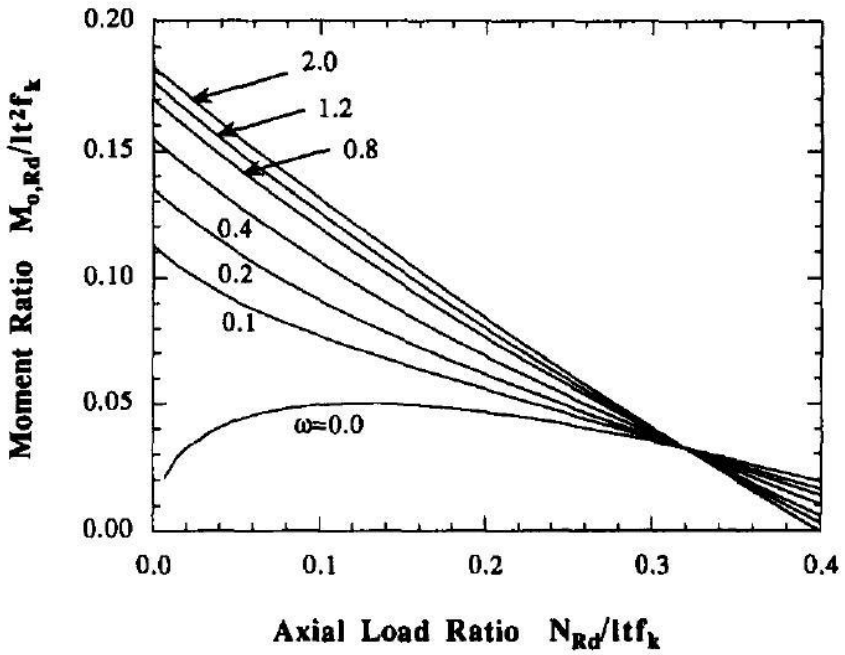


Figura 3.80

Flessione nel piano con forza assiale

Si consideri il caso di pannello murario rinforzato soggetto ad un momento flettente applicato nel piano $M_{i,Rd}$, con una forza assiale N_{Rd} (Figura 3.81).

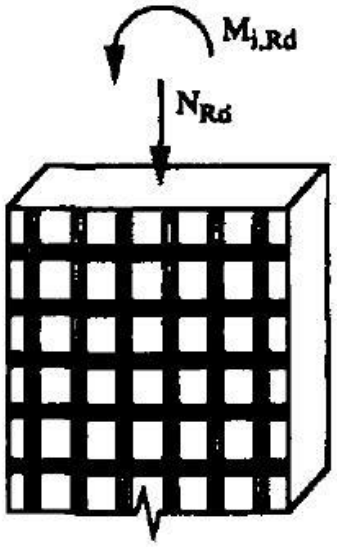


Figura 3.81

Il rinforzo verticale è in forma di n laminati di sezione trasversale A_i, tutti distanziati ugualmente di una distanza s.

Qui il collasso si verificherà per uno dei seguenti meccanismi:

- Compressione della muratura, a me no che la percentuale di rinforzo sia inferiore a quella limite e quindi si verifica il collasso dell'FRP;
- Distacco del rinforzo in FRP nella zona soggetta a tensione, nel caso in cui la lunghezza del rinforzo sia troppo piccola o non vi siano particolari accorgimenti per l'ancoraggio.

Rottura per compressione

Si consideri la sezione riportata in figura (Figura 3.82):

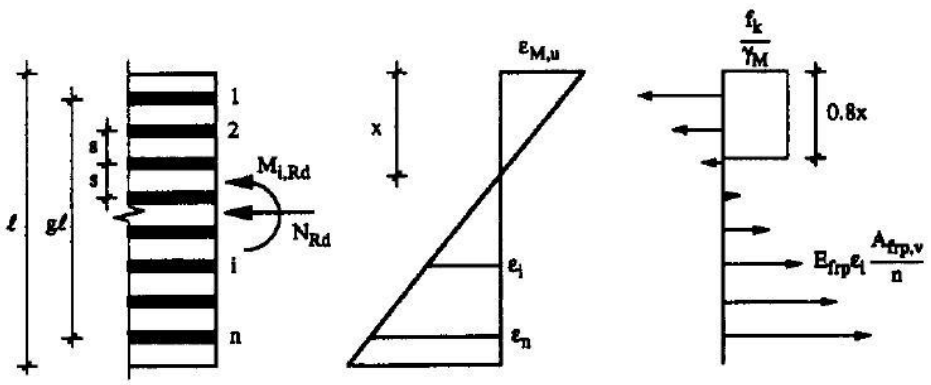


Figura 3.82

Considerando deformazioni e tensioni si ottiene un equazione per il limite di percentuale di area di FRP data da:

$$\omega_{\lim} = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_{frp}}{f_k} \cdot \rho_{v,\lim} = \frac{(g+1)}{\left(\frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}} - g\right)} \left[\frac{0.4 \cdot (g+1)}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k} \right]$$

Partendo dall'assunto che $\rho_v > \rho_{v,\lim}$, si otterrà la capacità flessionale nella seguente forma:

$$\frac{M_{l,Rd}}{t \cdot l \cdot f_k} = \frac{(n+1) \cdot g^2}{12 \cdot (n-1)} \cdot \omega \cdot \frac{1}{\left(\frac{x}{l}\right)} + \frac{0.4}{\gamma_M} \cdot \frac{x}{l} \cdot \left(1 - 0.8 \cdot \frac{x}{l}\right)$$

Dove:

$$\frac{x}{l} = \frac{\gamma_M}{1.6} \cdot \left[-\omega + \frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k} + \sqrt{\left(\omega - \frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k}\right)^2 + \frac{1.6}{\gamma_M} \cdot \omega} \right]$$

La capacità flessionale aumenta quasi linearmente con l'aumentare di ω, ed è considerevole, senza tener conto del livello del carico assiale. Per un dato valore di ω, si ottengono valori del momento resistente più alti con l'aumentare del carico assiale, ma questa dipendenza è debole. Inoltre si è visto come non solo l'area del laminato, ma anche il numero di strisce ricopra un ruolo importante. Per lo stesso ammontare di FRP, l'efficacia aumenta con il diminuire del numero di strisce di laminato. Quanto espresso viene messo in evidenza dai diagrammi riportati successivamente (Figura 3.83 - Figura 3.84):

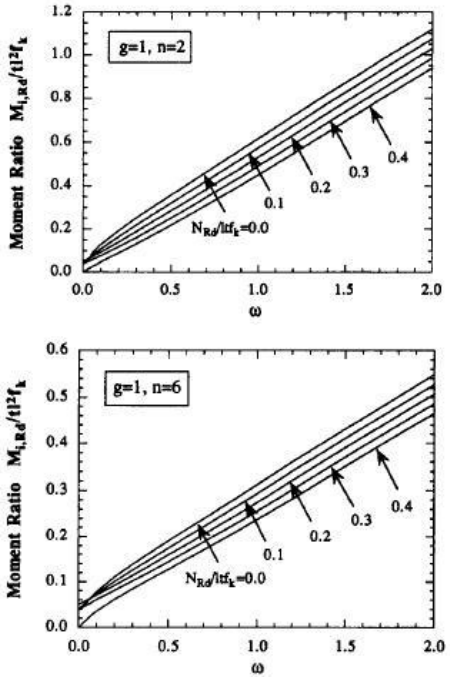


Figura 3.83

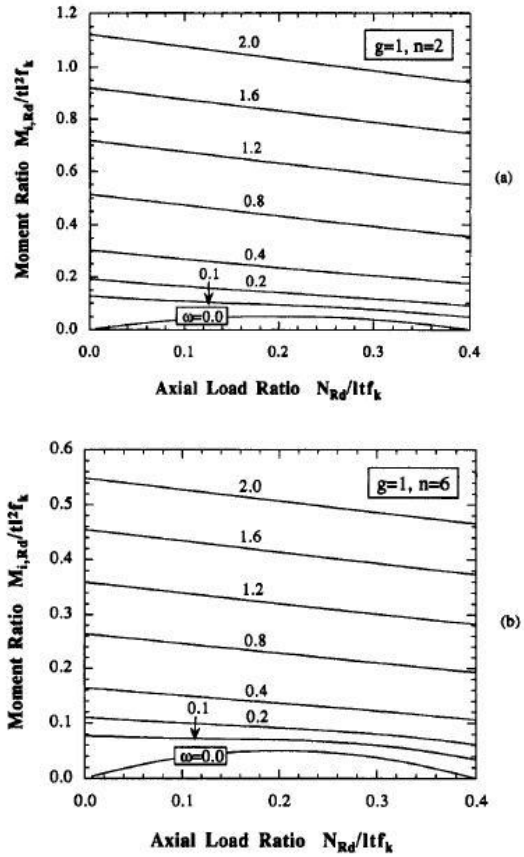


Figura 3.84

Rottura per scollamento

Lo scollamento inizia quando finisce la capacità del laminato di portare la più alta tensione, e riguarda l'n-esimo laminato dove le tensioni all'interfaccia parete-FRP sono massime. Assumendo che le tensioni lungo l'n-esimo strato di FRP siano costanti (visto le ridotte dimensioni del laminato rispetto al resto della sezione), lo scollamento può essere trattato con la procedura approssimata di Roberts (1989). Questa procedura fornisce il massimo valore della tensione a taglio τ_0, e la massima tensione normale (quella di distacco) σ_0, all'interfaccia tra l'elemento e il rinforzo incollato ad una distanza h_p dalla più alta fibra compressa dell'elemento.

Queste tensioni sono date da:

$$\tau_0 = \left[V_0 + M_0 \cdot \left(\frac{G_a}{E_{frp} \cdot t_{frp} \cdot t_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot \frac{t_{frp} \cdot (h_p - h)}{I}$$

$$\sigma_0 = \tau_0 \cdot t_{frp} \cdot \left(\frac{3 \cdot E_a}{E_{frp} \cdot t_{frp}^3 \cdot t_a} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Dove:

$V_0 =$ Taglio;

$M_0 =$ Momento flettente;

I due termini sopraelencati sono calcolati rispetto al punto in cui il laminato si riduce.

$E_a =$ modulo di Young dell'adesivo;

$t_a =$ spessore dell'adesivo;

$G_a =$ modulo a taglio dell'adesivo;

$t_{frp} =$ spessore del laminato in FRP;

$h =$ profondità dell'asse neutro;

$h_p = \dfrac{l \cdot (1+g)}{2}$;

$I =$ momento d'inerzia della sezione fratturata.

In conclusione, il distacco si verifica quando la combinazione di τ_0 e σ_0 soddisfa il criterio di rottura del substrato, che essendo di natura fragile, collassa per tensioni considerevolmente inferiori a quelle necessarie per produrre la rottura nell'adesivo. La combinazione di V_0 e M_0 che determina un collasso per scollamento è ottenuta dalla seguente condizione:

$$\frac{\sigma_0}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_0^4}{4} + \tau_0^2} = f_{bt}$$

Dove:

$f_{bt} =$ resistenza a trazione dei blocchi della muratura.

Il meccanismo di distacco si può attivare nei rari casi in cui il collasso per flessione nel piano preceda il collasso per taglio nel piano. Di solito la geometria della muratura non favorisce questo tipo di meccanismo che però può comunque essere evitato predisponendo alcuni meccanismi di ancoraggio.

Taglio nel piano con forza assiale

Infine si esamina il caso di muratura rinforzata con FRP sottoposta ad azioni di taglio V_{Rd} con forza assiale N_{Rd} (Figura 3.85).

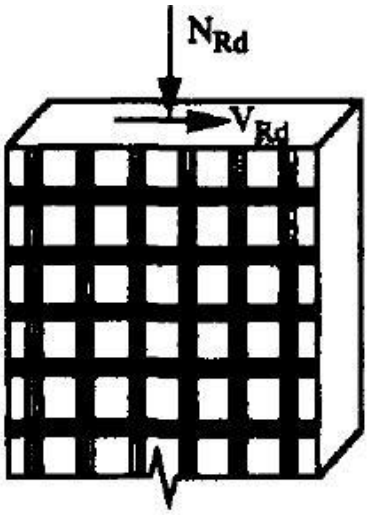


Figura 3.85

Sulle basi delle recenti formule di normativa, come l'Eurocodice 6, l'analisi e il progetto della muratura rinforzata rispetto a taglio è basata sull'assunto che il contributo di resistenza a taglio è fornito dalla somma di due termini. Il primo termine V_{Rd1}, riguarda il contributo della muratura non lesionata, mentre il secondo termine V_{Rd2}, riguarda l'effetto del rinforzo a taglio. In accordo con l'Eurocodice 6, la resistenza a taglio della muratura rinforzata è data da:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot d}{\gamma_M} + V_{Rd2} \leq \frac{0.3 \cdot f_k \cdot t \cdot d}{\gamma_M}$$

Dove:

$d =$ profondità effettiva, che nel caso di muratura con svariati strati di rinforzo è presa pari a $0.8 \cdot l$

$$f_{vk} = \min\left\{ f_{vk0} + 0.4 \cdot \frac{N_{Rd}}{l \cdot t}, f_{vk,\max} \right\};$$

$$f_{vk0} = 0.1 - 0.3MPa$$

Il contributo del rinforzo in FRP alla resistenza a taglio è difficile da quantificare. Il contributo del rinforzo verticale è trascurabile per l'alta flessibilità dei laminati, in combinazione con il loro distacco locale nei pressi delle lesioni. L'unica resistenza meccanica fornita dal rinforzo è quella fornita dai laminati orizzontali, che può essere modellato analogamente all'armatura del calcestruzzo armato.

Il contributo del rinforzo è fornito come segue:

$$V_{Rd2} = \rho_h \cdot E_{frp} \left(r \cdot \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\gamma_{frp}} \right) \cdot t \cdot 0.9 \cdot d$$

Dove:

$r =$ fattore di efficienza del rinforzo che dipende sull'esatto meccanismo di collasso dell'FRP (distacco dell'FRP o rottura per trazione);

$\gamma_{frp} =$ coefficiente di sicurezza parziale.

Perciò l'espressione può essere riscritta come:

$$V_{Rd2} = \frac{0.7}{\gamma_{frp}} \cdot \rho_h \cdot E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp,e} \cdot l \cdot t$$

Dove:

$\varepsilon_{frp,e} =$ deformazione effettiva dell'FRP, unica incognita necessaria per determinare il contributo del FRP per la resistenza a taglio.

Si può infine scrivere che la resistenza a taglio della muratura rinforzata in FRP è dato da:

$$\frac{V_{Rd}}{f_k \cdot l \cdot t} = \frac{0.8}{\gamma_M} \cdot \min\left(\frac{f_{vko}}{f_k} + 0.4 \cdot \frac{N_{Rd}}{f_k \cdot l \cdot t} \cdot \frac{f_{vk,\max}}{f_k} \right) + \frac{0.7}{\gamma_{frp}} \cdot \omega_h \cdot \frac{\varepsilon_{frp,e}}{\varepsilon_{M,u}} \leq \frac{0.25}{\gamma_M}$$

Dove:

$$\omega_h = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_{frp}}{f_k} \cdot \rho_h$$

L'espressione per il calcolo di $\varepsilon_{frp,e}$ è stata ottenuta da Triantafillou nello studio di elementi in cls rinforzati con FRP ed è qui riportata:

$$\varepsilon_{frp,e} = 0.0119 - 0.0205 \cdot \left(\rho_h \cdot E_{frp} \right) + 0.0104 \cdot \left(\rho_h \cdot E_{frp} \right)^2$$

E_{frp} è espresso in GPa.

Per ottenere un risultato più concreto in merito al contributo dell'FRP nella resistenza a taglio sono stati ricavati dei diagrammi per caratteristiche meccaniche tipiche della muratura:

$\varepsilon_{M,u} = 0.0035$

$\gamma_M = 2.5$

$f_k = 5MPa$

$\gamma_{frp} = 1.15$

$f_{vko} = 0.2MPa$

$f_{vk,\max} = 0.5MPa$ oppure $f_{vk,\max} = 1.0MPa$

Dai diagrammi riportati (Figura 3.86) si può dimostrare che il contributo alla resistenza è considerevole e che si raggiunge un contributo rilevante già per bassi livelli di ω_h .

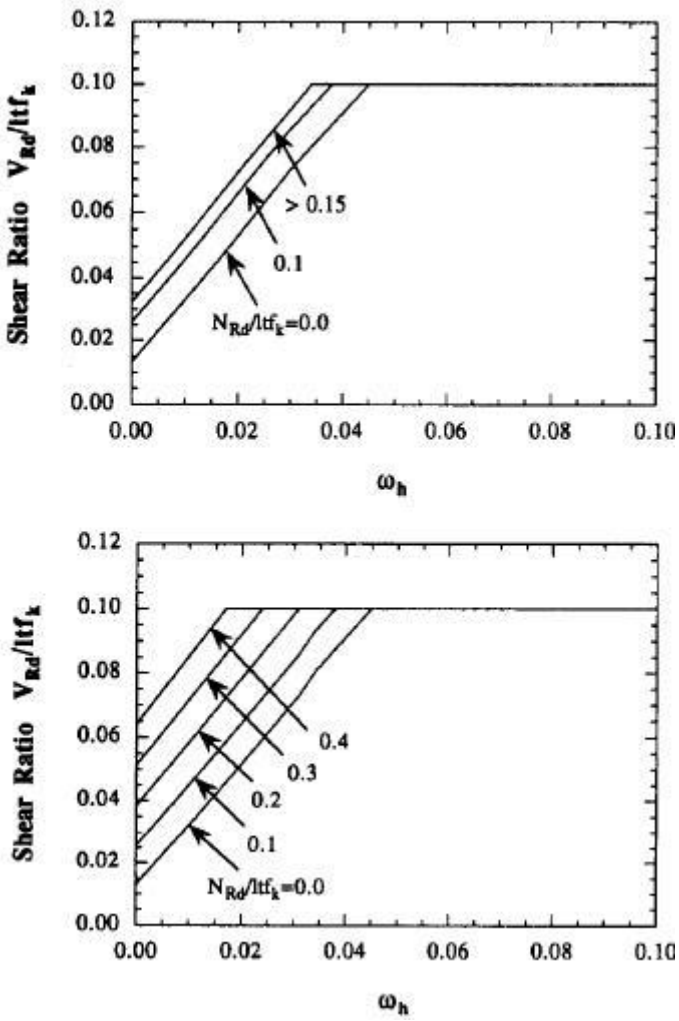


Figura 3.86

Programma sperimentale

La campagna sperimentale si è svolta su un totale di 12 pannelli testati con prove di flessione in 4 punti, statiche. 6 pannelli sono stati testati per azioni fuori dal piano e 6 sono stati testati per azioni nel piano, per studiare i meccanismi di collasso dei pannelli rinforzati e la relativa capacità di carico. I provini sono costituiti da 20 mattoni forati di dimensioni pari a 80x120x190 mm^3 impilati in un singolo pannello come mostrato in figura (Figura 3.87 - Figura 3.88).

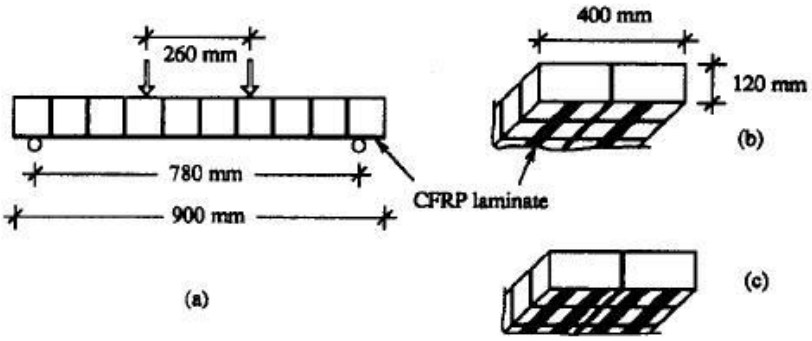


Figura 3.87

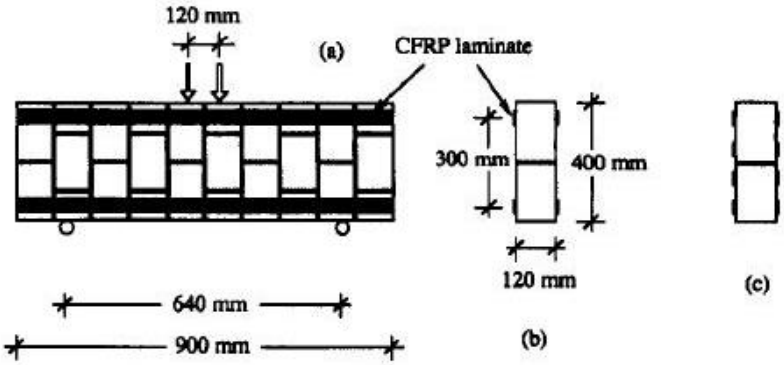


Figura 3.88

I pannelli hanno una sezione di 120x400 mm^2, e una lunghezza di 900 mm. In entrambi i gruppi, 4 pannelli sono stati rinforzati con laminati in fibra di carbonio CFRP spessi 1 mm e larghi 50 mm immersi in una resina epossidica. I restanti pannello sono stati utilizzati "as-built" come controllo. 3 provini più corti (350 mm anziché 900 mm) sono stati utilizzati per determinare la resistenza a compressione e il modulo elastico della muratura. La malta utilizzata è costituita da cemento, limo e sabbia nel rapporto 1:1:5 in riferimento al peso. La malta è stata testata a compressione tramite cubetti di 50 mm. Infine sono stati testati 6 mattoni forati a trazione diretta per determinarne la resistenza. Il rinforzo dei pannelli testati attraverso flessione fuori dal piano è consistito in 2 laminati in CFRP incollati alla loro faccia in trazione. Prima di incollare il rinforzo, la superficie della muratura è stata preparata e pulita. Come risultato si è avuto uno spessore dell'adesivo pari a 1.5 mm. I pannelli testati per azioni di flessione nel piano sono stati rinforzati simmetricamente su entrambe le facce con 2 o 4 paia di laminati in CFRP. Tutti i pannelli sono stati caricati con un martinetto idraulico di frequenza pari a 0.05 mm/sec e sono stati misurati il carico applicato e lo spostamento nella mezzeria del pannello.

La malta ha presentato una resistenza a compressione media di 5.4 MPa. I mattoni forati hanno presentato una resistenza a trazione media di 1.47 MPa. I campioni di muratura testati a compressione hanno mostrato una resistenza media di 3.57 MPa. Ma in assenza di un numero valido di dati sperimentali che possa fornire un valore di f_k accettabile, è pensabile che sia una scelta razionale prendere in considerazione o la resistenza minima misurata (3.23 MPa), o dividere la resistenza media per un termine pari a 1.2 (3.57/1.2=2.98 MPa). Nella fattispecie si sceglie di prendere un valore di f_k pari a 3 MPa. Si è ottenuto un valore medio del modulo elastico dei muretti pari a 3.8 GPa.

Tutti i quattro pannelli rinforzati con CFRP e caricati con azioni fuori dal piano hanno mostrato un collasso per rottura della muratura nella zona compressa, indicando un collasso per flessione. I risultati relativi ai pannelli caricati fuori dal piano sono riportati nel grafico e nella tabella successiva (Figura 3.89 - Tabella 3.27):

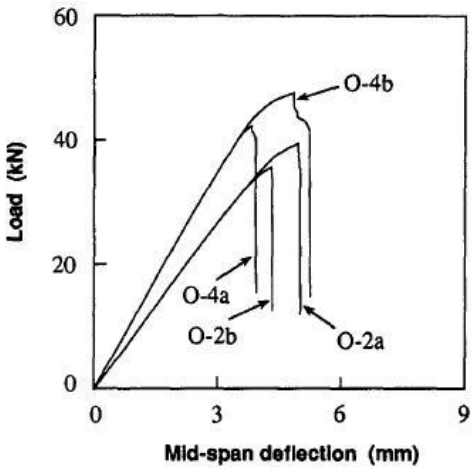


Figura 3.89

Specimen (1)	CFRP area fraction, ρ_v (2)	Experimental failure load (kN) (3)	Theoretical failure load (kN) (4)
0.2a	0.00208	40.40	41.53
0.2b	0.00208	36.05	41.53
0.4a	0.00416	43.10	48.59
0.4b	0.00416	49.95	48.59

Tabella 3.27

Le corrispondenti grandezze, ricavate teoricamente, sono state basate sui seguenti valori:

$$f_k = 3MPa$$

$$E_{frp} = 150MPa$$

$$\varepsilon_{M,u} = 0.0035$$

$$\gamma_M = 1$$

Si può notare come la congruenza tra risultati sperimentali e analitici sia eccellente, con un errore al massimo del 15%. I due pannelli non rinforzati hanno riportato la rottura per flessione fuori dal piano per valori del carico pari a 4.05 e 4.7 kN, valori molto più bassi rispetto ai pannelli rinforzati. I quattro pannelli rinforzati, sottoposti ad azioni nel piano, hanno riportato una rottura prematura per scollamento del rinforzo.
I valori teorici utilizzati sono stati di:

$$E_a = 7GPa$$

$$V_o = \frac{P_f}{2}$$

$$M_0 = 0$$

Si riporta la tabella (Tabella 3.28) con i risultati ottenuti:

Specimen (1)	CFRP area fraction, ρ_v (2)	n (3)	g (4)	Experimental failure load (kN) (5)	Theoretical Failure Load (kN)	
					Crushing (6)	Peeling-off (7)
1-2a	0.00416	2	0.75	81.0	171.8	61.2
1-2b	0.00416	2	0.75	88.7	171.8	61.2
1-4a	0.00832	4	0.75	103.1[a] (152.0)	172.1	86.5
1-4b	0.00832	4	0.75	94.9[a] (141.5)	172.1	86.5

[a]This is the value of the load at which peeling-off of the bottom laminate started. The ultimate failure load is given in ( ).

Tabella 3.28

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Prove di flessione su 4 punti in piano e fuori piano (900x400x120mm^3)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali		
	f_t [MPa]	f_c [MPa]	E [GPa]
Forati in argilla (80x120x190mm^3)	1.47	-	-
Malta *(cemento:limo:sabbia)*	-	5.4	-
Lamine di CFRP (spes. 1mm, largh. 50mm)	-	-	150
3 Provini di muratura (120x400x350mm^3)	-	3.0	3.8
adesivo (spessore 1.5 mm)	-	-	-

Provini testati e caratteristiche							Risultati sperimentali			
Nome	n.ro lamine	area fraction ρv [-]	lato	modalità di carico	modalità di collasso	Area rinforzo nella sezione [mm^2]	Pmax [kN]	media	load failure teorico [kN]	peeling [kN]
URM 1				fuori piano			38.325			
URM 2				fuori piano			37.675			
O.2a	2	0.002	lato trazione	fuori piano	rott flex	100	40.4	42	41.53	
O.2b	2	0.002	lato trazione	fuori piano	rott flex	100	36.05		41.53	
O.4a	4	0.004	lato trazione	fuori piano	rott flex	200	43.1		48.59	
O.4b	4	0.004	lato trazione	fuori piano	rott flex	200	49.95		48.59	
URM 3				nel piano			83.825			
URM 4				nel piano			77.725			
I.2a	2	0.004	ambo i lati	nel piano	distacco rinforzo	200	81	91	171.8	61.2
I.2b	2	0.004	ambo i lati	nel piano	distacco rinforzo	200	88.7		171.8	61.2
I.4a	4	0.008	ambo i lati	nel piano	distacco rinforzo	400	103.1		172.1	86.5
I.4b	4	0.008	ambo i lati	nel piano	distacco rinforzo	400	94.9		172.1	86.5

3.1.3.3. Malta rinforzata [Textile-reinforced mortar (TRM)] vs FRP come materiale di rinforzo per pannelli in muratura: cicli di carico nel piano (Papanicolau-Triantafillou-Karlos-Papathanasiou, 2007)

La sperimentazione è stata svolta su tre Serie di pannelli murari.

I pannelli della Serie A (pannelli a taglio) misurano 1300 mm in altezza e 800 mm in larghezza (Figura 3.90).

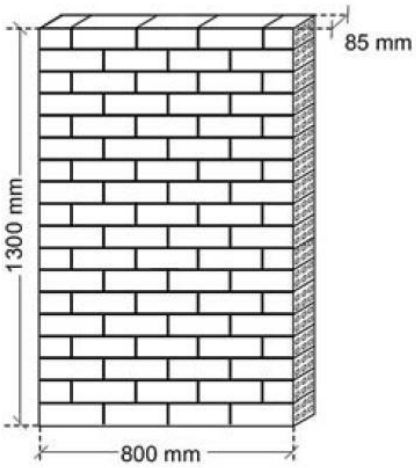


Figura 3.90

I pannelli della Serie B (colonne) misurano 1300 mm in altezza e 400 mm in larghezza (Figura 3.91).

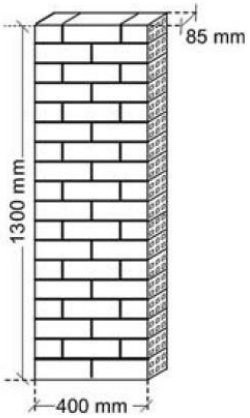


Figura 3.91

I pannelli della Serie C (travi) misurano 400 mm in altezza e 1300 mm in larghezza (Figura 3.92).

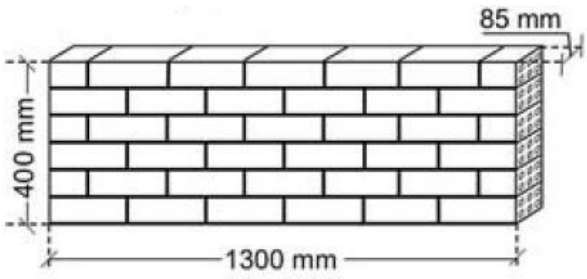


Figura 3.92

Tutti i pannelli sono stati realizzati in laboratorio, utilizzando mattoni forati di dimensioni 185x85x60 mm^3 (Figura 3.93) e uno spessore dei giunti di malta pari a 10 mm.

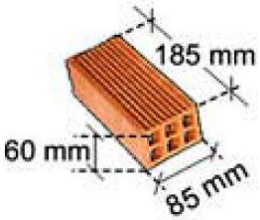


Figura 3.93

Due sono stati gli aspetti più rilevanti studiati: l'utilizzo di una malta inorganica rispetto ad una matrice di resina per il tessuto di rinforzo e il numero di strati del rinforzo (1 o 2, applicati su entrambi i lati). Nei provini della serie A e B è stato studiato anche l'influenza dell'applicazione di un carico assiale simultaneamente a quello applicato nella direzione trasversale.

Successivamente, solo per i provini della serie A, è stato sperimentato l'utilizzo del NSM, con fibre in carbonio CFRP applicate in dei bed slots (scanalature nella muratura), e il loro comportamento è stato messo a confronto con quello dei rinforzi tessili.

Si deve mettere in evidenza come il lavoro riguardi essenzialmente il confronto tra modalità di rinforzo, quindi nelle sperimentazioni non si è utilizzato un ammontare realistico di rinforzo che nella realtà sarà poi ottimizzato per far fronte alle esigenze di progetto.

I provini della Serie A consistono in: 1 provino di controllo (senza rinforzo), 2 provini rinforzati uno con 1 strato e uno con 2 strati di rinforzo in TRM su entrambe le facce, 2 rinforzati con resina epossidica e uno rinforzato con cinque 5 di NSM CFRP per faccia posizionate ogni 3 file di mattoni.

In realtà sono stati realizzati 2 gruppi relativi alla Serie A, che poi sono stati testati sotto condizioni di carico a compressione differenti: uno moderato, al 10% della resistenza a

compressione della muratura e uno basso, al 2.5% della resistenza a compressione della muratura.

Sia i provini di Serie B che i provini di Serie C includono: 1 provino di controllo (non rinforzato), 2 provini rinforzati con TRM su entrambi i lati (con uno o due strati di rinforzo), 1 provino rinforzato con resina epossidica su entrambi i lati. I 4 provini della Serie B sono stati testati sotto un livello di compressione moderato pari al 10% della resistenza a compressione del pannello. 3 pannelli successivi (uno non rinforzato e altri due rinforzati con TRM con uno e due strati) sono stati sottoposti ad un livello di compressione più alto, pari al 25% della resistenza a compressione del pannello. I provini della serie C sono stati testati senza l'applicazione di una forza assiale.
I provini sono stati identificati con una sigla del tipo:

$$Y_XN_Z$$

Dove;

$Y =$ denota la serie di appartenenza del provino;

$X =$ denota il tipo di legante utilizzato;

$N =$ denota il numero di strati del rinforzo;

$Z =$ denota il livello di compressione applicato.

Per identificare i provini di controllo e quelli rinforzati con il sistema NSM, al posto del termine XN sono stati utilizzati rispettivamente le voci C e NSM5.
Le prove di compressione sui mattoni forati hanno restituito una resistenza a compressione in direzione parallela ai fori di 8.9 MPa, e una resistenza a compressione in direzione perpendicolare ai fori di 3.7 MPa.
La malta è stata costituita da cemento:limo:sabbia in rapporto di volume tra loro 1:2:10, e per peso il rapporto acqua/cemento è stato preso pari a 0.8. La malta è stata sottoposta a prove a flessione su provini di 40x40x160 mm^3, a 28 giorni di maturazione, e ha mostrato una resistenza di 1.17 MPa. Le prove di compressione invece sono state svolte sulle parti fratturate dei prismi utilizzati per misurare la resistenza a flessione, e hanno restituito una resistenza di 3.91 MPa.
Per i pannelli rinforzati si è utilizzata una fibra di carbonio commerciale con la stessa quantità di materiale nelle due direzioni ortogonali (Figura 3.94).

Figura 3.94

Le fibre non sono state intrecciate, sono state semplicemente poste una sull'altra, e collegate attraverso una griglia secondaria in polipoprilene (Figura 3.95).

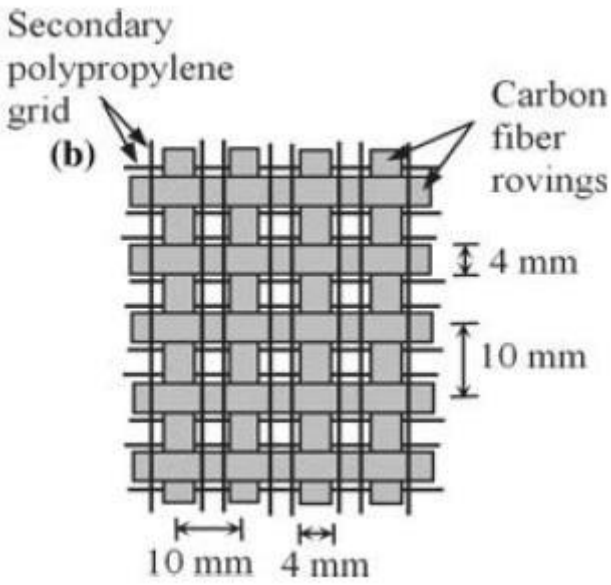


Figura 3.95

Ogni striscia di carbonio è larga 4 mm e distanziata dalla successiva di 6 mm. Il peso delle fibre di carbonio nel tessuto è di 168 g/m^2, e lo spessore nominale di ogni strato è di 0.047 mm. Le fibre di carbonio offrono una resistenza a trazione di 3.350 MPa e un modulo elastico di 225 GPa.

Per i pannelli rinforzati con la malta come materiale collante, è stata usato un collante inorganico, costituito da cemento e polimeri nel rapporto 10:1 per peso, e il rapporto collante/acqua è stato di 3.3:1 per peso. La malta risultante ha avuto una consistenza plastica con una buona lavorabilità in modo da essere facilmente applicata alla superfici verticali. Si sono ricavate la resistenza a flessione (5.57MPa) e la resistenza a compressione (31.36MPa), esattamente nello stesso modo in cui queste grandezze sono

state ricavate per la malta di giunzione dei mattoni forati. La resina epossidica utilizzata per il rinforzo dei provini rinforzati con il sistema FRP, presenta una resistenza a trazione di 30MPa e un modulo elastico di 3.8GPa.

L'applicazione delle strisce di CFRP nel sistema di rinforzo in NSM è stata possibile attraverso la realizzazione di scanalature nella malta quando questa fosse ancora fresca, e venisse effettuata la pulizia delle stesse attraverso aria compressa e acqua. Poi le scanalature sono state riempite con una malta a base di cemento evitando di intrappolare l'aria e le strisce di composito sono state inserite nelle scanalature finchè fosse raggiunta l'immersione completa. Successivamente ogni residuo di malta in eccesso è stato tolto e, utilizzando una cazzuola, sono state allineate al resto della parete le parti interessate dalle scanalature. La malta di riempimento consiste in sospensioni di resina epossidica, cemento e materiali supplementari cementizi ottenendo così una consistenza adatta alle applicazioni verticali. Questa malta ha presentato una resistenza a compressione di 40 MPa e una resistenza a trazione di 9 MPa.

Le strisce utilizzate per il rinforzo NSM sono state fibre di carbonio immerse in una matrice di resina epossidica, risultanti in strisce di sezione pari a 2x16 mm^2, fornite dai rivenditori in nastri lunghi 76m. Le strisce hanno un modulo elastico di 225 GPa e un rapporto volumetrico del 40%. Per queste strisce sono garantite una resistenza a trazione di 2070 MPa, un modulo elastico di 125GPa e una deformazione ultima dello 0.17%. Per l'applicazione, le strisce sono state tagliate per avere una larghezza di 7.5 mm.

Per evitare il collasso prematuro dei provini non rinforzati o rinforzati con il sistema NSM a causa dello spostamento e del posizionamento degli stessi per i test, è stato applicato una strato spesso 15 millimetri di intonaco in due applicazioni. È stato prima applicato 1 strato sulla muratura nuda, dopo di che è stato applicato un nuovo strato sull'intonaco ancora fresco ma già stabile. Questo intonaco a 28 giorni di maturazione ha presentato una resistenza a compressione di 4 MPa.

L'applicazione del rinforzo in TRM o in FRP è avvenuta attraverso i seguenti passi:

- Applicazione del legante (malta o resina epossidica) sulla superficie pulita del substrato;
- Posizionamento delle fibre a mano e mediante un rullo;
- Applicazione del secondo strato di legante, con il primo strato ancora fresco.

Gli strati di malta hanno presentato uno spessore di circa 2 mm e il tessuto del rinforzo è stato pressato nella malta affinchè l'immersione nel legante fosse ottimale (Figura 3.96).

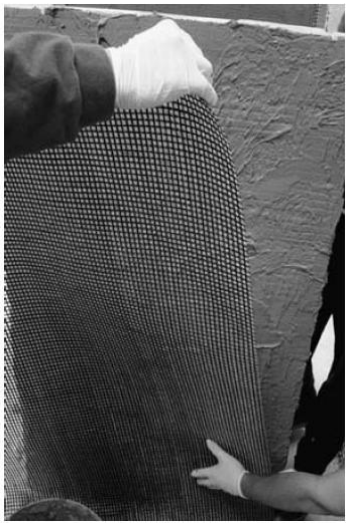


Figura 3.96

Con lo scopo di ricavare la resistenza a compressione del muro in direzione parallela e perpendicolare ai giunti di malta, sono stati assemblati 6 piccoli muretti (tre per ogni direzione di carico) . Questi due muretti tipo, misurano 390x85x420 mm^3 e sono costituiti degli stessi materiali utilizzati nel resto della campagna sperimentale.

Per i muretti caricati parallelamente ai giunti di malta, si sono ottenuti valori della resistenza a compressione , del modulo di elasticità e della deformazione ultima pari a 4.3MPa, 1.94 GPa e 0.22%.

Per i muretti caricati ortogonalmente ai giunti di malta si sono ottenuti i valori della resistenza a compressione, del modulo elastico e della deformazione ultima pari a 2.0MPa, 1.7 GPa e 0.12%.

In caso di pannelli caricati parallelamente ai giunti di malta si è avuta una rottura fragile e improvvisa. Nel caso di pannelli caricati ortogonalmente ai giunti di malta si è avuta una rottura meno improvvisa e fornita da lesioni che attraversavano verticalmente il muretto interessando i giunti di malta.

Descrizione dei test

Tutti i provini sono stati soggetti a cicli di carico nel piano utilizzando un elemento d'acciaio rigido, eccetto per i provini di controllo nelle serie B e C, che sono stati testati sotto carico monotono. I provini della serie A sono stati caricati come una mensola verticale caricata con una forza concentrata in sommità a 1.10 m di distanza dalla base fissata. I provini della serie B e della serie C sono stati testati attraverso prove di flessione in tre punti a distanza di 1.17 m e 1.12 m rispettivamente. Si riportano di

seguito le immagini (Figura 3.97 - Figura 3.98) relative ai test svolti sui provini di Serie A e serie B.

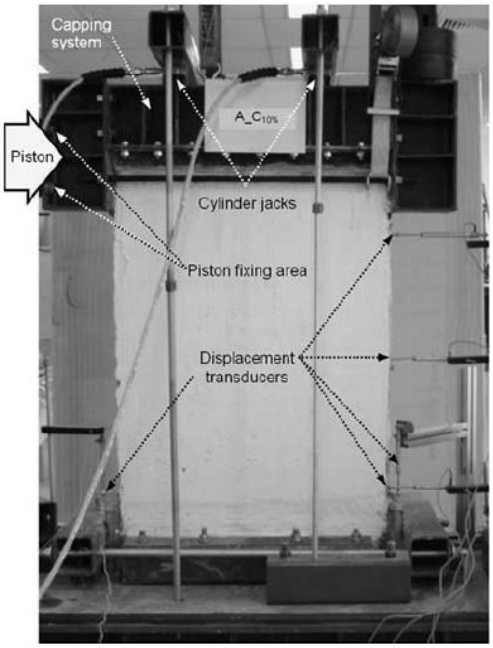


Figura 3.97

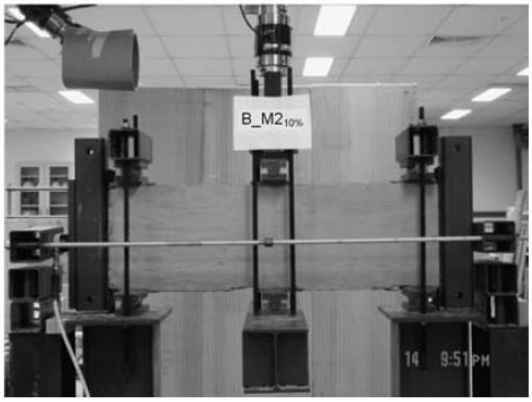


Figura 3.98

I test svolti sui provini della Serie C sono stati praticamente identici a quelli della serie B con la differenza che non vi è stato applicato una carico assiale e la campata ha avuto una distanza leggermente diversa (1.12 m).

Si è inteso così simulare le sollecitazioni applicate sugli architravi durante gli eventi sismici.

L'applicazione dei cicli di carico consiste in una serie di cicli in cui si aumenta progressivamente lo spostamento in entrambe le direzioni (push and pull). L'incremento

dello spostamento è di 1 mm e un singolo ciclo di carico è stato applicato per ogni livello di amplificazione. La prova è stata fermata al raggiungimento della capacità ultima. Si riporta un grafico (Figura 3.99) relativo all'andamento degli spostamenti durante un ciclo di carico.

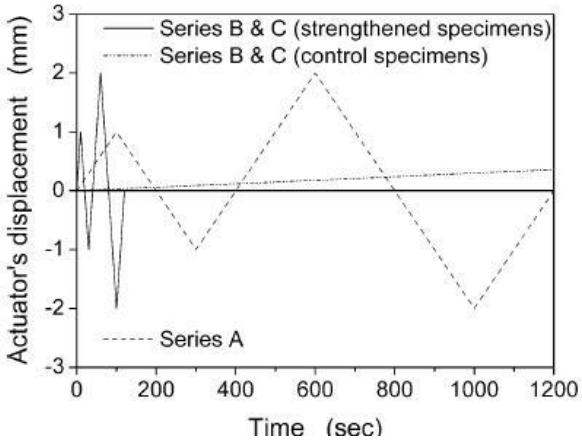


Figura 3.99

I risultati sono esplicitati attraverso grafici carico-spostamento nel piano.
Nella tabella di seguito riportata (Tabella 3.29) vi sono le seguenti grandezze misurate:

- $P_{\max}^{+}$ e $P_{\max}^{-}$ = valori di picco del carico nelle due direzioni;
- δ_u^{+} e δ_u^{-} = spostamento misurato in condizione di collasso (quando dopo il picco vi è una riduzione del 20% del carico portato);
- Energia di dissipazione;
- Modo di collasso;
- Direzione in cui si verifica il collasso.

Specimen notation	Peak load (kN)		Displacement at failure[a] (mm)		$\frac{P_{max}}{P_{max,C}}$	$\frac{\delta_u}{\delta_{u,C}}$	Cumulative dissipated energy (kN mm)		Failure mode (Failure direction)
	Push	Pull	Push	Pull					
Series A							Cycle 5	Cycle 10	
A_C$_{10\%}$	6.35	5.74	0.69	0.65	1.00	1.00	–	–	Rocking (Push)
A_R1$_{10\%}$	42.11	40.16	9.28	8.12	7.00	12.49	97.65	537.51	FRP fracture (Pull)
A_R2$_{10\%}$	44.31	43.21	7.52	7.77	6.98	10.90	86.12	669.79	Toe crushing (Push)
A_M1$_{10\%}$	32.23	30.52	9.29	9.39	5.08	13.46	94.81	474.36	Toe crushing (Push)
A_M2$_{10\%}$	39.18	36.25	9.36	9.00	6.17	13.57	103.64	583.00	Toe crushing (Push)
A_NSM5$_{10\%}$	6.47	6.35	0.85	0.66	1.02	1.23	–	–	Rocking (Push)
A_C$_{2.5\%}$	1.95	1.83	0.70	0.75	1.00	1.00	–	–	Rocking (Push)
A_R1$_{2.5\%}$	37.48	39.92	7.93	8.38	19.22	11.33	67.58	350.91	FRP fracture (Push)
A_R2$_{2.5\%}$	49.56	53.34	8.00	–[b]	25.42	11.43	91.71	435.22	Toe crushing (Push)
A_M1$_{2.5\%}$	25.27	24.29	11.44	10.37	13.27	13.83	83.44	365.39	Toe crushing (Pull)
A_M2$_{2.5\%}$	35.52	36.25	9.24	9.03	18.22	13.20	79.66	416.26	Toe crushing (Push)
Series B							Cycle 2	Cycle 3	
B_C$_{25\%}$	19.20	–	2.05	–	1.00	1.00	–	–	Flexure
B_M1$_{25\%}$	46.14	33.45	3.26	4.04[c]	2.40	1.59	31.98	92.45	Crushing[d] (Push)
B_M2$_{25\%}$	47.61	43.21	4.43	4.27	2.48	2.16	41.07	137.18	Crushing[d] (Push)
B_C$_{10\%}$	15.91	–	0.80	–	1.00	1.00	–	–	Flexure
B_R1$_{10\%}$	48.57	40.65	2.21	3.24	3.05	2.76	37.92	104.66	Crushing[d] (Push)
B_M1$_{10\%}$	41.74	31.10	5.18	6.79	2.62	6.48	34.46	88.67	Crushing[d] (Push)
B_M2$_{10\%}$	60.13	47.29	5.12	5.56	3.78	6.40	37.48	103.40	Crushing[d] (Push)
Series C							Cycle 2	Cycle 3	
C_C	8.24	–	0.82	–	1.00	1.00	–	–	Flexure
C_R1	58.62	49.69	2.08	3.45	7.11	2.54	43.34	118.17	Crushing[d] (Push)
C_M1	38.82	31.98	9.41	10.72	4.71	11.48	50.77	118.72	TRM debonding (Push)
C_M2	58.84	46.14	2.41	2.82	7.14	2.94	54.23	139.21	Crushing[d] (Push)

[a] Displacements are measured at top for Series A and at mid-span for Series B and C; for specimens which displayed rocking (A_C$_{10\%}$, A_C$_{2.5\%}$ and A_NSM5$_{10\%}$) δ_u corresponds to the point of heel lifting-off of the footing

[b] A threaded rod (part of the base fixing assembly) failed at pull direction

[c] Failure in the push direction did not permit completion of the displacement cycle; here, δ_u^- corresponds to 88% of P_{max}^-

[d] Brick crushing at mid-span

Tabella 3.29

Gli spostamenti riportati in tabella sono quelli misurati nella posizione del pistone per i provini della Serie A e in mezzeria nei provini di serie B e C.

Sono stati considerati positivi gli spostamenti nella direzione di "*push*".

Nella tabella vi sono anche le grandezze $\frac{P_{max}}{P_{max,C}}$ e $\frac{\delta_u}{\delta_{u,C}}$ in cui sono rapportare le performance dei pannelli rinforzati con i pannelli non rinforzati o detti "di controllo".

Serie A

Sono riportati i grafici (Figura 3.100 - Figura 3.101) contenenti i cicli di carico relativi ai provini della serie A.

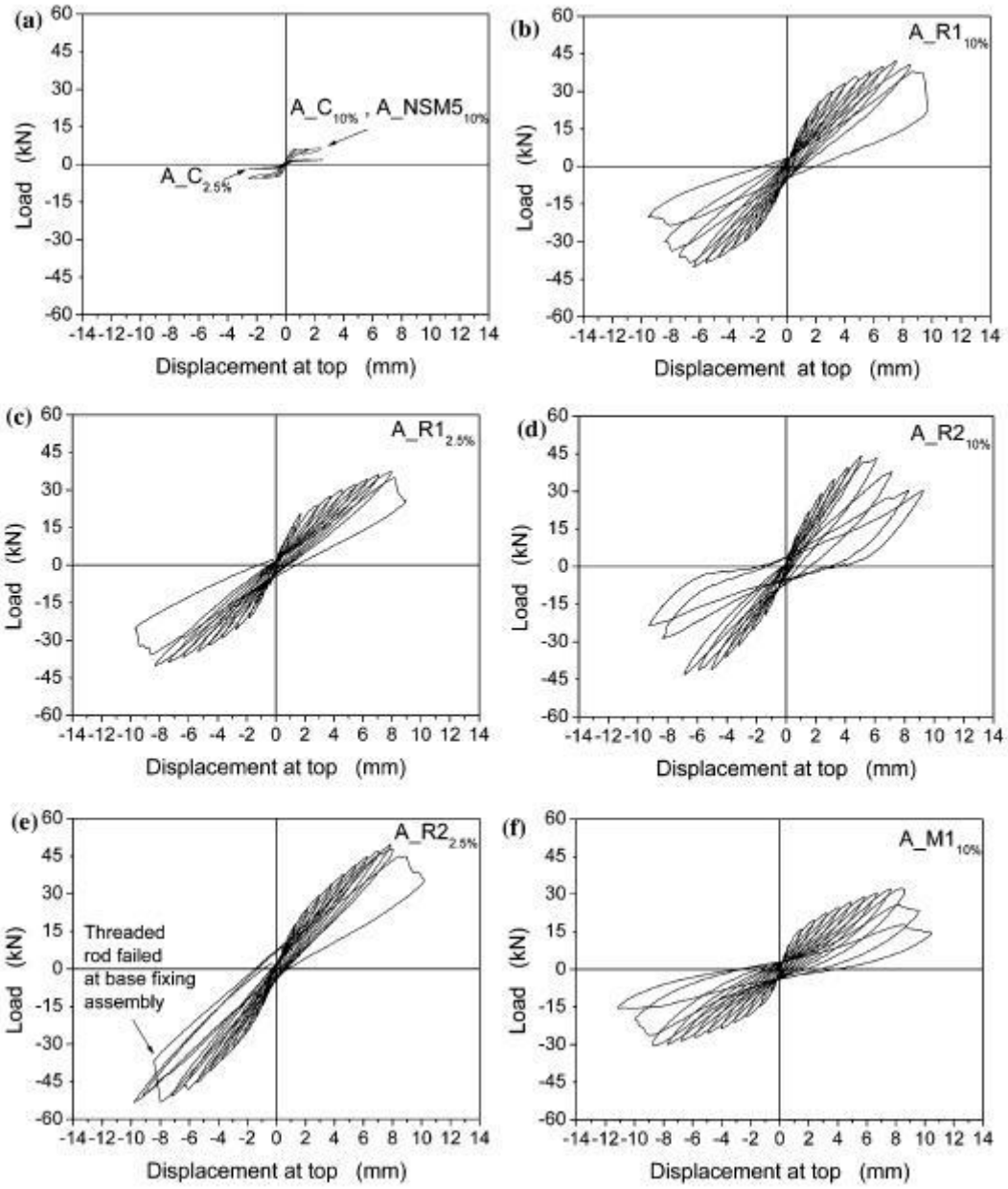

(a)
A_C10%, A_NSM510%
A_C2.5%
(b)
A_R110%
(c)
A_R12.5%
(d)
A_R210%
(e)
A_R22.5%
Threaded rod failed at base fixing assembly
(f)
A_M110%
Load (kN)
Displacement at top (mm)

Figura 3.100

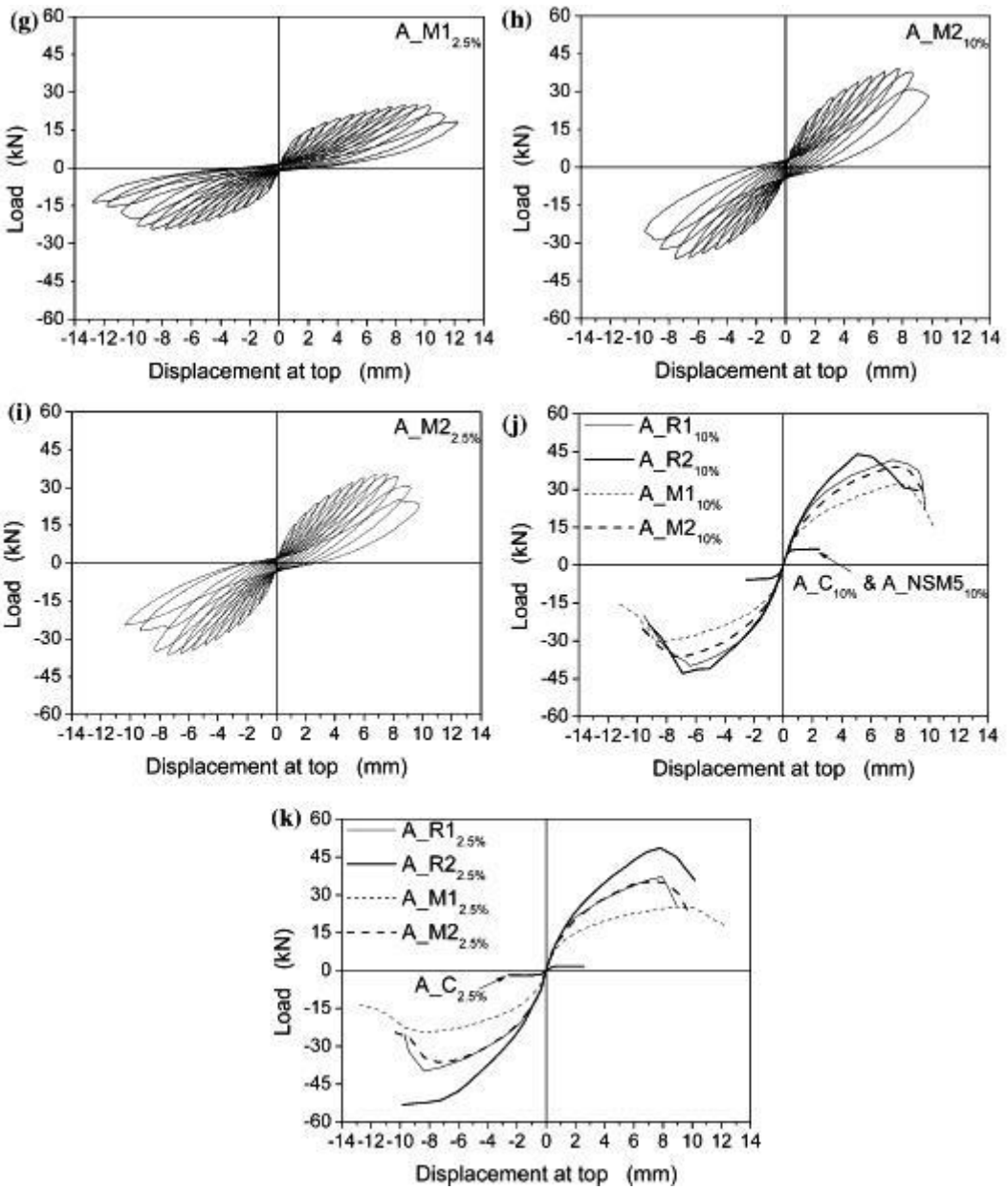


Figura 3.101

I provini di controllo hanno mostrato una rottura nei pressi della base del provino. Si è notata una rotazione quasi rigida del pannello rispetto al piede, dove le fratture si sono propagate lungo due corsi di malta consecutivi. Nella figura (a), il cambio di pendenza identifica il punto in cui vi è la formazione della frattura. Il tipo di rottura riguardante i pannelli non rinforzati è dovuto ai bassi valori del carico assiale applicato e alla snellezza del provino.

Dal momento che la rottura dei provini non rinforzati si manifestava con lesioni orizzontali, si può immaginare come il sistema di rinforzo a strisce orizzontali in NSM non fornisca alcuna resistenza supplementare. Infatti solo qualora i carichi fossero stati

trasmessi lungo la diagonale dei pannelli, le strisce di rinforzo avrebbero garantito il rallentamento della formazione delle fessure.

I pannelli rinforzati con la resina epossidica e un solo strato di rinforzo, pur essendo sottoposti a carichi assiali differenti, hanno mostrato la stessa modalità di collasso. Vi è stata una prima propagazione delle lesioni che hanno interessato mattoni e malta nei primi due cicli di carico. Successivamente si è verificata la rottura del rinforzo nei pressi della base della parete fino al collasso finale (Figura 3.102).

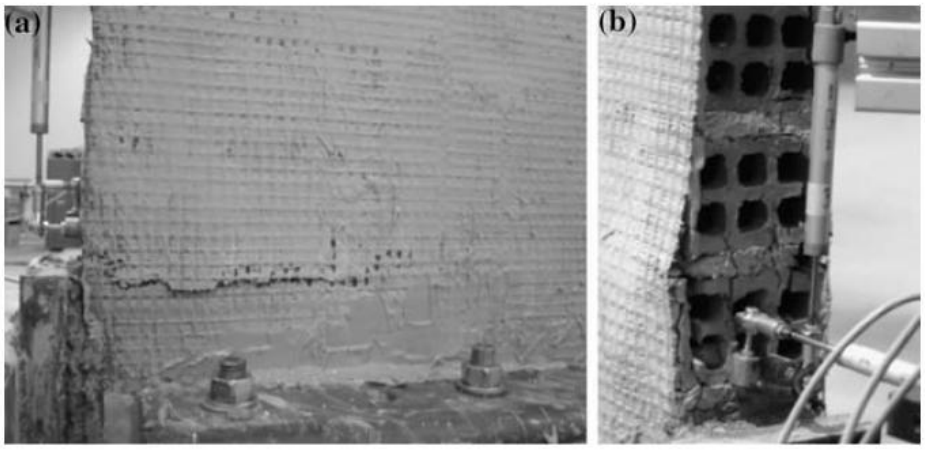


Figura 3.102

I pannelli rinforzati con due strati di FRP hanno avuto un comportamento simile a quelli rinforzati con un solo strato, con un comportamento però più rigido e la frattura del rinforzo solo quando vi sia stata la rottura e il collasso per instabilità al piede del muro. Rispetto ai pannelli rinforzati con un solo strato, quelli rinforzati con due strati sono stati più resistenti e hanno mostrato delle deformazioni minori.

I provini rinforzati con il sistema TRM hanno mostrato un comportamento di propagazione delle fessure e collasso, in tutto e per tutto simile a quello dei pannelli rinforzati in FRP. La differenza maggiore che si è manifestata è stata una resistenza minore rispetto agli FRP, però una capacità deformativa più alta.

Per quanto riguarda l'energia dissipata relativa ai cicli di carico che vanno dal quinto al decimo, si può concludere che i due sistemi presentano la stessa capacità nell'assorbimento dell'energia.

In conclusione il TRM presenta una resistenza inferiore dal 12 al 31 % rispetto al FRP (a seconda di numero di strati e di carico assiale) e una deformazione più alta che va del 14-31%.

Serie B

Si riportano grafici (Figura 3.103) contenenti i cicli d'isteresi dei provini della Serie B:

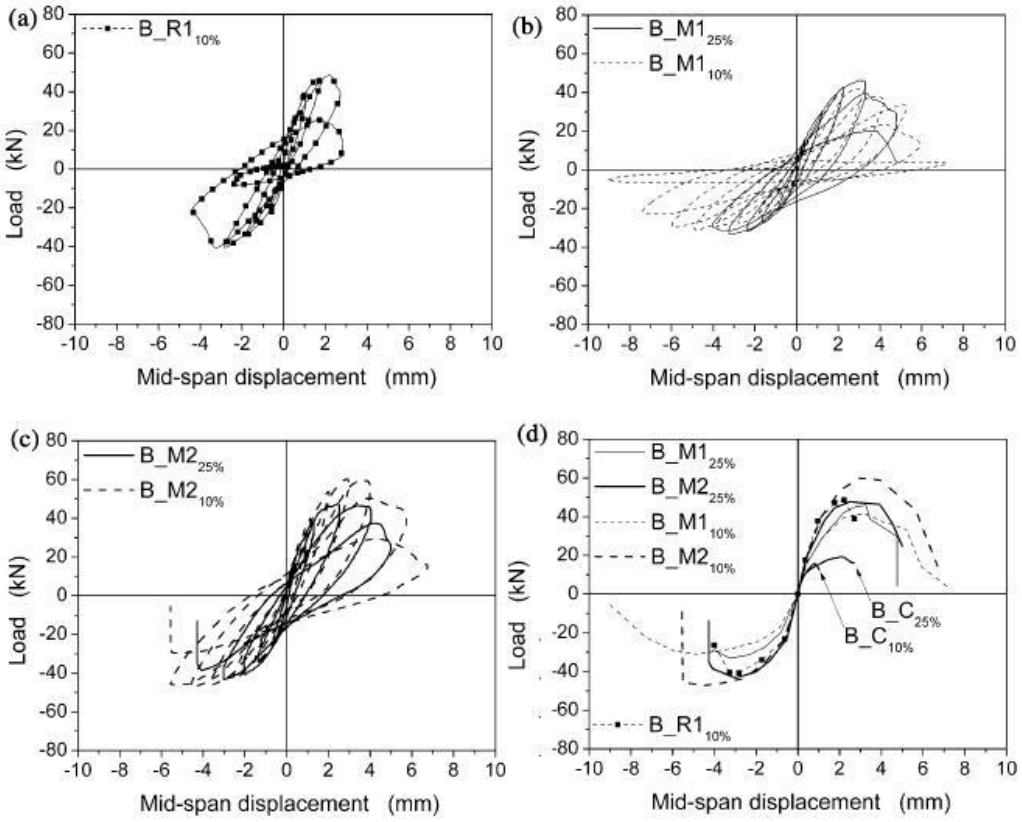


Figura 3.103

I provini di controllo hanno mostrato un collasso per la propagazione della frattura attraverso i giunti di malta. Questo ha dimostrato che il collasso si è verificato per il raggiungimento della resistenza di adesione tra mattoni forati e malta più che per la resistenza a trazione della muratura.

In tutti i provini rinforzati (sia in TRM che in FRP) il collasso si è verificato seguendo due passi:

- Fratture flessionali nei giunti di malta;
- Rottura dei mattoni per compressione nella mezzeria del pannello.

Questa modalità di rottura la si può vedere nelle immagini riportate (Figura 3.104) relative al rinforzo in TRM:

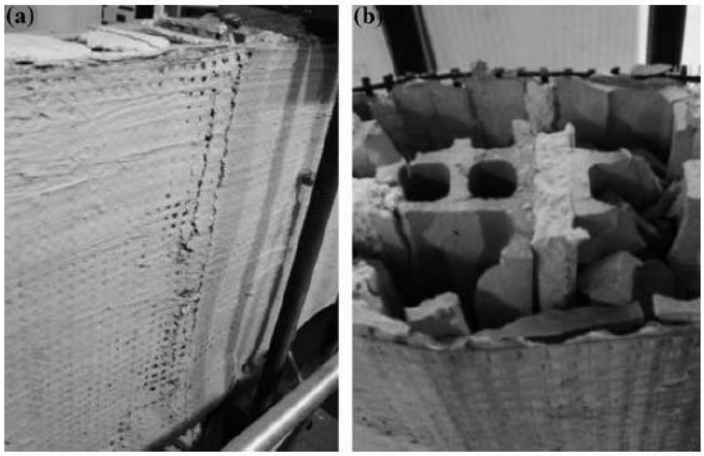


Figura 3.104

L'energia di dissipazione in merito al secondo e terzo ciclo di spostamento è simile per i pannelli rinforzati con un solo strato di FRP o TRM.

Serie C

Si riportano i diagrammi di isteresi relativi ai provini della Serie C (Figura 3.105).

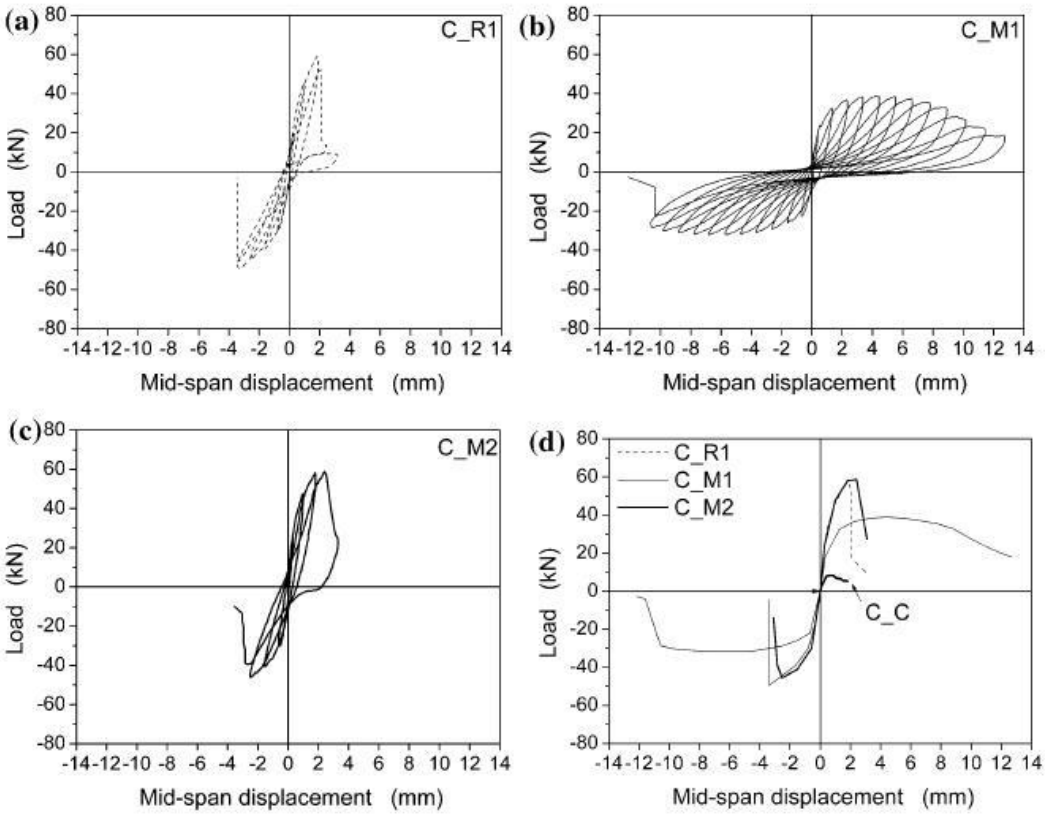


Figura 3.105

La rottura nei provini non rinforzati si è verificata per una singola frattura che si è formata all'interfaccia tra i blocchi, nella mezzeria del pannello che poi si è propagata attraverso i giunti di malta senza causare la rottura dei mattoni.
Nei pannelli rinforzati con la fibra immersa nella resina epossidica, il collasso si è formato attraverso la formazione di lesioni tra le teste dei mattoni nella mezzeria del pannello, controllata per la presenza del rinforzo. Nei cicli seguenti si è verificato il distacco dei mattoni tra di loro e tra mattoni e rinforzo in ogni parte di compressione del ciclo che si è concluso con la rottura per compressione dei mattoni in mezzeria (Figura 3.106).

Figura 3.106

La rottura nei provini rinforzati con il sistema in TMR è stato diverso e ha seguito i seguenti passi:

- Fratture per flessione più distribuite;
- Scollamento del rinforzo dai mattoni più estesa (Figura 3.107)

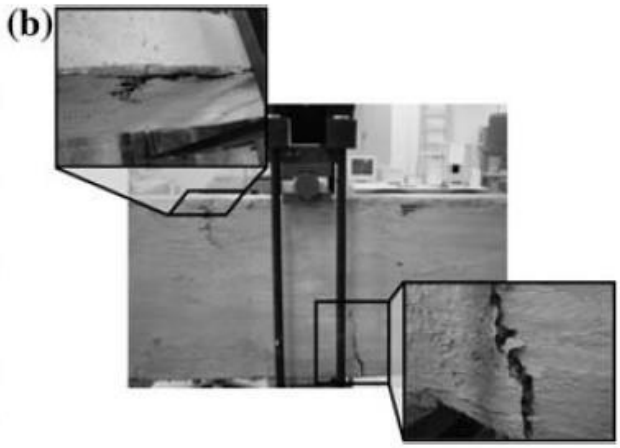


Figura 3.107

- Collasso nel nono ciclo di carico nella direzione di push con rottura dei mattoni in mezzeria;
- A questo punto l'area di distacco si è estesa quasi fino al contorno del pannello raggiungendo i 60 mm di lunghezza in entrambe le direzioni del carico.

Pur avendo due modalità di collasso differenti, i pannelli rinforzati nei due modi hanno presentato una capacità di assorbire energia nel secondo e terzo ciclo di carico simili.
In conclusione la resistenza aumenta con l'aumentare del numero di strati di rinforzo e della forza assiale a spese della deformabilità.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Serie A: Carico laterale ciclico su muretti (1300x800x85mm^3)
Serie B: Prova di flessione su 3 punti ciclica su colonne compresse(1300x400x85mm^3)
Serie C: Prova di flessione su 3 punti ciclica su travi (400x1300x85mm^3)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali				
	Res. flessione [MPa]	f_t [MPa]	f_c [MPa]	ε_u [%]	E [GPa]
Forati in argilla (185x85x60 mm^3)	-	-	8.9/3.7	-	-
Malta (spessore giunti 10mm)	1.17	-	3.91	-	-
Griglia per TRM (sez 2x16 mm^2)	-	3350	-	-	225
striscia larga 4 mm / peso 168 g/m^2	-	-	-	-	-
Malta di rinforzo	9	-	40	-	-
Resina epossidica di rinforzo	-	30	-	-	3.8
Strisce di CFRP	-	2070	-	0.17	125
muretto (420x390x85 mm^2) carico par giunti	-	-	4.3	0.22	1.9
muretto (420x390x85 mm^2) carico orto giunti	-	-	2	0.12	1.7

Provini testati e caratteristiche		Risultati sperimentali											
Nome	Caratteristiche	Pmax push[kN]	Pmax pull[kN]	Disp,u push[mm]	Disp,u pull[mm]	ΔPmax,push [%]	Pmax/Pmax,C	δu/δu,C	energia dissipata [kN*mm]				collasso
A_C 10%	Muro non rinforzato compresso	6.35	5.74	0.69	0.65	-	1	1	-		-		rocking (push)
A_R1 10%	Muro rinf. con 1 strato di griglia e resina e compresso	42.11	40.16	9.28	8.12	563.15	7	12.49	97.65		537.51		FRP
A_R2 10%	Muro rinf. con 2 strati di griglia e resina e compresso	44.31	43.21	7.52	7.77	597.80	6.98	10.9	86.12		669.79		Toe
A_M1 10%	Muro rinf. con 1 strato di griglia e malta e compresso	32.23	30.52	9.29	9.39	407.56	5.08	13.46	94.81		474.36		Toe
A_M2 10%	Muro rinf. con 2 strati di griglia e malta e compresso	39.18	36.25	9.36	9	517.01	6.17	13.57	103.64		583		Toe
A_NSM5 10%	Muro rinf. con CFRP e compresso	6.47	6.35	0.85	0.66	1.89	1.02	1.23	-	ciclo 5	-	ciclo 10	rocking (push)
A_C 2.5%	Muro non rinforzato	1.95	1.83	0.7	0.75	-	1	1	-		-		rocking (push)
A_R1 2.5%	Muro rinf. con 1 strato di griglia e resina e compresso	37.48	39.92	7.93	8.38	1822.05	19.22	11.33	67.58		350.91		FRP
A_R2 2.5%	Muro rinf. con 2 strati di griglia e resina e compresso	49.56	53.34	8	-	2441.54	25.42	11.43	91.71		435.22		Toe
A_M1 2.5%	Muro rinf. con 1 strato di griglia e malta e compresso	25.27	24.29	11.44	10.37	1195.90	13.27	13.83	83.44		365.39		Toe
A_M2 2.5%	Muro rinf. con 2 strati di griglia e malta e compresso	35.52	36.25	9.24	9.03	1721.54	18.22	13.2	79.66		416.26		Toe
B_C 25%	Colonna non rinforzata compressa	19.2	-	2.05	-	-	1	1	-		-		Flessione
B_M1 25%	Colonna rinf. con 1 strato di griglia e malta e compressa	46.14	33.45	3.26	-	140.31	2.4	1.59	31.98		92.45		crushing
B_M2 25%	Colonna rinf. con 2 strati di griglia e malta e compressa	47.61	43.21	4.43	4.27	147.97	2.48	2.16	41.07		137.18		crushing
B_C 10%	Colonna non rinforzata compressa	15.91	-	0.8	-	-	1	1	-	ciclo 2	-	ciclo 3	flessione
B_R1 10%	Colonna rinf. con 1 strato di griglia e resina e compressa	28.57	40.65	2.21	3.24	79.57	3.05	2.76	37.92		104.66		crushing
B_M1 10%	Colonna rinf. con 1 strato di griglia e malta e compressa	41.74	31.1	5.18	6.79	162.35	2.62	6.48	34.46		88.67		crushing
B_M2 10%	Colonna rinf. con 2 strati di griglia e malta e compressa	60.13	47.29	5.12	5.56	277.94	3.78	6.4	37.48		103.4		crushing
C_C	Trave non rinforzata	8.24	-	0.82	-	-	1	1	-		-		Flessione
C_R1	Trave rinf. con 1 strato di griglia e resina	58.62	49.69	2.08	03:45	611.41	7.11	2.54	43.34	ciclo2	118.17	ciclo 3	crushing
C_M1	Trave rinf. con 1 strato di griglia e malta	38.82	31.98	9.41	10.72	371.12	4.71	11.48	50.77		117.72		TRM debond
C_M2	Trave rinf. con 2 strati di griglia e malta	58.84	46.14	2.41	2.82	614.08	7.14	2.94	54.23		139.21		Crushing

3.1.3.4. Modello comportamentale relativo all'applicazione di taglio nel piano di pannelli non rinforzati, o rinforzati in FRP (Gobor-Bennani-Jacquelin-Lebon, 2006)

La modellazione mediante gli elementi finiti è uno strumento utilizzato per la valutazione della capacità di carico e di deformazione delle strutture in muratura. Di solito sono adottati 2 possibili modellazioni: la micro-modellazione e la macro-modellazione.
La micro-modellazione considera la muratura come un materiale composto da mattoni e giunti di malta. Come conseguenza vi è un largo numero di parametri che entrano in gioco nella costruzione del modello:

- Proprietà dei blocchi e malta;
- Geometria dei blocchi;
- Caratteristiche dei giunti;
- Fenomeni all'interfaccia blocco-malta.

Tuttavia l'applicazione di micro-modelli per l'intera struttura risulta essere proibitivo per il numero di variabili troppo elevato.
La macro-modellazione considera la muratura come un continuo omogeneo che sostituisce i due materiali (blocchi-malta).
Lo scopo di questo studio è verificare l'affidabilità di una modellazione ottenuta attraverso gli elementi finiti e sviluppata con un software commerciale, per valutare il comportamento di pannelli non rinforzati o rinforzati con FRP, soggetti a sollecitazioni predominanti di taglio.
Si è simulato il comportamento di pannelli in mattoni forati, rinforzati con strati di fibre di carbonio o di vetro, attraverso il software ANSYS. Il modello ha in se le caratteristiche meccaniche dei costituenti della muratura, che sono state ricavate sperimentalmente.
L'obbiettivo principale è ricavare la deformazione e la distribuzione del danno sui pannelli analizzati. La modellazione ha presentato diversi livelli di complessità:

- Un modello dettagliato che considerasse la reale configurazione del pannello e del rinforzo (applicato sia nel caso di pannello non rinforzato che nel caso di pannello rinforzato);

- Un modello semplificato che considerasse le caratteristiche meccaniche misurate sperimentalmente;
- Un modello semplificato che sostituisse il pannello con un “continuum”.

Proprietà meccaniche dei costituenti

Per determinare le caratteristiche della muratura, sono stati realizzati 3 muretti prismatici (testati sulla base delle direttive RILEM), costituiti da mattoni forati di dimensioni 210x100x50 mm^3 (gli stessi utilizzati per i pannelli caricati diagonalmente) e da una malta fatta da sabbia di 0-5 mm e cemento portland con una quantità d’acqua tale da rendere il composto facilmente lavorabile.
Si riporta l’immagine (Figura 3.108) relativa al prisma “tipo” sottoposto a prova, che mette in evidenza anche le strumentazioni utilizzate per valutare le deformazioni:

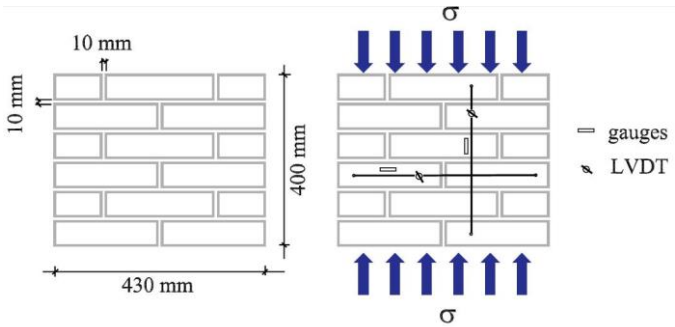


Figura 3.108

Così si è potuto calcolare il modulo elastico dei blocchi E_b , e del provino di muratura E_{prism}, mentre il modulo della malta E_{mort}, è stato ricavato dalla seguente formula, considerando che lo spostamento verticale del prisma è dato dalla somma degli spostamenti di malta e blocchi.

$$E_{mort} = \frac{E_{prism} \cdot E_b}{\alpha \cdot \left(E_b - E_{prism}\right) + E_b}$$

Dove:

$\alpha =$ rapporto tra altezza dei blocchi e altezza dei giunti di malta.

Le caratteristiche di resistenza a taglio sono ricavate attraverso delle prove su prismi di muratura in cui viene applicato un carico statico orizzontale (tenuto costante) e un carico verticale a taglio crescente (Figura 3.109). Gli spostamenti relativi tra blocchi e malta sono stati misurati attraverso gli LVDTs. I risultati su diciotto provini in cui è

stata variata la tensione di confinamento tra 0 e 1.8 MPa, ha consentito di ricavare i parametri di un'equazione costitutiva di Mohr-Coulomb.

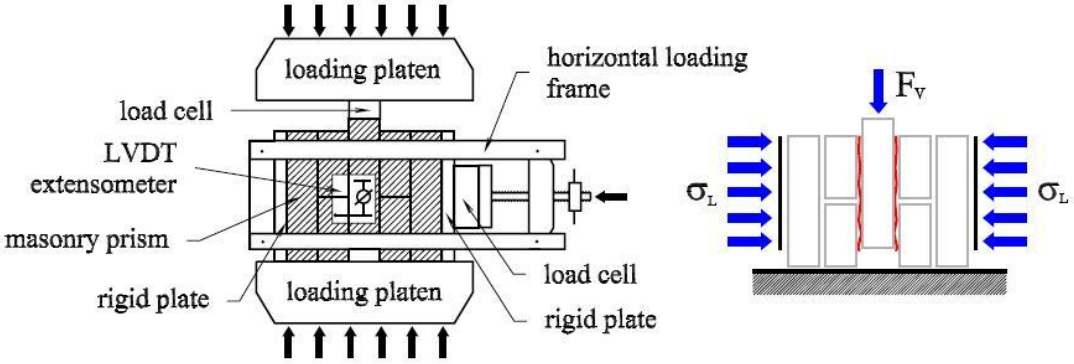


Figura 3.109

Si riporta una tabella (Tabella 3.30) contenente le caratteristiche meccaniche della muratura ricavate.

	Bricks	Mortar	Masonry
Elastic modulus (MPa)	12,800	4000	9400
Shear strength (MPa)	–	1.63	–
Residual friction angle	–	43°	–

Tabella 3.30

Rinforzo in FRP

Sono stati impiegati tre tipi di rinforzo in FRP:

- Una fibra di vetro unidirezionale (RFV);
- Una fibra di carbonio unidirezionale (RFC);
- Una fibra di vetro bidirezionale (RFW).

Le caratteristiche meccaniche dei rinforzi sono state ottenute attraverso prove di trazione svolte nelle stesse condizioni in cui l'FRP sarebbe stato poi impiegato: stratificato sulla parete e immerso in una resina epossidica. Tutti i rinforzi presentano un comportamento elastico lineare, ma mostrano caratteristiche meccaniche completamente diverse l'uno dall'altro (Tabella 3.31).

Ref.	Weighing (g/m^2)	No. of coupons	Mean thickness (mm)	Elastic modulus (MPa)		Mean strength (MPa)	Ultimate strain (%)
				E_{xx}	E_{yy}		
RFV	400	5	2.2	23,000	2500	460	2
RFC	180	5	1.9	80,000	3000	720	0.9
RFW	175	5	2.1	10,000	10,000	100	1

Tabella 3.31

Gli RFV e RFC possono essere considerati ad alta resistenza, mentre l'RFW presenta caratteristiche meccaniche inferiori. Inoltre l'RFV ha una deformazione ultima che è due volte superiore a quella degli altri due compositi considerati, proprietà molto importante per la progettazione sismica.

Studi sperimentali

È stata realizzata una serie di 5 pannelli di dimensioni nominali pari a 870x840x100 mm^3 (Figura 3.110)

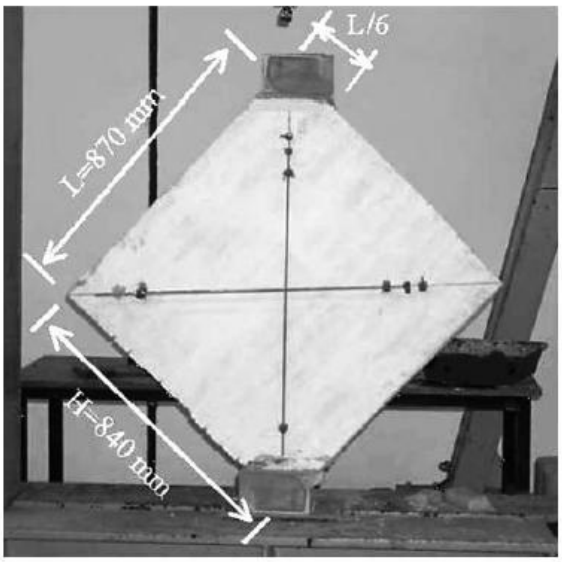


Figura 3.110

I pannelli sono stati realizzati con mattoni forati, e con uno spessore di malta di 10 mm. 2 dei pannelli sono stati mantenuti senza rinforzo mentre gli altri 3 hanno presentato i 3 tipi di rinforzo precedentemente descritti.

Per i pannelli rinforzati con RFV e RFC sono state applicate 4 strisce di composito delle dimensioni di 400 x 150 mm^2, ad una distanza di circa 100 mm una dall'altra, nella direzione ortogonale alla direzione del carico applicato. Per il terzo sistema di composito (RFW) bidirezionale, l'intera superficie è stata rinforzata con le fibre disposte nelle direzioni delle diagonali tese e compresse. I pannelli sono indicati con il nome del rinforzo utilizzato (Figura 3.111).

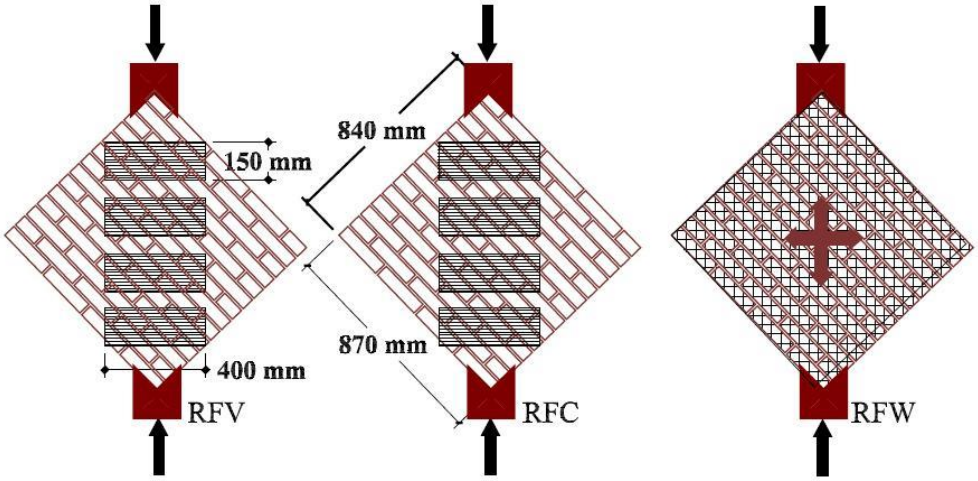


Figura 3.111

La scelta di disporre il rinforzo sulla superficie in questo modo è stata dettata da tre motivi:

- Il composito lavora in maniera efficiente a trazione;
- Le zone caricate maggiormente sono localizzate lungo la diagonale dove si verificano principalmente le lesioni;
- La scelta di mantenere zone non rinforzate sulla superficie del pannello è stata guidata da ragioni economiche.

La compressione diagonale è applicata sugli angoli del pannello attraverso un attuatore idraulico. Il carico è applicato gradualmente da un martinetto idraulico di capacità pari a 500 kN e veniva controllato mediante una cella di carico. Gli spostamenti sulle due diagonali sono misurati mediante dei trasduttori LVDT (Figura 3.112).

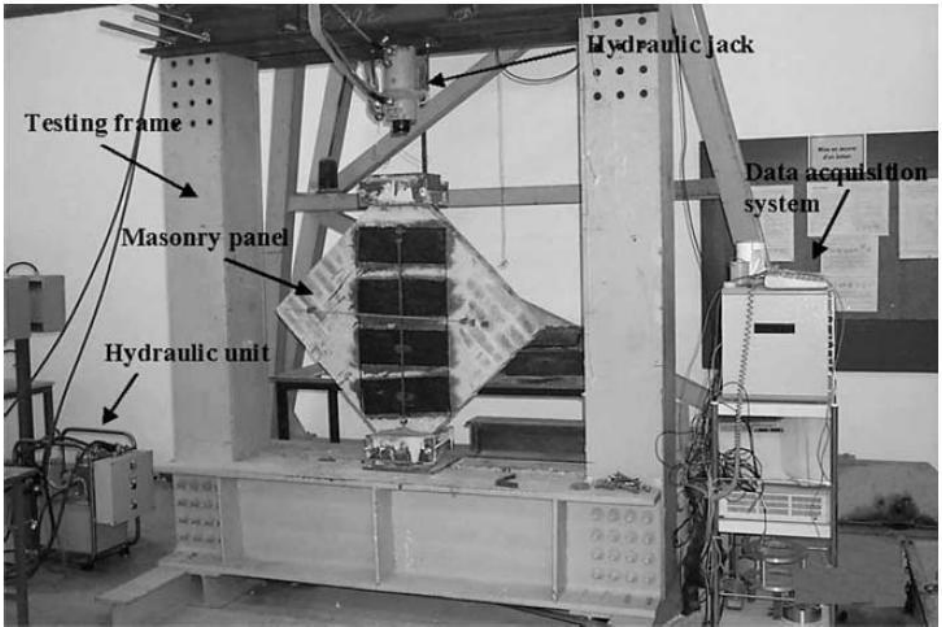


Figura 3.112

Il pannello non rinforzato ha manifestato un collasso fragile con la propagazione delle lesioni nella diagonale di compressione. Le lesioni hanno interessato fondamentalmente i giunti di malta (Figura 3.113).

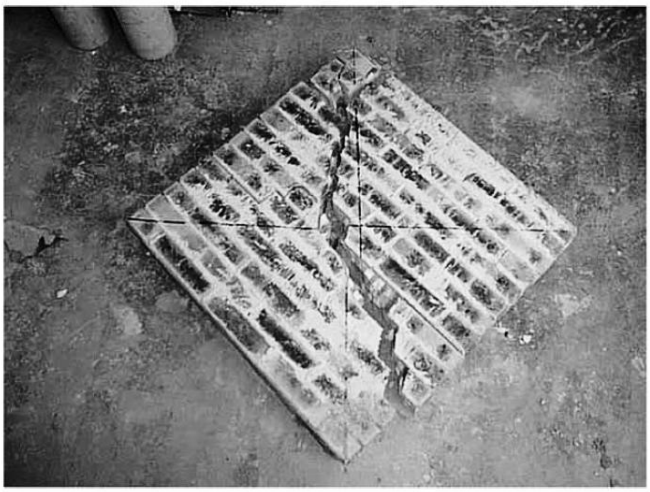


Figura 3.113

Il comportamento del pannello viene descritto nel diagramma carico-deformazione di seguito riportato (Figura 3.114):

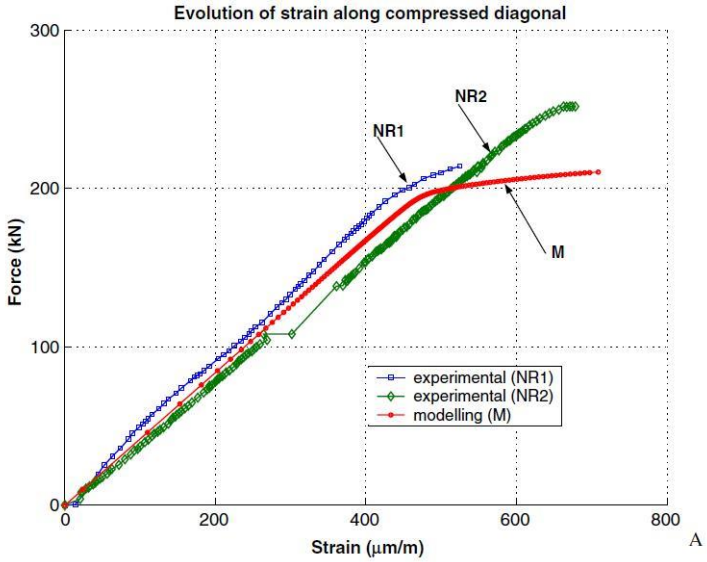


Figura 3.114

Il comportamento è quasi elastico, con un plateau praticamente inesistente. Tra i due pannelli non rinforzati vi è una differenza notevole nel carico ultimo, pari quasi al 17%, che può essere dovuta alla struttura interna della parete.

Si riporta il diagramma carico-deformazione (Figura 3.115) in cui sono contenuti anche i pannelli rinforzati.

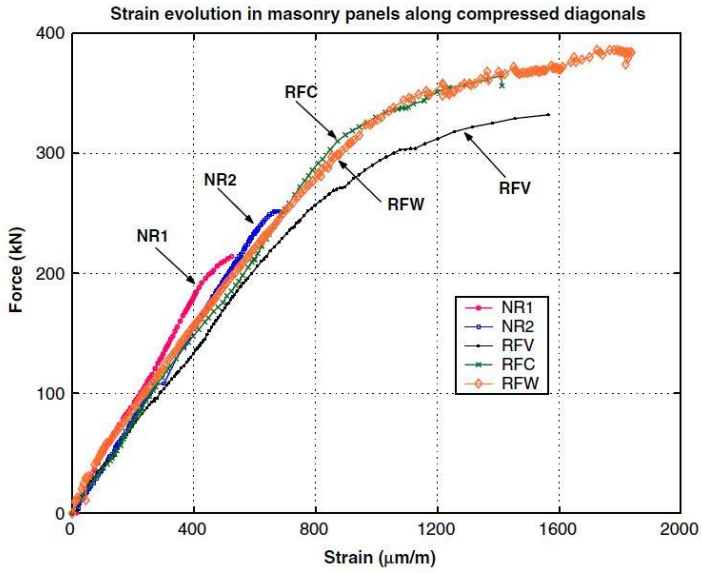


Figura 3.115

I pannelli rinforzati presentano la stessa pendenza dei pannelli non rinforzati in fase elastica. D'altro canto però, il carico al limite elastico e il carico ultimo dei pannelli rinforzati risultano essere molto più alti (dal 40 al 60 % in più) rispetto a quelli dei pannelli non rinforzati. Questo fa subito capire come il rinforzo conferisca una resistenza notevolmente più alta senza una variazione della rigidezza.

Inoltre si può notare un'elevata capacità di deformazione, come dimostrato dalla presenza del plateau post-elastico. Le deformazioni ultime dei pannelli rinforzati sono tre volte maggiori di quelle dei pannelli non rinforzati. Quindi il comportamento sismico è migliorato. Si deve notare come il rinforzo in RFW con caratteristiche meccaniche peggiori, presenti la migliore capacità di deformazione (Tabella 3.32).

Experimental results

	Reinforcement type	Failure load (kN)	Failure mode	Ultimate strain (μm/m)
NR1	–	215.3	Diagonal splitting	470
NR2	–	251.8	Diagonal splitting	700
RFV	1D glass fiber	332.0	Splitting	1500
RFC	1D carbon fiber	361.0	Crushing	1500
RFW	2D glass fiber	384.0	Crushing	1800

Tabella 3.32

Le modalità di collasso osservate sono state:

- Formazione di lesioni nella diagonale caricata laddove terminavano le strisce per il rinforzo in RFV;
- Rottura locale nelle zone di carico per i rinforzi in RFW e RFW (dunque la resistenza ricavata risulta essere un limite inferiore della resistenza effettiva del pannello rinforzato).

Dalla sperimentazione si evince che:

- Compositi deboli, ma con elevate capacità de formative vanno usati nella maniera giusta;
- Il composito deve ricoprire l'intera zona di carico per evitare che possano comunque verificarsi rotture fragili.

Modellazione tramite gli elementi finiti del comportamento di pannelli non rinforzati

Il principale obiettivo è determinare la distribuzione di tensioni e lesioni nei pannelli rinforzati e non, sottoposti ad azioni di taglio, tenendo conto delle non-linearità dei materiali. Infatti il comportamento non lineare dei pannelli in muratura soggetti a taglio è dovuto ai fenomeni che si manifestano all'interfaccia blocchi-malta. L'introduzione dei modelli comportamentali all'interfaccia rende il modello più complesso da costruire

e oneri computazionali più gravosi. Tutto ciò indirizza verso l'utilizzo di modelli più semplici utilizzando il software ANSYS.

Modello dettagliato della muratura non rinforzata

Questo modello considera l'inclusione dei blocchi nella matrice modellata come una rete perfettamente aderente ai mattoni (Figura 3.116).

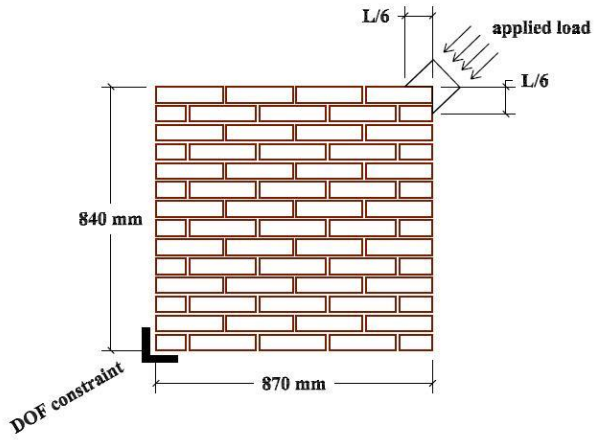


Figura 3.116

I blocchi sono completamente elastici, e la malta caratterizzata da un modello elasto-plastico. Dunque la non linearità dell'interfaccia mattone/malta è trasposta sul comportamento della malta, supponendo che questa assunzione non abbia effetto sull'intera parete visto il basso volume della malta rispetto al volume dei mattoni. Il paragone tra risultati numerici e sperimentali ha dimostrato che questa scelta può considerarsi valida.

Si è considerato uno stato tensionale piano, usando un elemento a quattro nodi con due gradi di libertà per nodo. Le dimensioni della mesh sono state imposte dalle dimensioni relative tra blocchi e malta. Le dimensioni degli elementi che modellano la malta sono uguali agli spessori dei giunti di malta mentre i blocchi sono disposti grossolanamente all'interno (Figura 3.117).

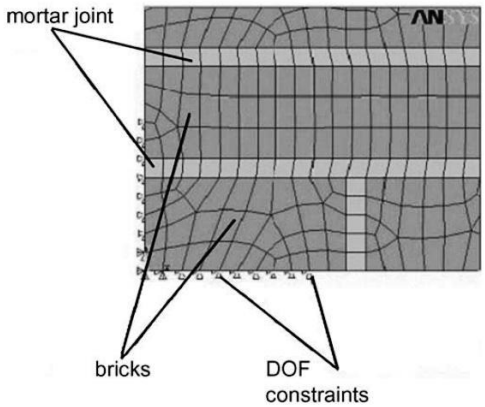


Figura 3.117

Come si può notare nel diagramma già riportato precedentemente, analisi sperimentale e numerica sono in buon accordo per quanto riguarda rigidezza globale e carico ultimo (Figura 3.118):

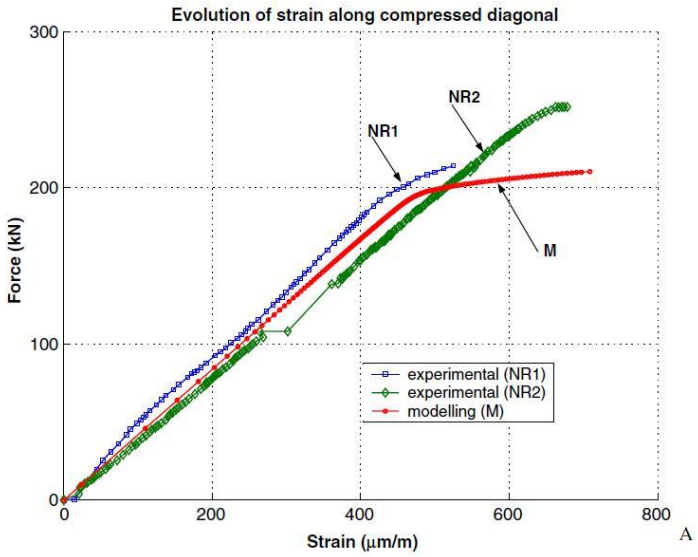


Figura 3.118

La differenza tra caso sperimentale e caso numerico, si manifesta nella dispersione dei valori sperimentali ottenuti per l'implementazione dei parametri meccanici. Raggiunto il cedimento, si osserva un cambiamento nella rigidezza globale che predice il degrado delle proprietà meccaniche al momento del collasso.

La distribuzione delle deformazioni plastiche nel pannello (Figura 3.119) dimostra anche come le modalità di collasso tra sperimentale e numerico siano concordanti.

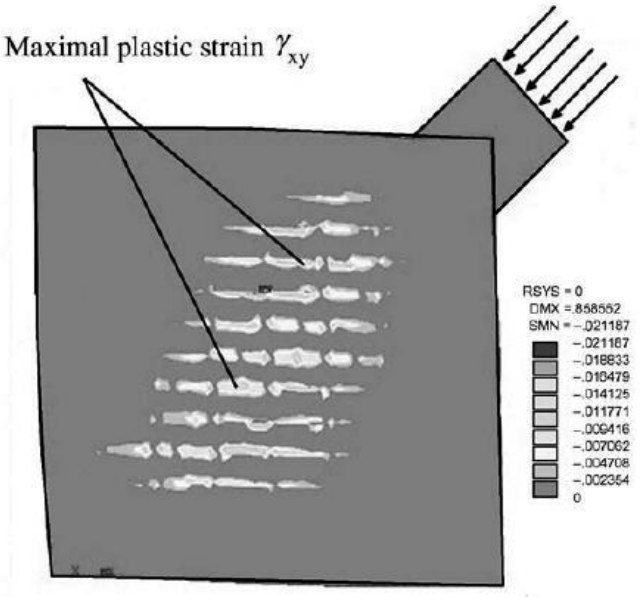


Figura 3.119

Modello semplificato

Se l'obbiettivo dello studio è conoscere il comportamento medio di un pannello in termini di carico e deformazione, si può pensare di utilizzare un materiale equivalente senza considerare la geometria interna della muratura. Inoltre si può considerare l'implementazione di parametri che siano indipendenti tra loro.

Perciò si può implementare un materiale equivalente che ha le proprietà globali elastiche del pannello murario (misurate sui prismi sperimentalmente) e i parametri plastici dell'interfaccia blocchi-malta.

Quindi consideriamo due casi:

- Parete elastica-perfettamente plastica *isotropica* che prende in considerazione E_{prism}, la resistenza a taglio ($\tau_{\max} = 1.63 MPa$) e l'angolo di attrito ($\varphi = 43°$);
- Parete elastica-perfettamente plastica *ortotropica*: l'ortotropia della muratura è determinata da diversi rapporti di volume blocco/malta nella direzione dei giunti di malta. Si può tenere in conto di ciò nel calcolo di E_{prism}, considerando due diverse direzioni di α nelle due direzioni ortogonali.

Si riporta un diagramma (Figura 3.120) in cui sono confrontati i risultati delle analisi con gli elementi finiti:

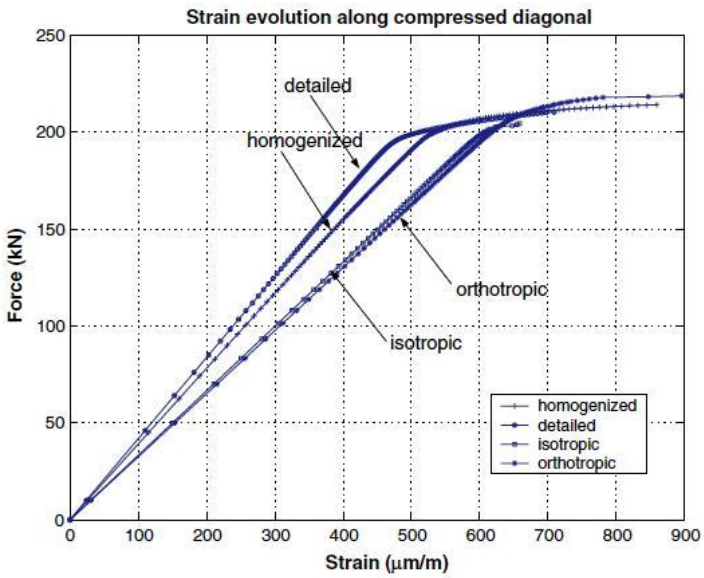


Figura 3.120

I modelli semplificati presentano la stessa rigidezza, ma i loro valori sono inferiori rispetto ai modelli dettagliati (anche del 25%). I valori a rottura invece sono simili, evidenziando così l'importanza del termine τ_{max} , nella valutazione del carico ultimo.

Il modello isotropico non riesce ad identificare bene le zone di massima deformazione, a differenza del modello ortotropico, che fornisce una realistica distribuzione delle deformazioni (Figura 3.121 - Figura 3.122).

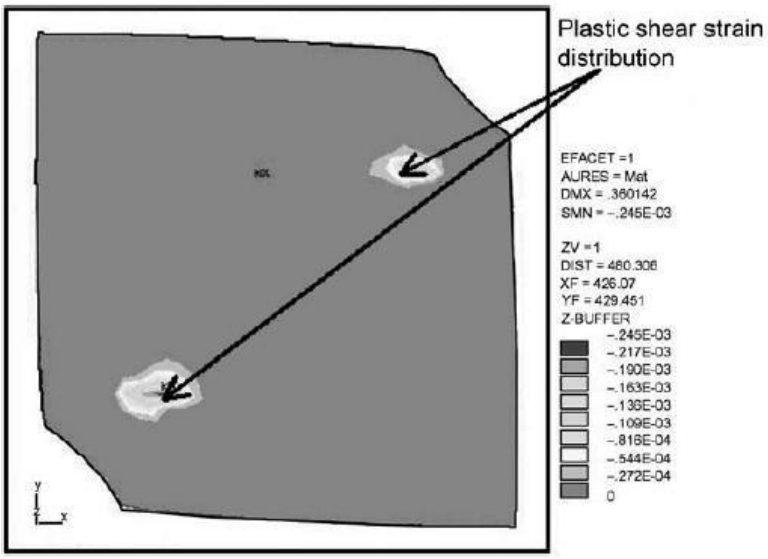


Figura 3.121

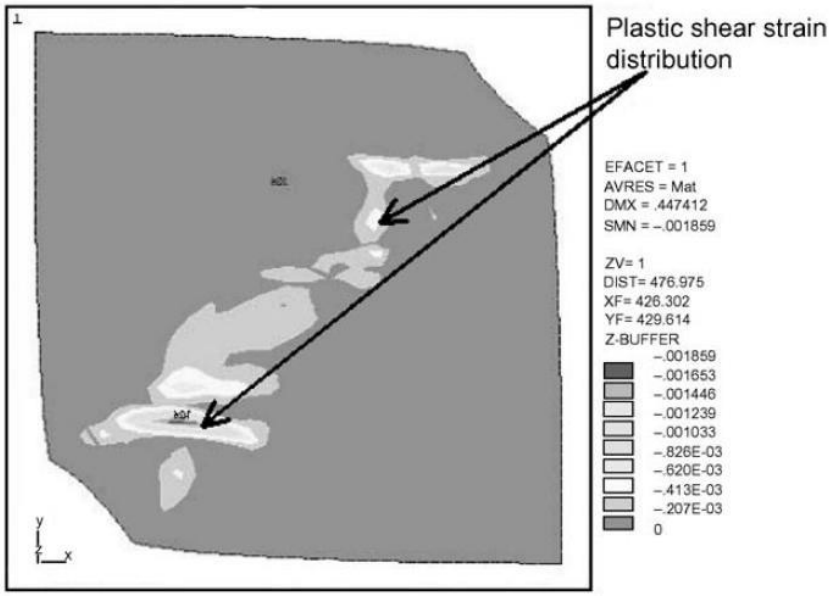


Figura 3.122

Questo modello potrebbe essere utilizzato per determinare le zone in cui posizionare il rinforzo.

Modellazione dei pannelli rinforzati con gli elementi finiti

Per la modellazione dei pannelli rinforzati si usa unicamente il modello dettagliato considerando separatamente: blocchi, malta e rinforzo.

Si considera un modello che tenga conto della rigidezza e del comportamento esclusivamente a trazione del composito. Il composito viene modellato come elemento tridimensionale con tre gradi di libertà in ogni nodo. Il comportamento del composito viene modellato mediante una legge elastica. Si è considerato il reale spessore del rinforzo, cioè pari a 2 mm. Il modello del pannello rinforzato è stato ottenuto accoppiando i nodi dell'elemento murario con quelli delle strisce in composito. Questo determina la perfetta aderenza tra i due elementi. Questo modello permette di descrivere correttamente il comportamento dei tre pannelli rinforzati e analizzati già sperimentalmente. Si riportano i grafici (Figura 3.123 - 3.124 - 3.125) in cui sono sovrapposte curve sperimentali e numeriche che risultano essere in ottimo accordo e che, nel caso dell'RFW, addirittura coincidono.

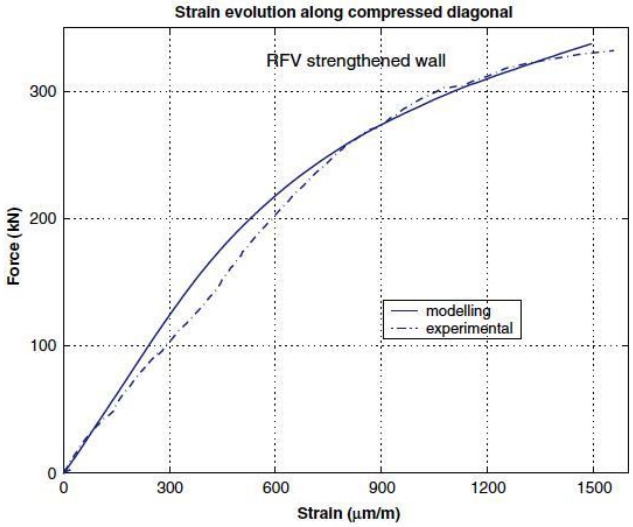


Figura 3.123

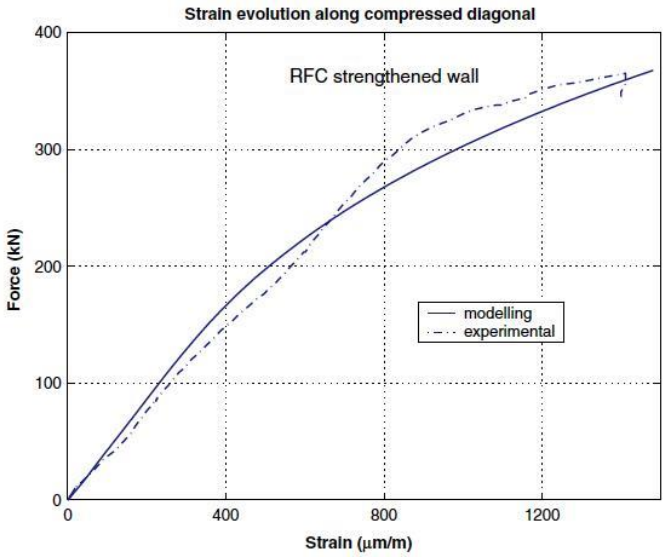


Figura 3.124

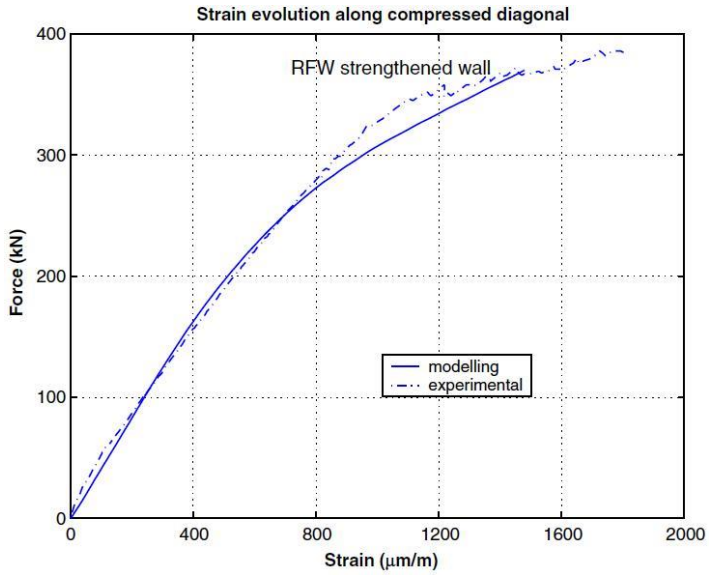


Figura 3.125

Assodato che il modello fornisca risultati realistici, può essere interessante modificare nel modello le caratteristiche geometriche del rinforzo (nella fattispecie RFV), verificandone così l'impatto sul comportamento globale della parete.

Si possono prendere in considerazione tre spessori diversi delle strisce in RFV:

- 1 mm
- 2 mm
- 5 mm

Le altre dimensioni (400 x 150 mm^2) e il numero di strisce possono essere mantenute costanti.

Il diagramma carico-deformazione (Figura 3.126) dimostra che spessori più grandi forniscono maggiori resistenze. Il rinforzo spesso 5 mm presenta un aumento del carico ultimo del 25%. D'altro canto pero, un aumento dello spessore del rinforzo non migliora le caratteristiche di deformabilità e non varia la rigidezza globale iniziale. Dunque aumentare lo spessore dello strato di rinforzo non è un intervento economicamente conveniente. Tutto ciò conferma il vantaggio di applicare un rinforzo diffuso su tutta la parete, magari con caratteristiche di resistenza inferiori, ma con caratteristiche di deformabilità migliori (RFW).

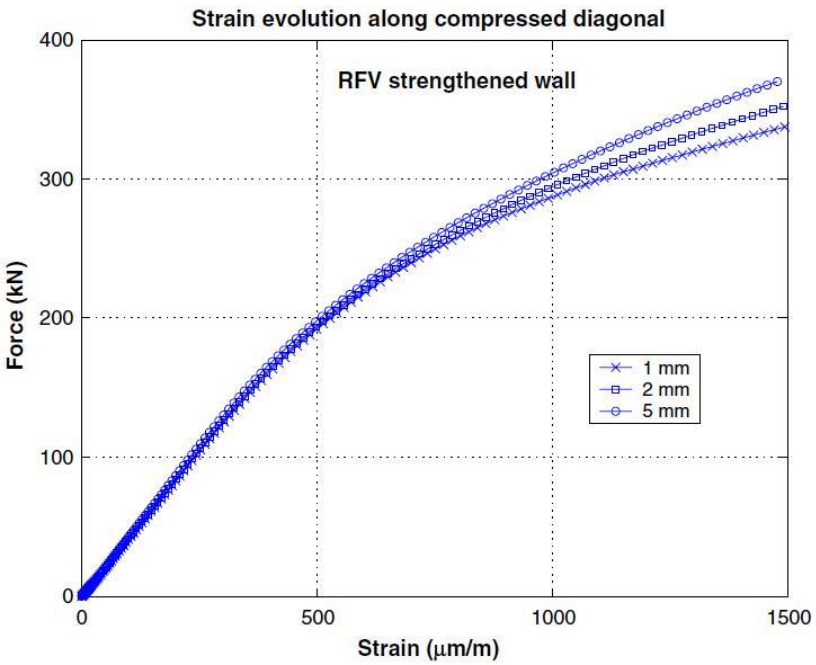


Figura 3.126

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Compressione diagonale (pannelli (870x840x100 mm^3);muretti (210x100x50 mm^3))

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali									
	E [GPa]	Ex [GPa]	Ey [GPa]	Res taglio [MPa]	φ	peso [g/m^2]	n.ro	spess. Medio	res media [MPa]	def. Ultima [%]
mattoni forati	12.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
malta 10 mm	4.0	-	-	1.63	43°	-	-	-	-	-
muratura	9.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RFV (fibra vetro unidirezionale)	-	23	2.5	-	-	400	5	2.2	460	2.0
RFC (fibra carbonio unidirezionale)	-	80	3.0	-	-	180	5	1.9	720	0.9
RFW (fibra di vetro bidirezionale)	-	10	10.0	-	-	175	5	2.1	100	1.0
dim strisce 400x150 mm^2										
dist vert strisce 100 mm										

Provini testati e caratteristiche		Risultati sperimentali	
pannello	rinforzo	carico rottura [kN]	δmax [μm/m]
NR1	-	215.3	414
NR2	-	251.8	671
RFV	1 D fibra vetro	332	1400
RFC	1 D fibra carbonio	361	1828
RFW	2D fibra vetro	384	1548

3.1.4. Muratura in Adobe-Dry-Solid

3.1.4.1. Caratteristiche di rinforzo e dissipazione energetica di pareti in muratura nei confronti di cicli di carico nel piano (Wunsche-Hracov-Pospisil-Garofano-Urushadze)

Il presente lavoro verte il rinforzo di pannelli murari attraverso l'impiego di geonets e funi d'acciaio. Questi materiali presentano svariati benefici tra cui le eccellenti proprietà meccaniche, l'elevata resistenza rispetto al peso, l'elevata resistenza a corrosione rispetto ai sistemi di rinforzo metallici, la facilità di applicazione e la salvaguardia delle caratteristiche geometriche e estetiche della parete.
Nel presente lavoro sperimentale, i provini sono stati sottoposti ad azioni di taglio nel piano ciclica, contestuale all'applicazione di una forza di compressione. I risultati possono essere utili al fine di intervenire su edifici in muratura siti in zone ad elevato rischio sismico, oppure per intervenire su pannelli già danneggiati.

Procedure sperimentali

Sono riportate le immagini (Figura 3.127 - Figura 3.128) relative ai due tipi di rinforzo in geonet utilizzati:

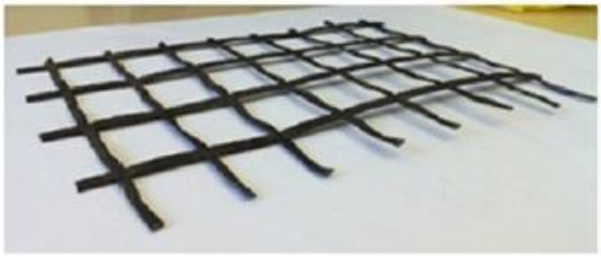


Figura 3.127 (PET)

Figura 3.128 (PP)

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati sono riportate nelle tabelle (Tabella 3.33 - Tabella 3.34) riportate di seguito.

Title	$\varrho[kgm^{-3}]$	Tension strength [MPa]	$\mu[-]$	E [GPa]	Compresion strength [MPa]
Adobe brick (Claytec)	2200	0	0.35	3.5	5.5
Mortar - Adobe	1900	0.2	-	0.023	1.5
Dry brick	1900	0	0.25	1 - 4	5.0 - 10.0
Mortar cement (Weber)	2100	0.5	0.15	27.0	5.0
Solid brick	1850	2.6	0.3	12.0	27.0

Tabella 3.33

Title	E [GPa]	$\phi[mm]$	Tensile strength	Mesh sizes [mm]
Wire ropes	210	4	1770 [MPa]	-
Geo-nets polypropylene (PP)(Tenax)	-	-	9.3/17 [kN/m]	30x45
Geo-nets polyester (PET)Miragrid GX 35/35 (Tencate)	-	-	35 [kN/m]	25x25

Tabella 3.34

I pannelli sperimentati presentano dimensioni di 240 mm in spessore, 1050 mm in larghezza e 1370 mm in altezza.

Nella tabella successiva (Tabella 3.35) viene riportata la lista dei pannelli sperimentati in cui viene indicata la sigla con cui il pannello viene indicato, il tipo di mattoni impiegato e il tipo di rinforzo adoperato.

Material	Type of specimen	Description
Adobe brick	ABW-1	Unreinforced
Adobe brick	ABW-2	Reinforced with the wire ropes
Adobe brick	ABW-3	Reinforced with the geo - nets PET
Adobe brick	ABW-4	Reinforced with the geo - nets PET (Retrofitted ABW-1)
Adobe brick	ABW-5	Reinforced with the geo - nets PP
Dry brick	DBW-1	Unreinforced
Dry brick	DBW-2	Reinforced with the geo - nets PP
Dry brick	DBW-3	Reinforced with the geo - nets PET
Dry brick	DBW-4	Reinforced with the wire ropes
Solid brick	SBW-1	Unreinforced
Solid brick	SBW-2	Reinforced with the wire ropes
Solid brick	SBW-3	Reinforced with the geo - nets PET

Tabella 3.35

I provini sono stati rinforzati con due tipi di reti in geo-net, una in polietilene (PET) e una in polipropilene (PP). Questo tipo di rinforzo viene prima fissato meccanicamente alla superficie della parete, e successivamente ricoperto con un intonaco spesso 2 cm.
L'altro metodo di rinforzo preso in considerazione nel presente articolo, è stato quello relativo all'utilizzo di funi metalliche d'acciaio applicate diagonalmente, nelle due direzioni, sulla superficie del pannello. Le funi sono state inserite in tre scanalature per direzione e sono state adeguatamente ancorate attraverso dei sistemi di fissaggio.
Per il programma sperimentale è stato utilizzato anche un pannello costituito da mattoni cotti, danneggiato già in una prova di laboratorio svoltasi antecedentemente, in cui le crepe sono state riempite con dell'intonaco per pareggiare la superficie e consentire l'applicazione del sistema di rinforzo in geo-net.
Si riportano le immagini relative ai pannelli non rinforzati e ai pannelli rinforzati (Figura 3.129 - Figura 3.130)

Figura 3.129

Figura 3.130

I pannelli sono stati posti in una speciale macchina che garantisse l'applicazione di un carico di compressione uniforme e di un carico ciclico orizzontale applicato sulla sommità del provino (Figura 3.131). Tre martinetti trasmettevano la forza di compressione al pannello tramite un "cappello" d'acciaio, mentre il carico ciclico orizzontale veniva trasmesso da un attuatore servo-idraulico con capacità pari a 250 kN.

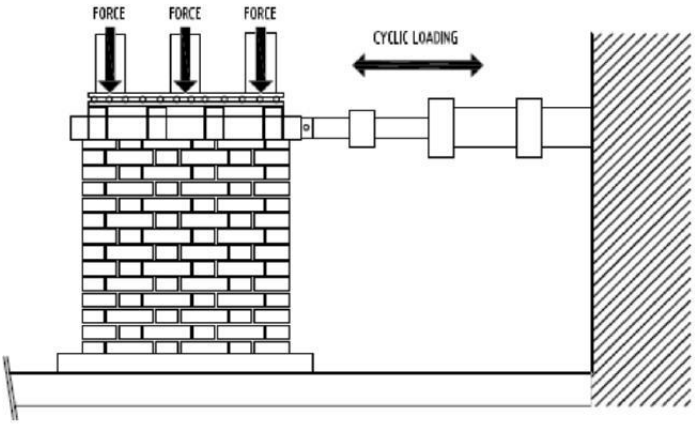


Figura 3.131

La prova è stata costituita dai seguenti passi:

- Applicazione del carico di compressione fino ad un valore di 80 kN;
- Applicazione del carico ciclico orizzontale secondo un modello sinusoidale dove sono stati svolti tre cicli di carico per ogni step di carico, definito da uno spostamento imposto (2.5 mm).

Per ogni ciclo di carico la frequenza di applicazione del carico orizzontale è stata mantenuta costantemente pari a 0.1 Hz. Sono state misurate le forze verticali e

orizzontali applicate, e gli spostamenti orizzontali alla base e in cima al pannello e sulle quattro diagonali dello stesso. Il processo di formazione delle fessure è stato monitorato per ogni ciclo, attraverso diversi colori e fotografie. La prova è stata fermata quando le forze iniziavano a mostrare un andamento decrescere a deformazione controllata.
Per semplificare i calcoli, i cicli isteretici possono essere rappresentati attraverso un inviluppo bilineare. Per ogni provino sono stati svolti tre cicli di carico quindi sono stati ottenuti tre inviluppi positivi e tre inviluppi negativi. Lo spostamento ultimo è assunto come il più basso degli spostamenti ultimo di tutti e tre i cicli di carico sia positivi che negativi. Lo spostamento elastico è assunto come il valore medio degli spostamenti elastici dei tre cicli positivi e negativi.

Risultati

Pannelli in mattoni cotti (adobe)

Sono presi in considerazione 5 tipi di provini da quelli di controllo non rinforzati, a quelli rinforzati in geo-net a quelli rinforzati con i cavi d'acciaio. I test sono stati svolti mantenendo costante la frequenza del carico sinusoidale e il massimo spostamento imposto dall'attuatore. Durante il test, le fessure che si sono formate, hanno influenzato la distribuzione delle tensioni. Va detto che le frattura visibili sulla superficie rappresentano una combinazione di rottura della muratura e rottura dell'intonaco, causata dallo spostamento relativo del rinforzo rispetto alla parete (Figura 3.132).

Figura 3.132

Rispetto ai rinforzi convenzionali, il rinforzo con la malta garantisce una distribuzione delle fratture più omogenea. Infatti la classica rottura per pannelli non rinforzati

soggetta ad azioni di compressione verticale e ad azioni cicliche orizzontali, si presenta con lesioni diagonali.

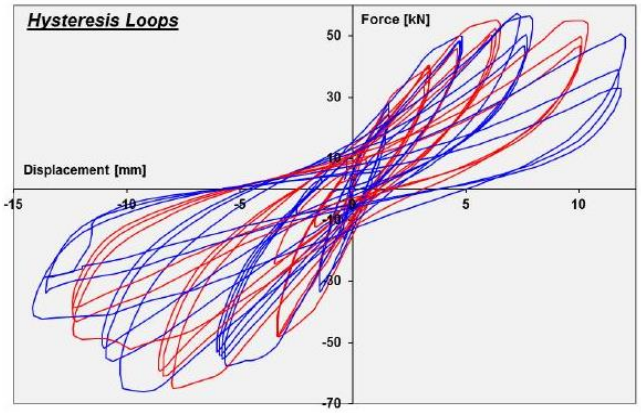
Un altro aspetto da tenere in conto è il comportamento di interfaccia tra rinforzo e substrato. Se lo strato di rinforzo è abbastanza sottile (1.5-2.0 cm) e vi è una grande differenza di rigidezza tra muratura e rinforzo, il distacco può avvenire per azioni fuori dal piano. Il distacco del rinforzo è più frequente quanto più è grande la differenza di rigidezza. Tutto ciò si verifica spesso nel caso di mattoni in argilla, poiché invece i mattoni cotti (adobe) sono fatti dello stesso materiale che costituisce l'intonaco). Un altro aspetto portato alla luce dalla sperimentazione è il possibili spostamento del rinforzo fuori dal piano, è il caso del rinforzo con cavi d'acciaio, che, in virtù dei cicli, è soggetto a compressione causando l'uscita dei cavi dalle scanalature. Finchè però si parla di cavi d'acciaio, questi continueranno a lavorare a trazione causando semmai dei danni solo in superficie (Figura 3.133).

Figura 3.133

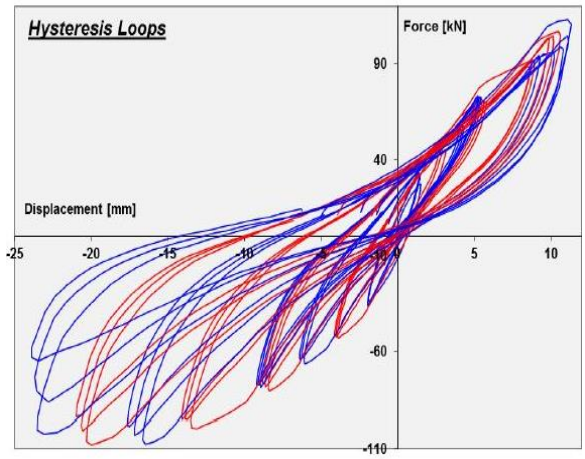
I risultati delle sperimentazioni sui pannelli fatti di mattoni in cotto, sono presentati in termini di capacità deformativa. In particolare l'attenzione è posta su δ_u, δ_e e μ_u, ottenuti attraverso la bilinearizzazione degli inviluppi delle curve taglio-spostamento.

Ovviamente le deformazioni sono influenzate da vari fattori come: la geometria dei provini, il livello di compressione e le condizioni al contorno. È difficile, dai risultati di questa sperimentazione, determinare l'influenza della compressione verticale sulla capacità deformativa.

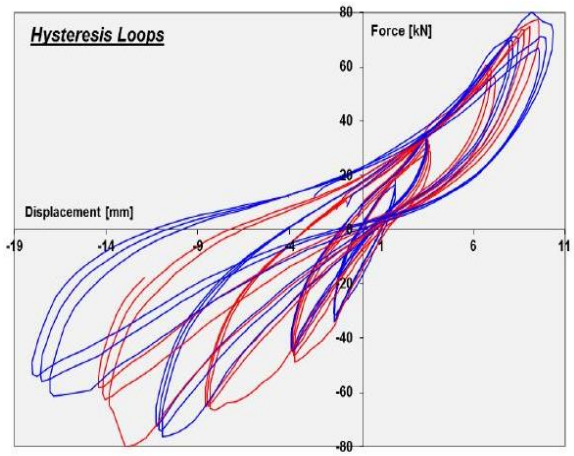
Si riportano i diagrammi relativi ai cicli d'isteresi dei pannelli costituiti da mattoni adobe:



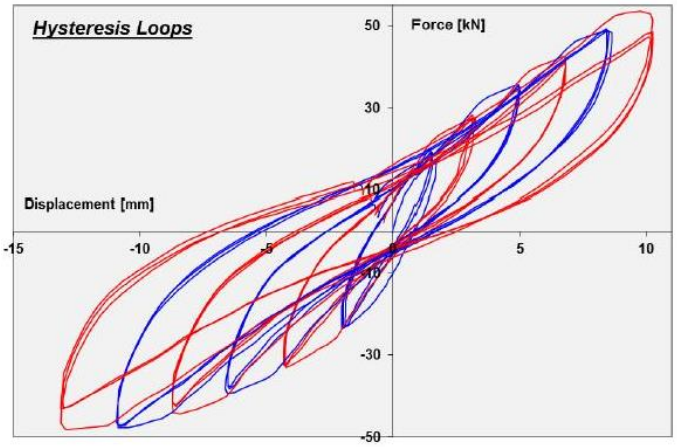
ABW-1



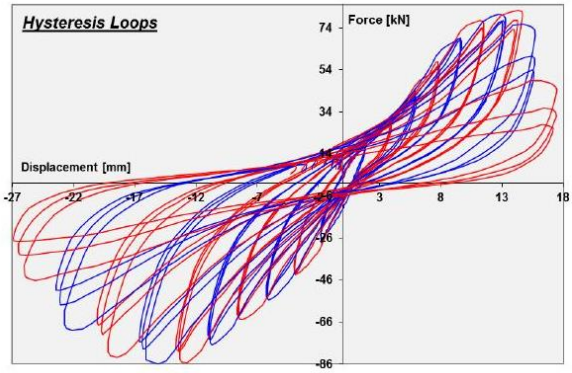
ABW-2



ABW-3



ABW-4



ABW-5

Quindi sono riportati i grafici (Figura 3.134 - Figura 3.135 - Figura 3.136) relativi ai valori di δ_u, δ_e e μ_u, adimensionalizzati rispetto all'altezza dei provini.

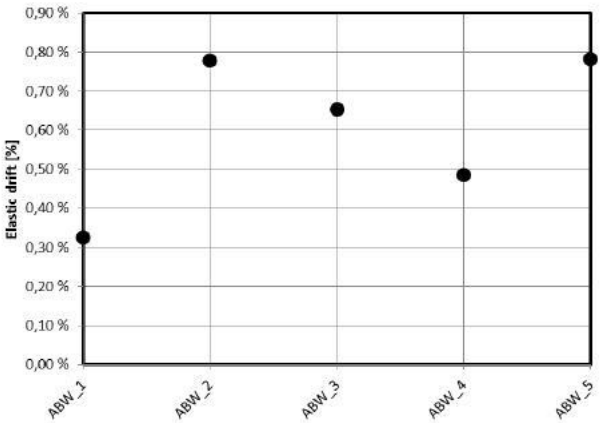


Figura 3.134

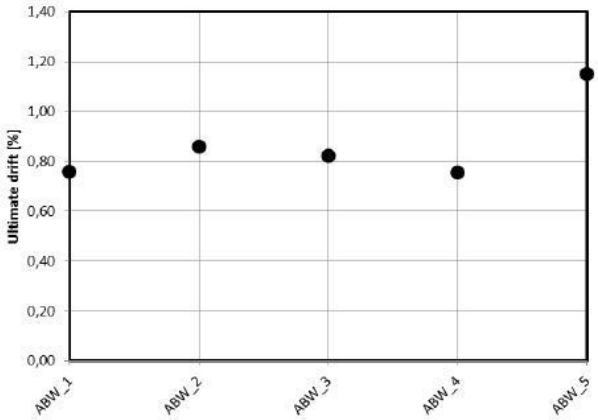


Figura 3.135

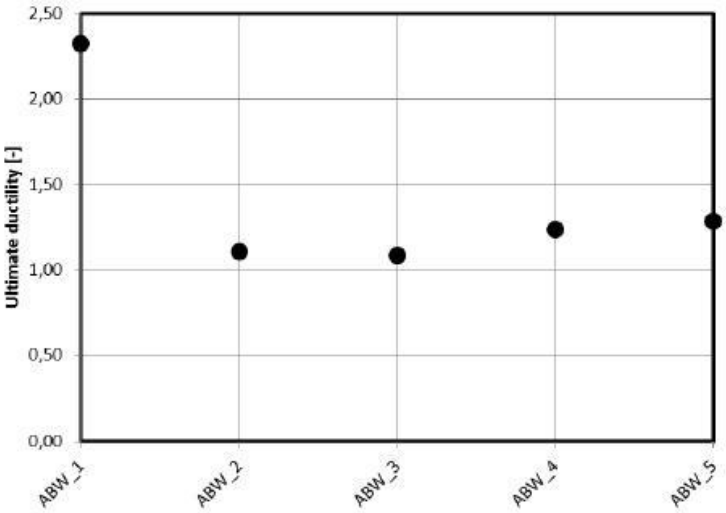


Figura 3.136

Il valore degli spostamenti ultimi non presentano una dispersione molto elevata, visto che i pannelli presentano caratteristiche geometriche e meccaniche simili.

Il confronto successivo è staro relativo alla valutazione dell'energia di dissipazione, calcolata in base all'area di un ciclo di isteresi in un determinato step. Si è visto che il rinforzo in funi d'acciaio (wire ropes) su mattoni di tipo *adobe,* aumenta significativamente l'energia di dissipazione. L'efficacia di tale sistema di rinforzo è evidente anche nell'incremento della capacità di spostamento. Questo sistema di rinforzo è economico e garantisce un miglioramento in termini di energia dissipativa e aumento della duttilità.

Il rinforzo in geo-net presenta ottime caratteristiche di resistenza e, a differenza del rinforzo con funi d'acciaio, non determina un danno alla superficie dovuto all' *pull-out*.

Come si può notare nell'immagine successiva (Figura 3.137) i due sistemi geo-net presentano caratteristiche di assorbimento energetico simili, anche se il PP presenta caratteristiche di dissipazione leggermente migliori.

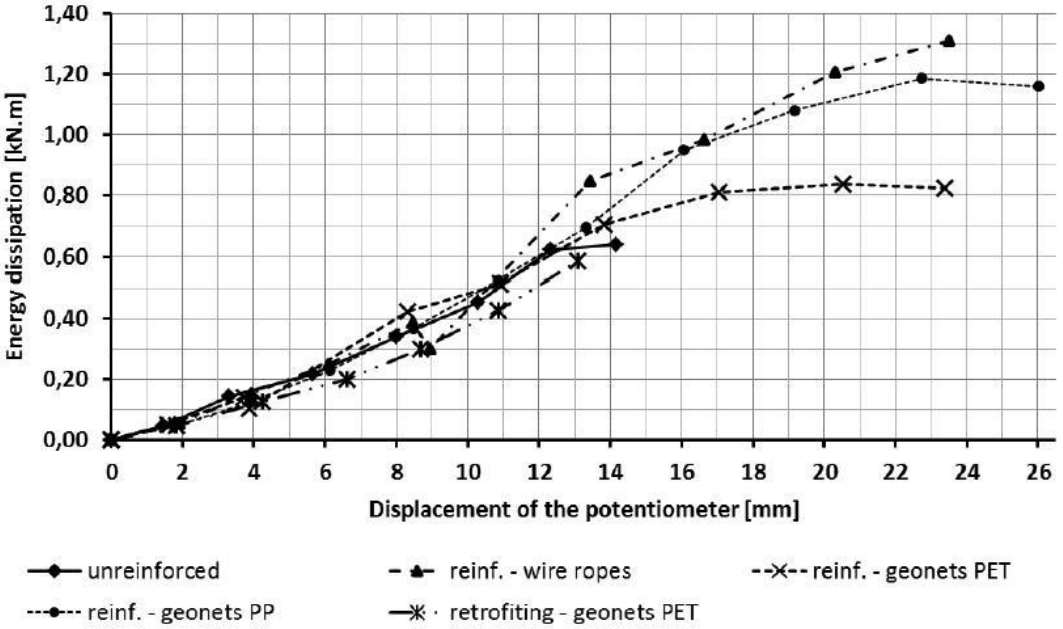


Figura 3.137

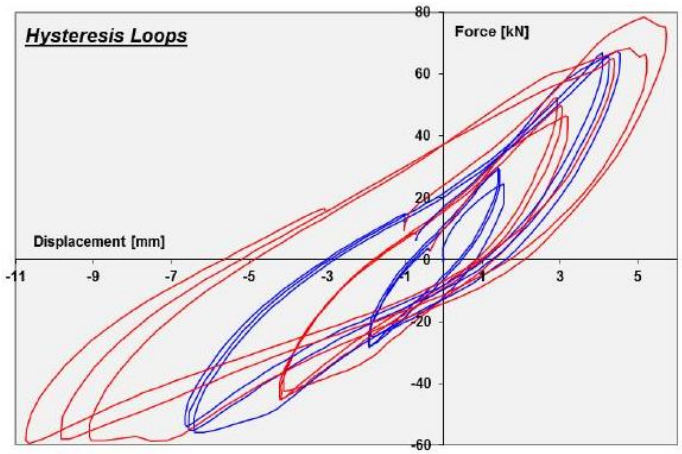
Mattoni a secco (dry brick walls)

Il gruppo di provini relativi ai mattoni a secco è stato costituito da un provino di controllo (non rinforzato), un provino rinforzato con malta e geo-net (PP), un provino rinforzato con malta e geo-net (PET) e un provino rinforzato con delle funi d'acciaio. I suddetti provini hanno mostrato gli stessi benefici dei pannelli costituiti da blocchi *adobe*.

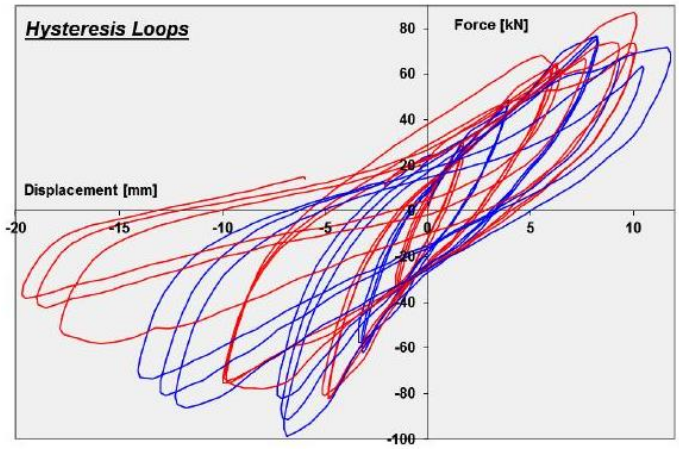
Nel caso del pannello non rinforzato si è verificata la classica rottura con formazione di lesioni sulle diagonali principali, nel caso di provino rinforzato con geo-net (PET) si è

verificata una rottura combinata della muratura e dell'intonaco generato dagli spostamenti relativi tra la rete e il substrato.

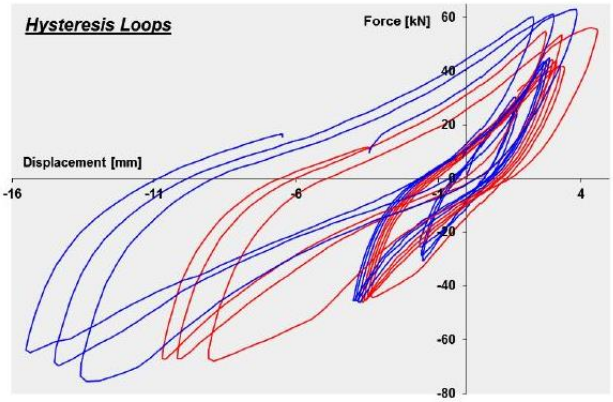
Si riportano i cicli di isteresi relativi ai provini analizzati:



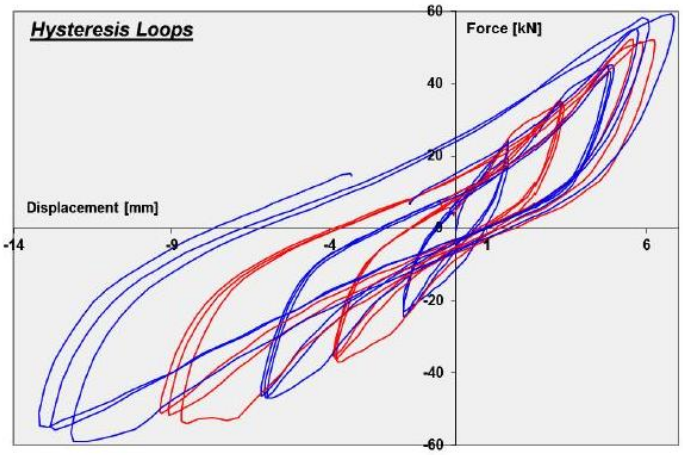
DBW-1



DBW-2



DBW-3



DBW-4

Come nel caso precedente, l'analisi dei risultati sperimentali viene svolta effettuando una bilinearizzazione della curva di inviluppo di isteresi, e i risultati sono riportati nei seguenti diagrammi (Figura 3.138 - Figura 3.139 - Figura 3.140) in termini di deformazioni adimensionalizzate rispetto all'altezza dei pannelli e alla duttilità.

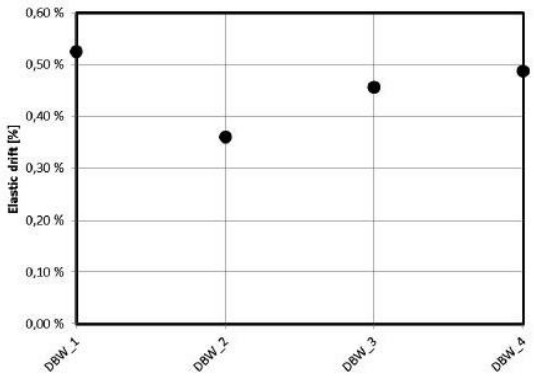


Figura 3.138

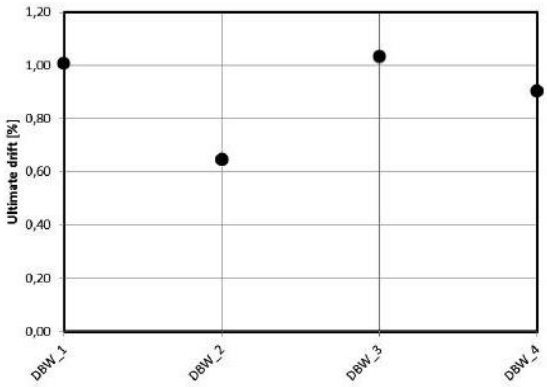


Figura 3.139

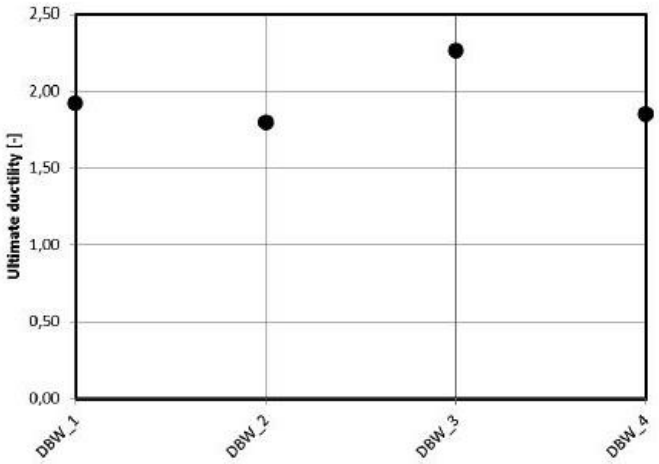


Figura 3.140

In merito alle capacità dissipative si può vedere come il rinforzo che fornisce un'energia dissipativa maggiore è quello in geo-net (PP) (Figura 3.141).

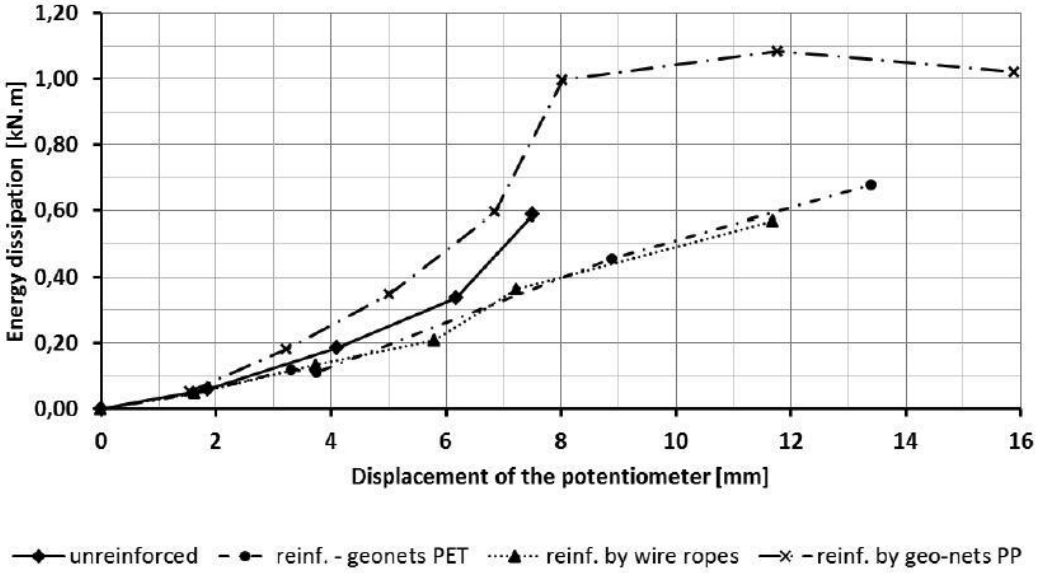
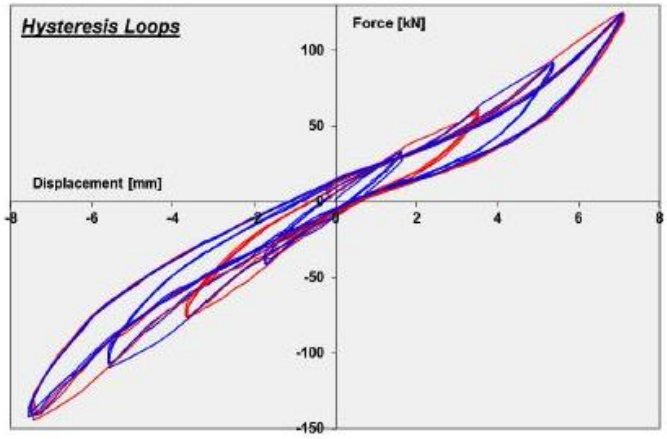


Figura 3.141

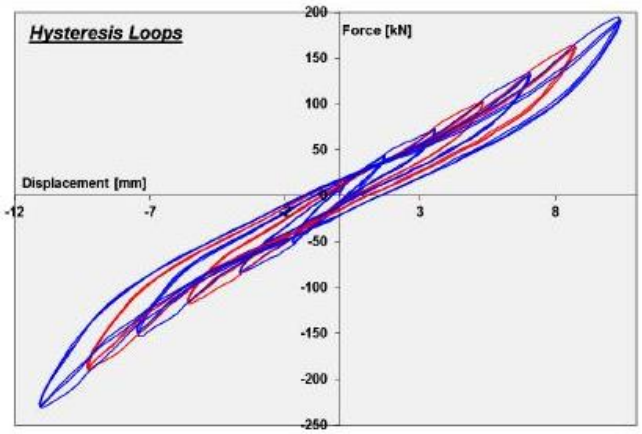
Mattoni pieni (solid brick walls)

Il fatto che i mattoni pieni siano i più rigidi, è confermato dai risultati della sperimentazione. Questo è evidente nei cicli di isteresi riportati, dove per raggiungere

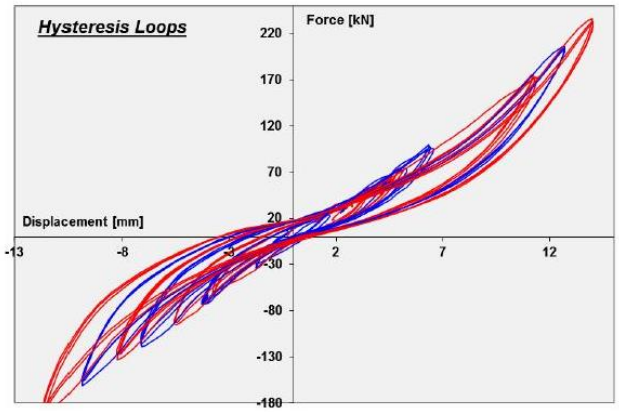
gli spostamenti richiesti dalla prova le forze necessarie sono considerevolmente più alti dei due casi precedenti (*adobe, dry*).



SBW-1



SBW-2



SBW-3

Si è visto come la compressione verticale influenzi in maniera determinante la formazione delle lesioni e la diffusione delle stesse.

Uno dei pannelli è stato rinforzato con otto cavi diagonali in acciaio, due per direzione e quattro per faccia, inseriti in scanalature e ancorati meccanicamente alla superficie. Infine le scanalature sono state riempite con intonaco ottenendo importanti miglioramenti in termini di resistenza. Questo tipo di rinforzo si dimostra determinante nel mantenere i blocchi di muratura uniti. Non sono stati costatati danni nella prova che è stata fermata per il potenziale superamento della massima forza fornita dall'attuatore.

L'altro provino è stato rinforzato su entrambe le facce con geo-net (PET) fissate alla parete attraverso una pistola pneumatica.

Nel caso di questo materiale del substrato si è effettuato solo un confronto tra le energie di dissipazione (Figura 3.142).

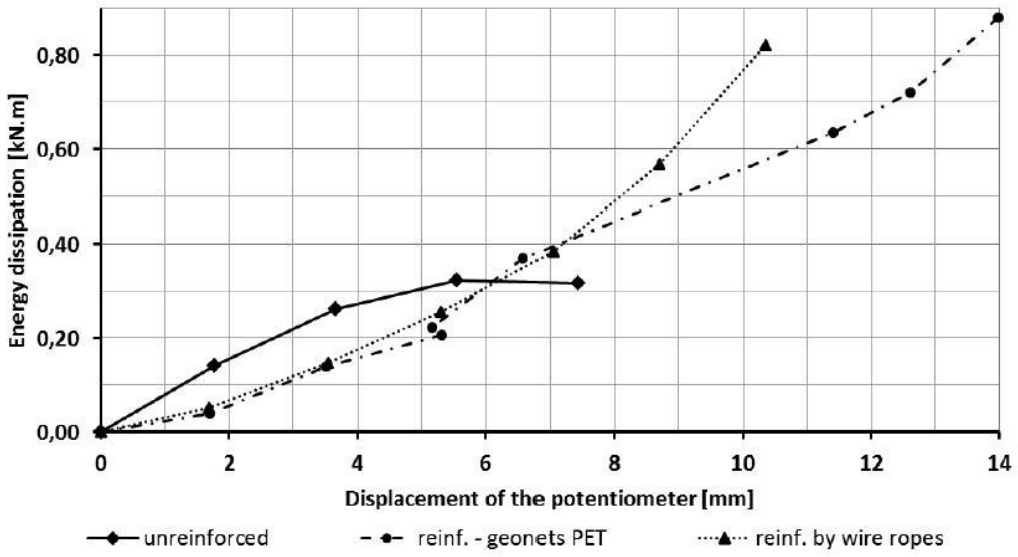


Figura 3.142

Durante i test i provini non sono stati violati, per l'elevata rigidezza e per le capacità delle macchine disponibili per i test.

Per i risultati trovati, per la resistenza rispetto ai carichi laterali e per il basso costo si raccomanda di utilizzare con questo substrato il rinforzo in geo-net (PET) rispetto ai cavi d'acciaio.

Tabelle riepilogative

Tipo di prove
Azione orizzontale ciclica + Azione di compressione uniforme (1370x1050x240 mm^3)

Materiali e dimensioni	Caratteristiche materiali						
	ρ [kg/m^3]	Res Traz	μ [-]	E [GPa]	fc [MPa]	φ [mm]	mesh sizes [mm]
adobe brick (claytec)	2200	0	0.35	3.5	5.5		
mortar-adobe	1900	0.2 [MPa]	-	0.025	1.5		
dry brick	1900	0	0.25	1->4	5->10		
mortar cement (weber)	2100	0.5 [MPa]	0.15	27	5		
solid brick	1850	2.6 [MPa]	0.3	12	27		
wire ropes		1770 [MPa]		210		4	
geo-nets polipoprilene (PP) (Tenax)		9.3/17 [kN/m]		-			30x45
geo-nets poliestere (PET)		35 [kN/m]		-			25x25

Provini testati e caratteristiche			Risultati sperimentali							
materiale	nome pannello	rinforzo	Fhmax [kN]		δmax [mm]		δu [mm]		Fu [kN]	
			push	pull	push	pull	push	pull	push	pull
adobe brick	ABW-1	-	57.3	66.1	7.2	9.2	11.8	13.7	46.0	39.2
adobe brick	ABW-2	wire ropes	113.1	107.5	11.1	16.4	11.1	23.0	113.1	60.0
adobe brick	ABW-3	geo-nets PET	80.2	80.1	9.2	12.9	9.2	16.8	74.8	52.8.0
adobe brick	ABW-4	geo-nets PET	53.5	48.1	9.7	12.9	9.7	12.9	53.5	48.1
adobe brick	ABW-5	geo-nets PP	82.3	86.0	14.0	14.8	17.2	27.0	49.8	26.0
dry brick	DBW-1	-	77.2	60.0	5.0	10.6	5.6	10.6	75.5	60.0
dry brick	DBW-2	geo-nets PP	86.5	100.0	10.0	7.2	11.5	19.7	70.0	33.9
dry brick	DBW-3	geo-nets PET	63.2	74.2	3.5	13.0	4.4	15.6	54.2	63.5
dry brick	DBW-4	wire ropes	60.0	60.0	6.5	12.2	6.5	13.1	60.0	53.2
solid brick	SBW-1	-	124.3	140.9	6.9	7.5	6.9	7.5	124.3	140.9
solid brick	SBW-2	wire ropes	183.3	224.4	10.2	10.8	10.2	10.8	183.3	224.4
solid brick	SBW-3	geo-nets PET	228.0	180.0	13.5	11.6	13.5	11.6	228.0	180.0

3.2. Analisi dei risultati

A seguito dell'analisi degli articoli di letteratura, si vuole analizzare e valutare il miglioramento delle prestazioni dovuto all'utilizzo dei materiali di rinforzo. In particolare si riportano dei grafici riepilogativi che contengono:

- Incremento percentuale della resistenza dei pannelli rinforzati rispetto ai pannelli non rinforzati;
- Incremento percentuale dello spostamento laterale dei pannelli rinforzati rispetto ai pannelli non rinforzati;
- Rapporto tra spostamento laterale e altezza del pannello (solo nei casi di prove di taglio diretto).

Si precisa che l'analisi non è stata svolta per i provini sottoposti a prove di flessione nel piano o fuori dal piano.

Prove di compressione diagonale

Per i pannelli sottoposti a compressione diagonale è stata fatta una semplificazione per ricavare dei valori che fossero significativi ai fini di una valutazione degli spostamenti laterali. Con una costruzione di tipo geometrico si è considerato lo spostamento laterale attraverso la seguente relazione:

$$\delta = l \cdot \sin\frac{\gamma}{2}$$

Dove:

$\delta =$ spostamento laterale;

$l =$ lato del pannello;

$\gamma =$ distorsione angolare, ricavata dalla prova di compressione diagonale.

Nei diagrammi successivi, il tipo di rinforzo utilizzato e la configurazione relativa, sono indicati con una notazione del tipo:

$$XYnroZnro(\#nro + note)$$

Dove:

$X =$ tipo di rinforzo utilizzato;

$Y =$ numero di strati di rinforzo applicati sul pannello;

$Z =$ numero di lati del pannello interessati dall'applicazione rinforzo;

$\# =$ numero dell'articolo di letteratura di riferimento;

$note =$ eventuali note aggiuntive in merito al rinforzo.

Si riportano di seguito le notazioni e i relativi materiali di rinforzo utilizzati:

$G =$ fibra di vetro;

$C =$ fibra di carbonio;

$Cd =$ fibra di carbonio disposta diagonalmente;

$Gd =$ fibra di vetro disposta diagonalmente;

$PVA =$ alcohol polivinilico;

$NSM =$ strisce di fibra di carbonio poste in scanalature;

$PP =$ rete in polipropilene;

$PET =$ rete in polietilene.

Successivamente si riportano i diagrammi contenenti i risultati delle analisi divisi in base al tipo di muratura di substrato. Nell'Appendice del capitolo 3, invece, sono state riportate le tabelle contenenti i valori numerici cui fanno riferimento i grafici.

Nei grafici in cui viene riportato il termine $\frac{\delta_u}{H}$, sono state indicate attraverso delle rette, le soglie di spostamento ultimo per pressoflessione e taglio indicate dalle NTC 08 per edifici in muratura ordinaria (0.4%h per quanto riguarda il Taglio, 0.6%h per quanto riguarda la Flessione).

Tufo

Dai diagrammi riportati di seguito, emerge come la fibra di carbonio conferisca il maggior incremento in termini di resistenza (Figura 3.143). Per quanto riguarda le deformazioni, invece, non vi sono sperimentazioni che interessino il carbonio. Le prove svolte con le fibre di vetro, mostrano come lo spostamento massimo non migliori aumentando il numero di strati di rinforzo, mentre, le pareti rinforzate con 2 strati di rinforzo in fibra di vetro, presentano uno spostamento ultimo incrementato maggiormente rispetto alle pareti rinforzate con uno strato.

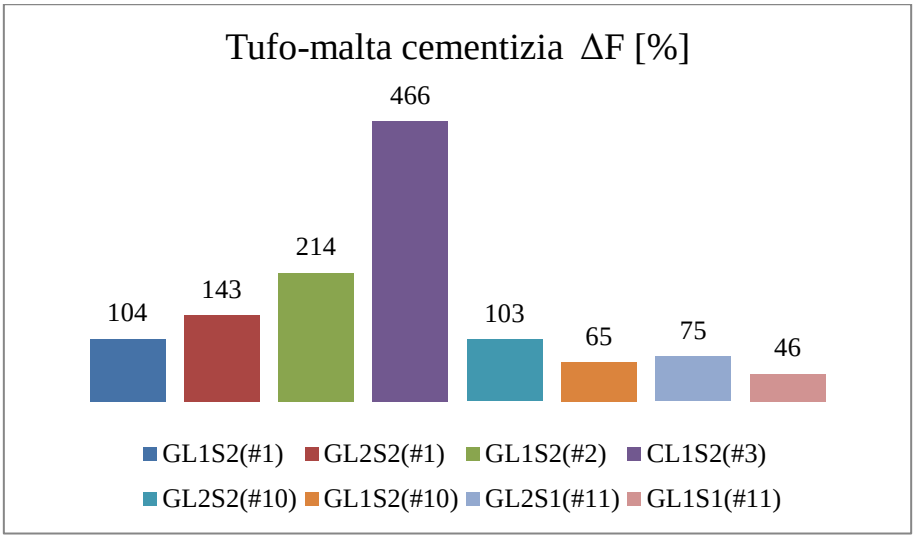


Figura 3.143

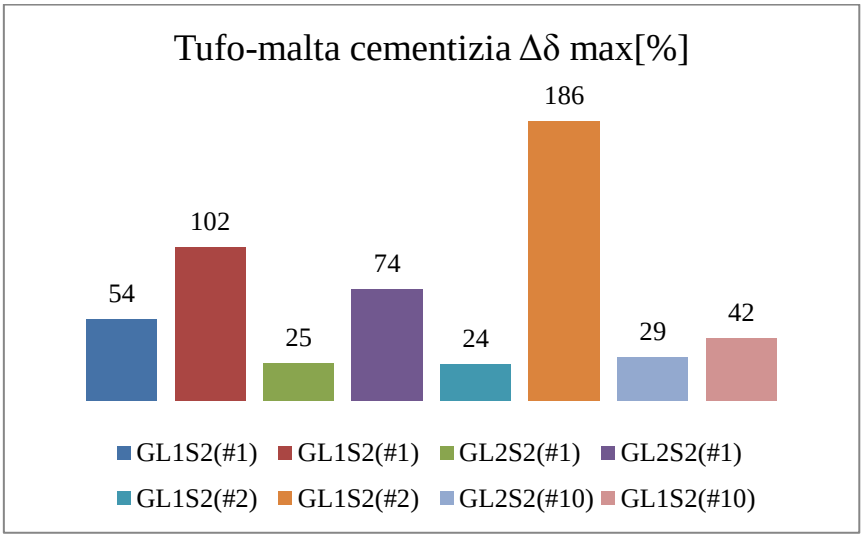


Figura 3.144

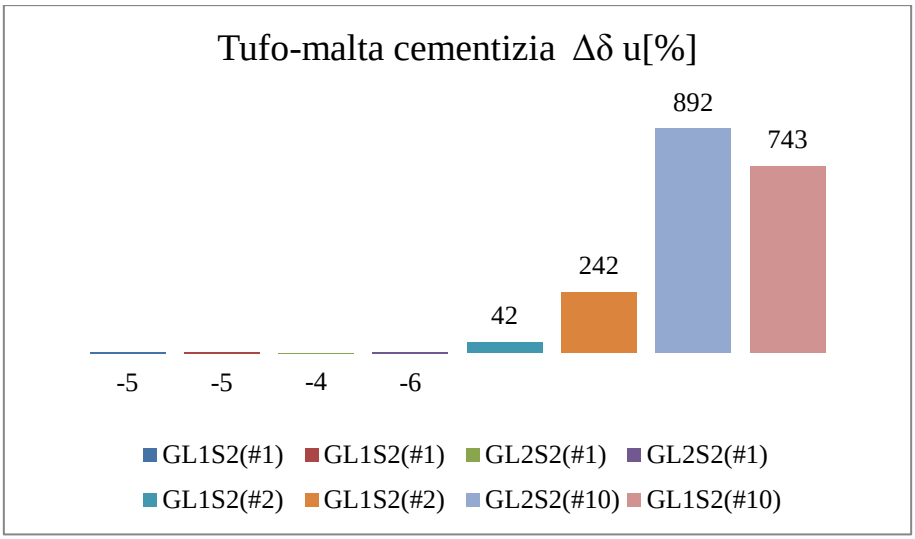


Figura 3.145

In alcuni casi (Figura 3.145) succede che il rinforzo addirittura risulti inefficace, non intervenendo sull'incremento dello spostamento ultimo, o addirittura peggiorandolo.

Cls

I diagrammi riportati di seguito mostrano come un pannello rinforzato su entrambi i lati ottenga un miglior incremento di resistenza, che nella fattispecie è di circa il 20% in più rispetto alle pareti rinforzate su un solo lato (Figura 3.146). Si è visto inoltre come la fibra di vetro rispetto ad un rinforzo in malta cementizia standard presenti un maggiore incremento negli spostamenti. In particolare lo si è visto in quei pannelli rinforzati su un solo lato dove il rinforzo ordito a 0 e 90° garantisce un incremento degli spostamenti addirittura pari al doppio di quello relativo alle pareti con un'orditura del rinforzo differente (Figura 3.147-3.148-3.149).

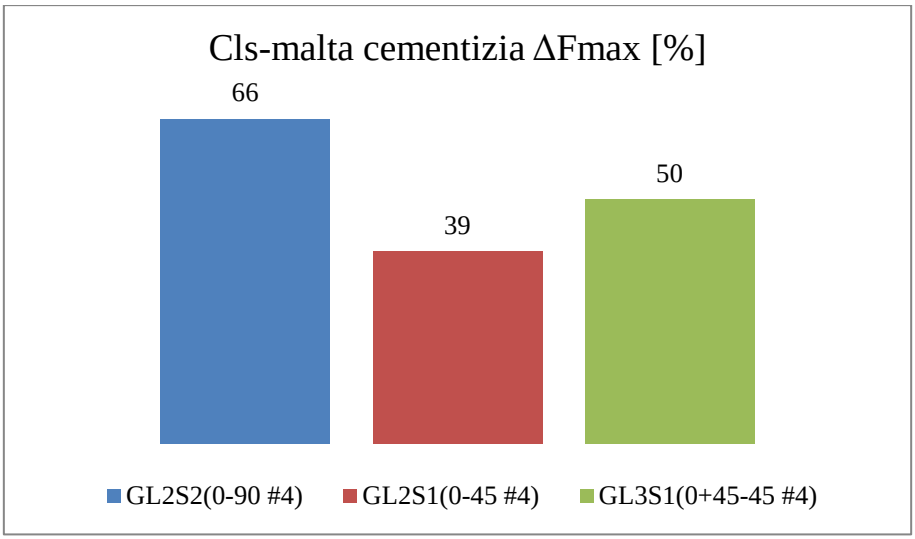


Figura 3.146

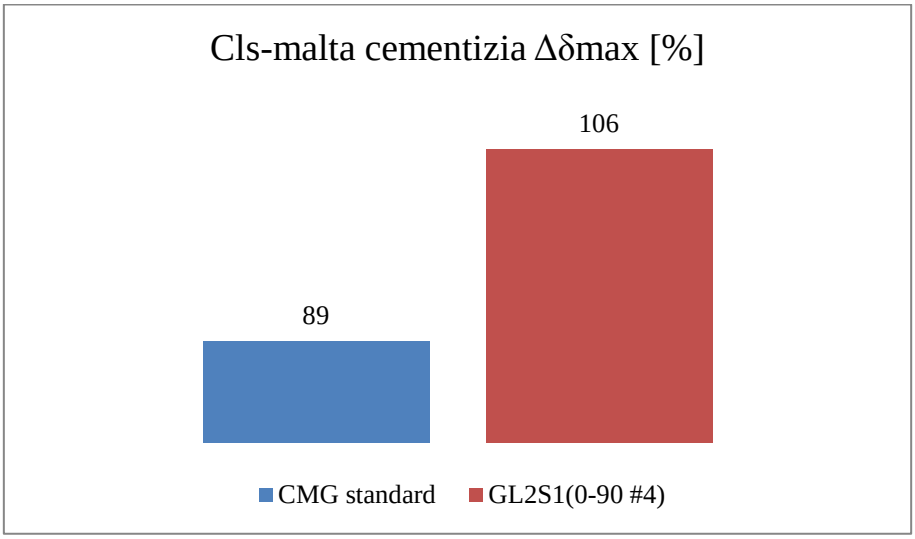


Figura 3.147

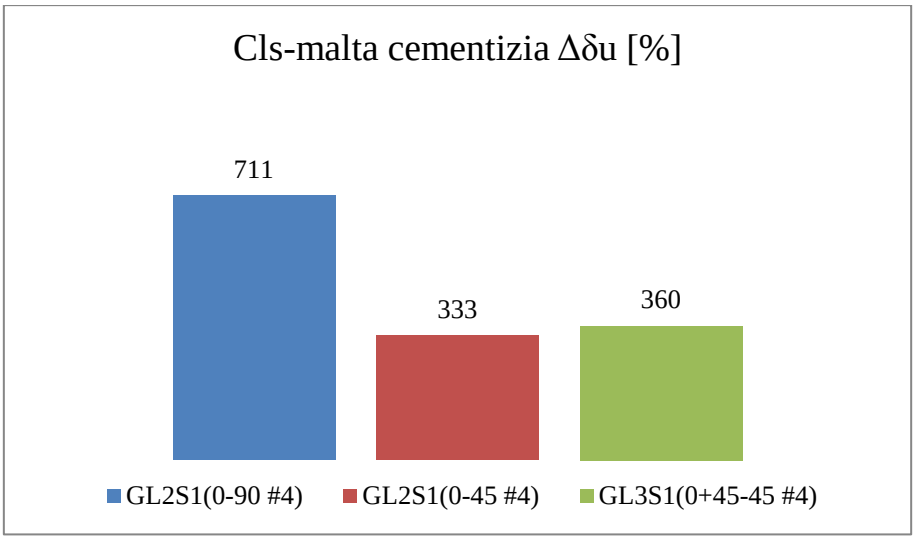


Figura 3.148

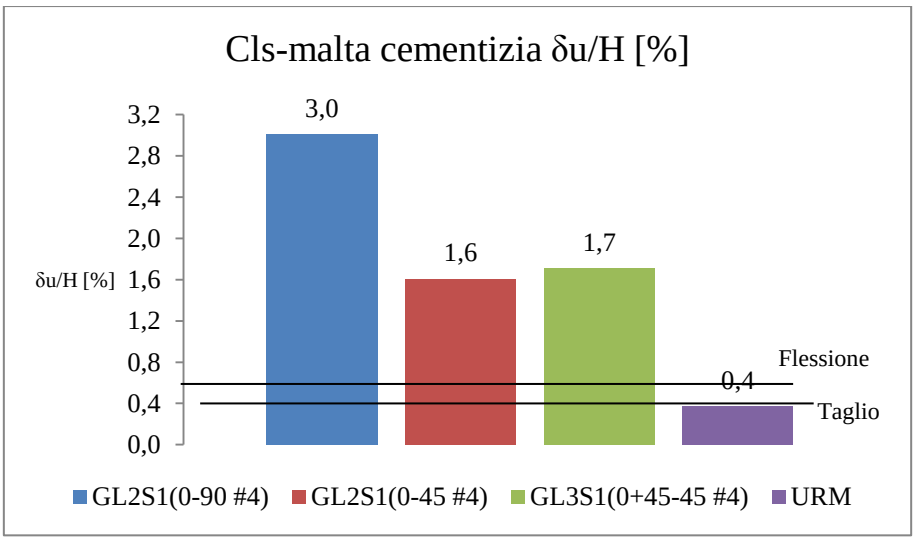


Figura 3.149

Per quanto riguarda gli spostamenti laterali, il pannello non rinforzato rispetta il limite fornito dalla norma per il taglio (Figura 3.149). I restanti pannelli, ossia quelli rinforzati, hanno presentato tutti uno spostamento proporzionale all'altezza del pannello superiore al limite di normativa, con valori degli spostamenti ultimi che variavano dal 1.6% al 3% dell'altezza del pannello.

Argilla

I diagrammi riportati (Figura 3.150) mostrano come l'incremento di resistenza più elevato per pannelli in argilla sia stato fornito dal rinforzo in fibra di vetro applicato diagonalmente alla parete con tre strati e su entrambi i lati del paramento. Il secondo incremento maggiore, invece, lo si è avuto per i pannelli rinforzati su ambo i lati con uno strato di composito in fibra di vetro. In generale si è manifestato un incremento della resistenza in un range variabile tra il 42% eil 74%. In alcuni casi, quali l'applicazione di rinforzi diagonali in fibra di carbonio e vetro, e l'applicazione di alchool polivinilico su un solo lato, non vi sono stati miglioramenti della resistenza. In determinati casi la resistenza ha manifestato addirittura un decremento, ed è il caso di rinforzi in fibra di carbonio e fibra di vetro applicati uniformemente su un unico lato del pannello. Da ciò emerge come il rinforzo su un solo lato del pannello sia inefficace ai fini di un incremento di resistenza della muratura. Un trend diverso lo si è avuto sui risultati riguardanti gli spostamenti. Infatti, in tal caso, l'incremento di spostamento maggiore lo si è avuto per i pannelli rinforzati diagonalmente con materiali in fibra di carbonio su un solo lato. In generale la fibra di carbonio ha garantito un miglioramento degli spostamenti, mentre la fibra di vetro applicata diagonalmente, in tutte le sue configurazioni possibili non ha migliorato il comportamento della muratura, e in alcuni casi lo ha addirittura peggiorato (Figura 3.151).

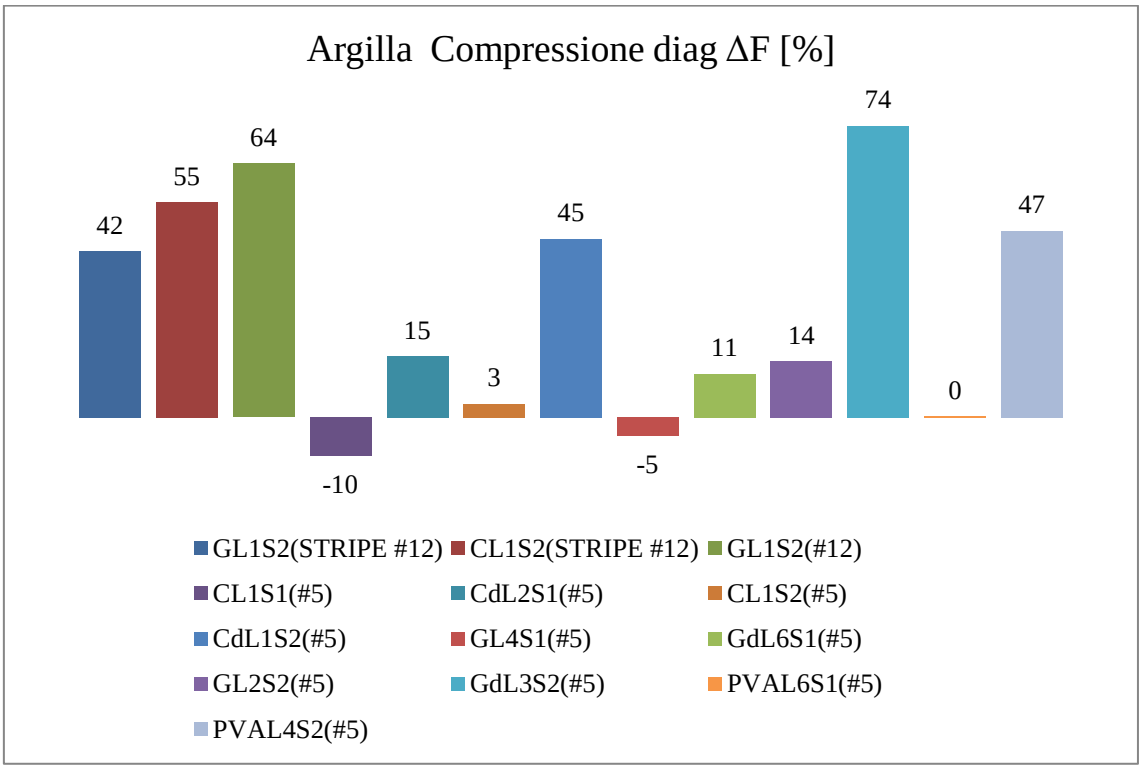


Figura 3.150

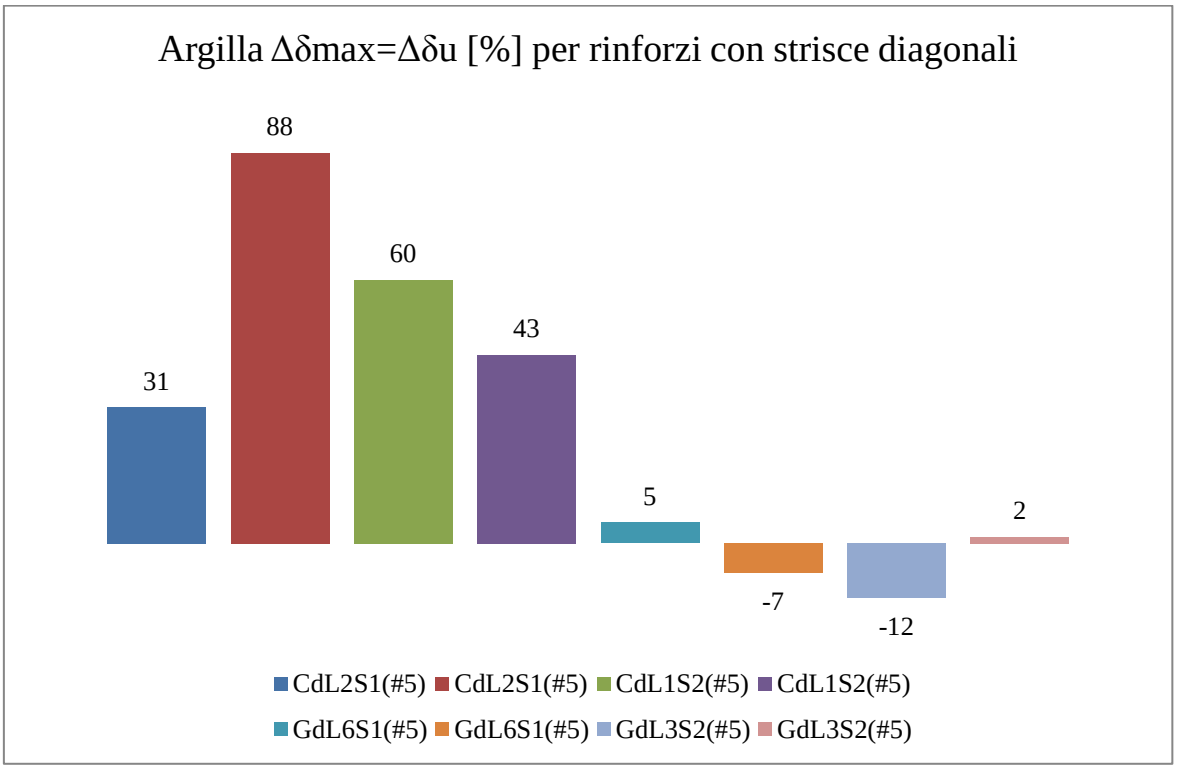


Figura 3.151

Per quanto riguarda i mattoni forati in argilla, i diagrammi riportati sono stati influenzati da una rottura precoce del provino non rinforzato (URM) di riferimento. Dagli incrementi, a volte spropositati, si può evincere come vi sia stato un miglioramento della resistenza sia per i provini sottoposti ad uno sforzo di compressione del 10% della propria resistenza, sia per i provini sottoposti ad uno sforzo di compressione pari al 2.5 % della propria resistenza (Figura 3.152). In generale le pareti rinforzate con due strati sui due lati del pannello hanno manifestato i maggiori incrementi di resistenza, anche se le incertezze in merito ai risultati non permettono valutazioni specifiche. Si può notare però come il rinforzo in NSM, caratterizzato da strisce in direzione parallela al carico applicato, non vadano a fornire alcun incremento di resistenza. Probabilmente queste sarebbero state più efficaci se applicate ortogonalmente al carico applicato. Come per le resistenze, anche per quanto riguarda l'incremento di spostamento i risultati si dimostrano inattendibili (Figura 3.153). Per quanto riguarda i limiti di normativa, gli spostamenti si sono dimostrati sempre al di sotto delle soglie, con quelli dei pannelli non rinforzati o rinforzati in NSM addirittura con spostamenti di un ordine di grandezza inferiori a quelli consentiti dalla norma (Figura 3.154 -3.155).

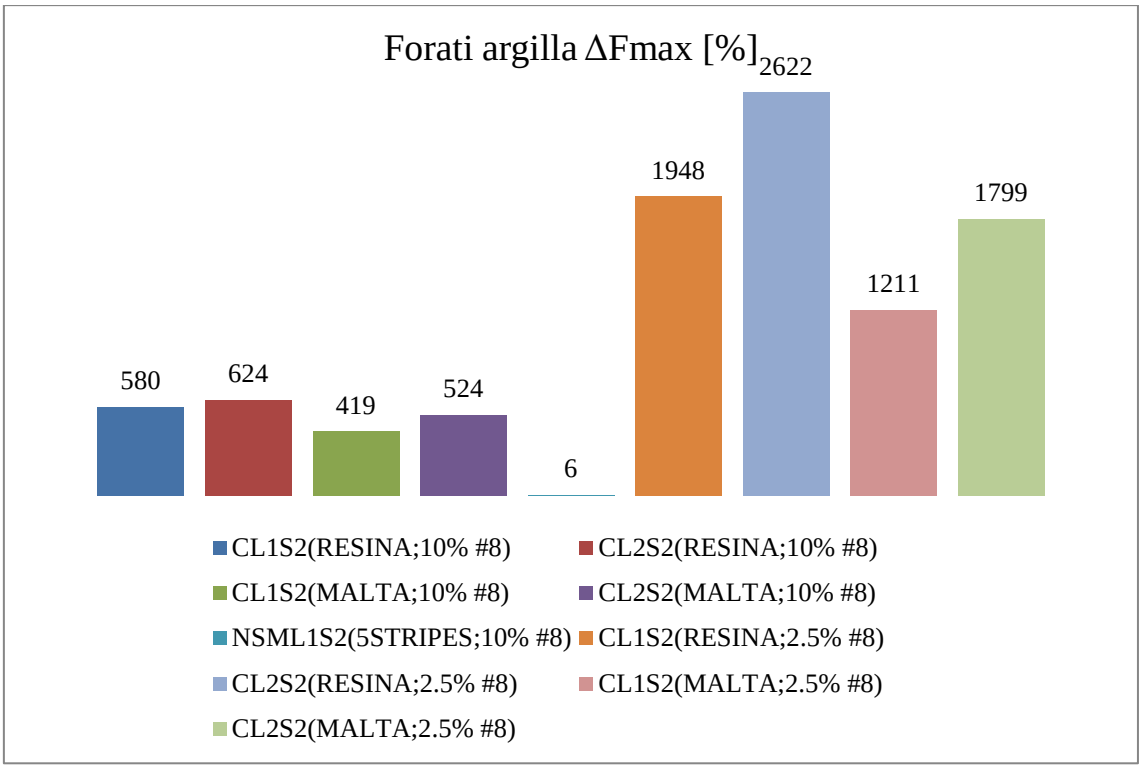


Figura 3.152

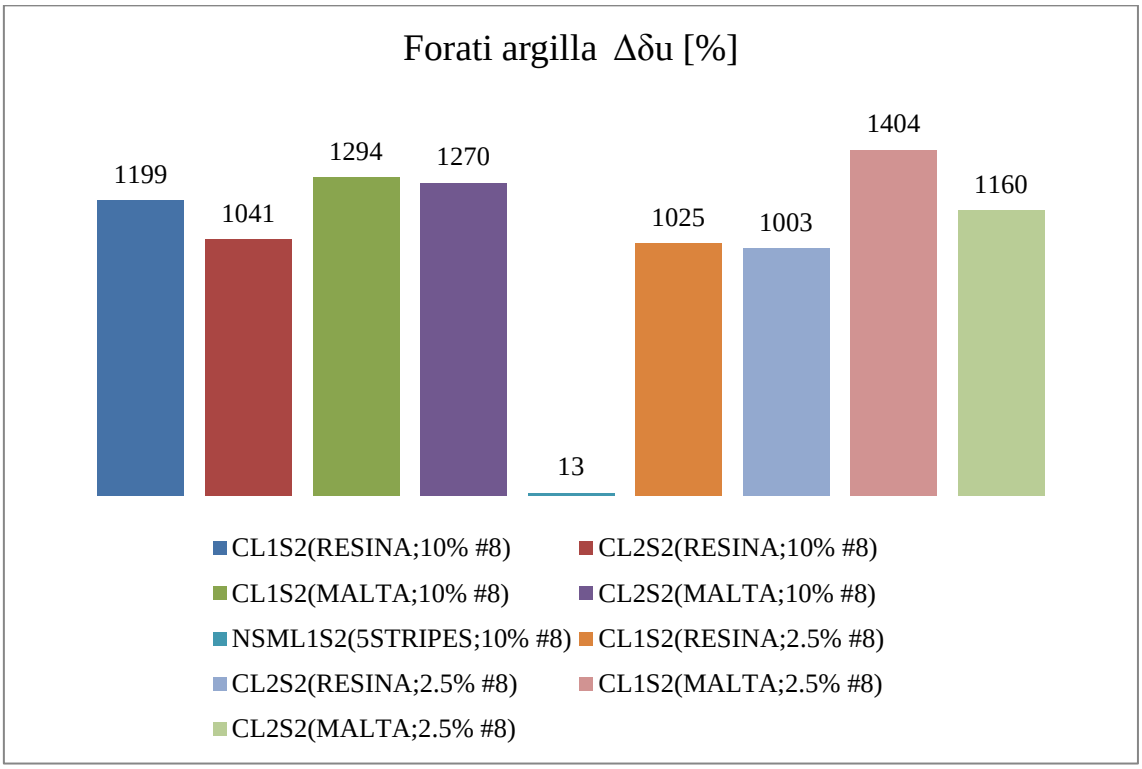


Figura 3.153

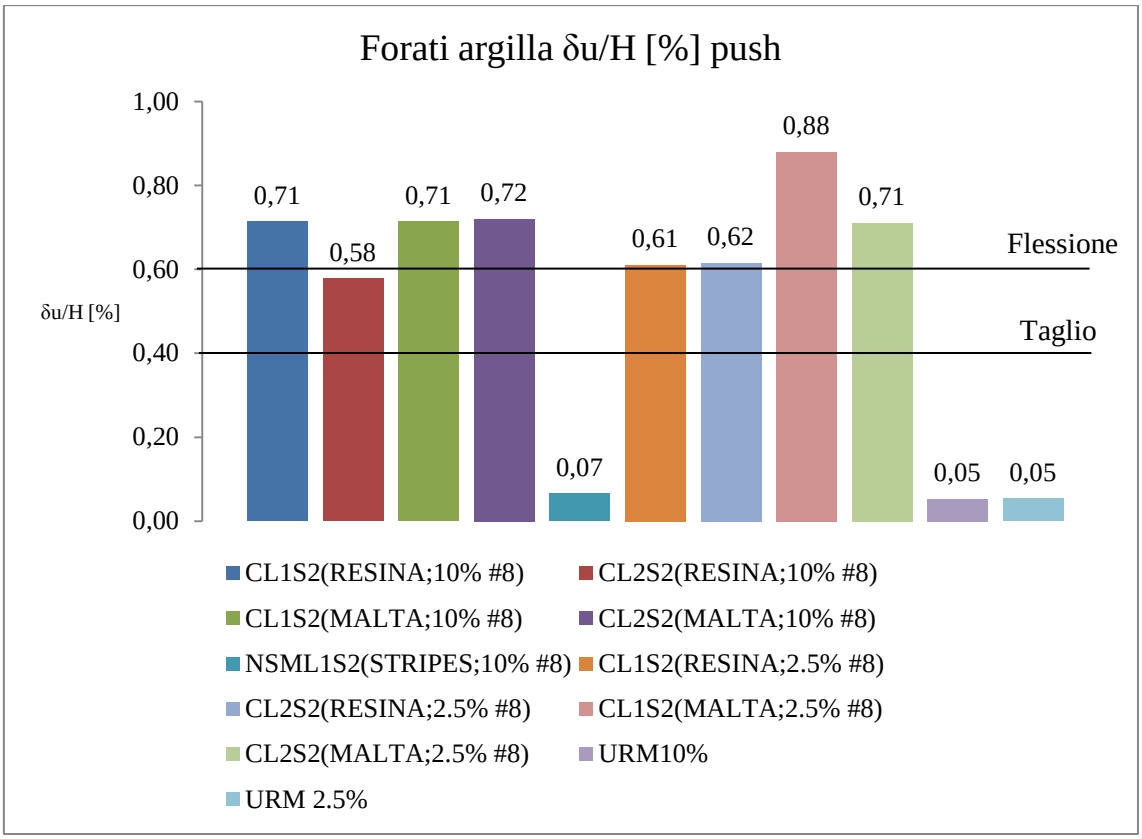


Figura 3.154

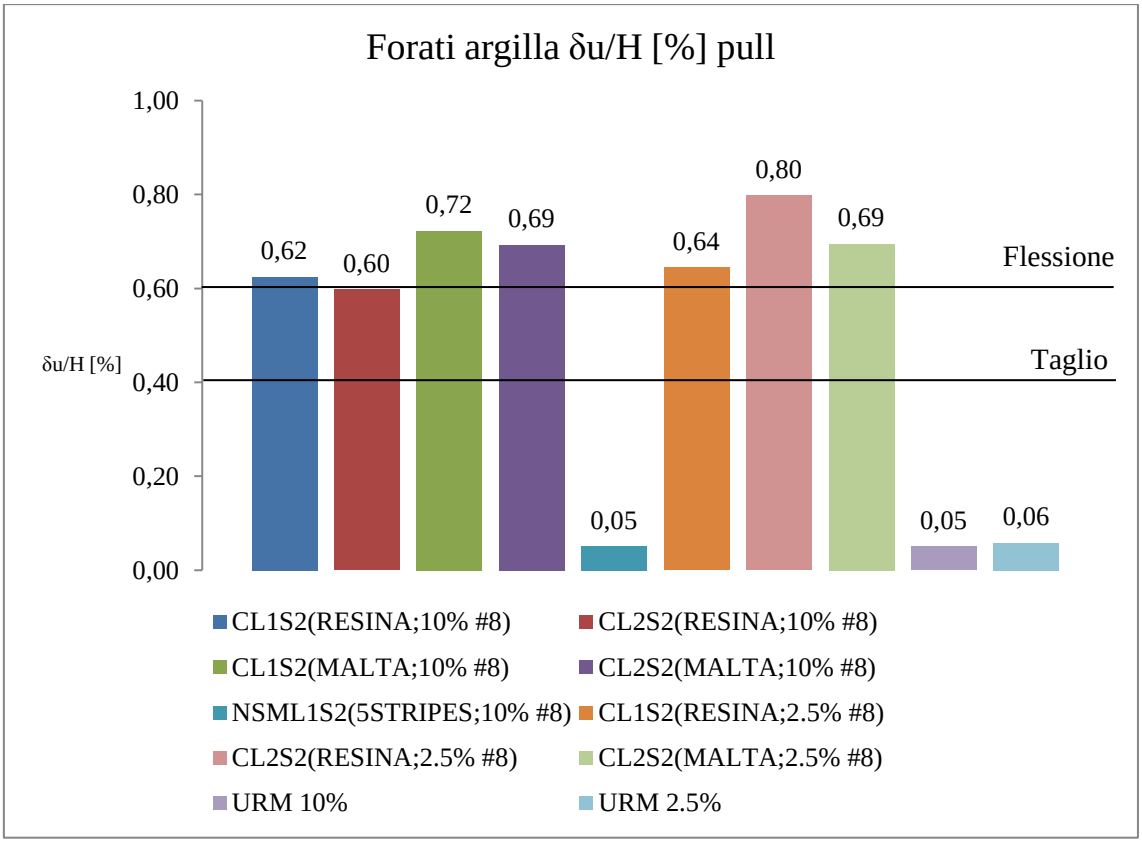


Figura 3.155

Adobe-Solid-Dry

Dai grafici riportati (Figura 3.156-158) si può valutare per ogni tipo di substrato considerato quale sia il rinforzo che conferisca il più grande miglioramento in termini di resistenza e spostamenti. Per il substrato in mattone cotto (adobe), il miglioramento più elevato in termini di resistenza è stato quello ottenuto mediante rinforzo in wire ropes con un incremento di circa l'80%, mentre per quanto riguarda gli altri rinforzi vi è stato un miglioramento di circa il 30% con, in certi casi, un decremento probabilmente dovuto alla dispersione sperimentale. Per il substrato in mattoni a secco (dry), l'unico miglioramento in termini di resistenza è stato ottenuto mediante rinforzo in polipropilene (PP), che ha garantito un incremento del 36% della resistenza. Per il substrato in mattone pieno (solid), PET e wire ropes hanno mostrato uno stesso incremento di resistenza del 54% superiore a quello dei pannelli non rinforzati.

Nell'adobe i miglioramenti più alti negli spostamenti massimi e negli spostamenti ultimi sono conferiti dal rinforzo in PP. Per i pannelli in dry, invece, è il rinforzo in wire ropes a mostrare i migliori risultati in termini di incremento degli spostamenti.

Per quanto riguarda i pannelli in solid l'incremento maggiore negli spostamenti lo si è avuto grazie al rinforzo in PET. Ad ogni modo dai risultati si evince come vi sia un'elevata variabilità nei risultati degli incrementi degli spostamenti dovuti all'applicazione del rinforzo.

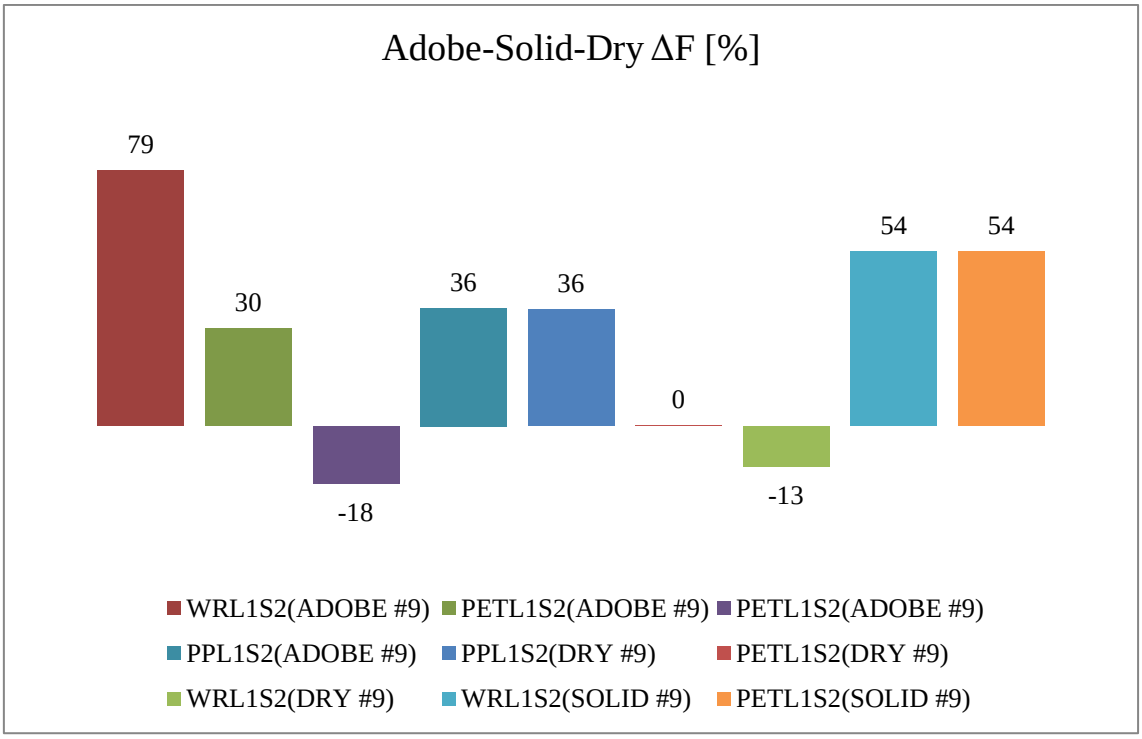


Figura 3.156

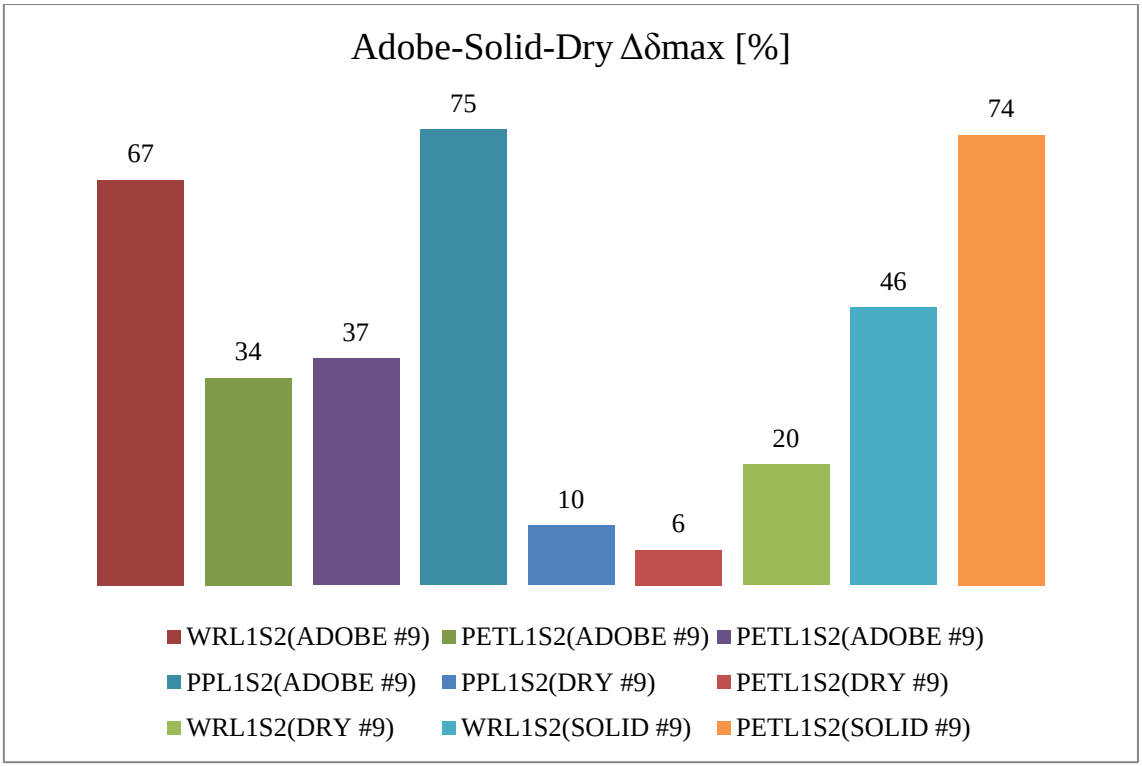


Figura 3.157

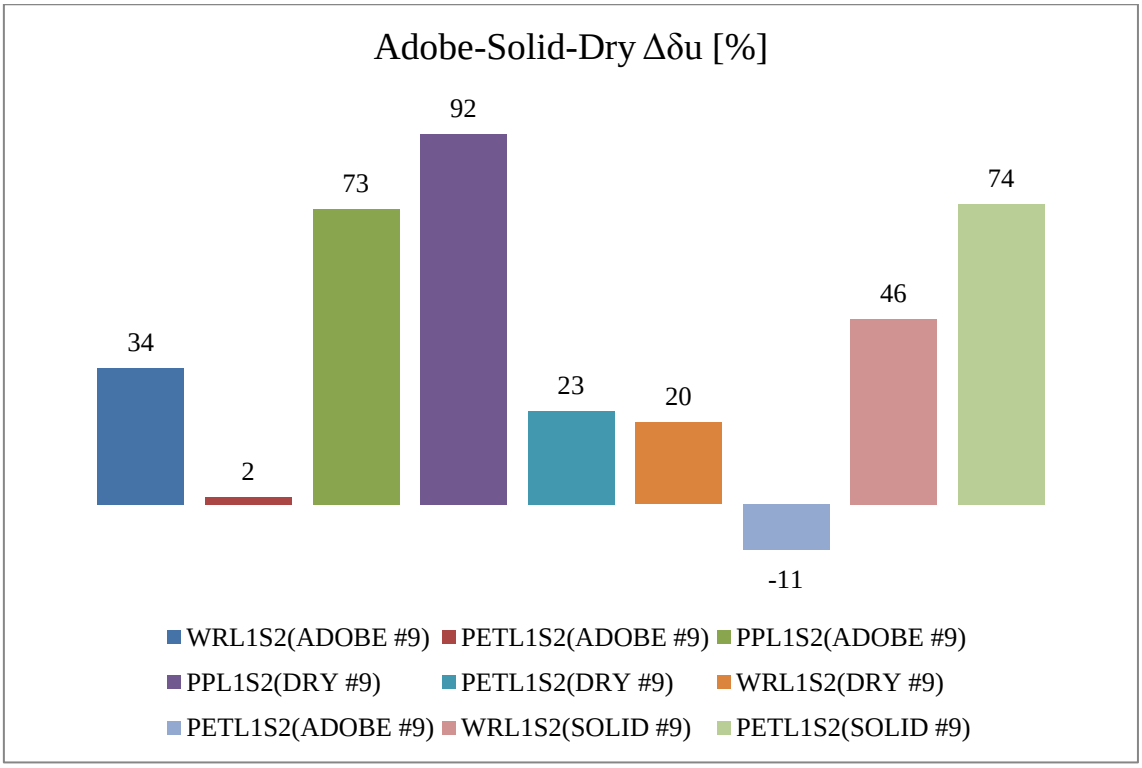


Figura 3.158

Per quanto riguarda gli spostamenti laterali proporzionali rispetto all'altezza dei pannelli, i pannelli non rinforzati hanno avuto un campo di variabilità tra lo 0.5 e lo 0.9%, quindi tra i limiti di spostamento ultimo per taglio e flessione tenendo conto anche della dispersione sperimentale. Per quanto riguarda i pannelli rinforzati, i valori degli spostamenti si sono attestati attorno all'1% con punte del 2% dell'altezza del pannello (Figura 3.159-3.160).

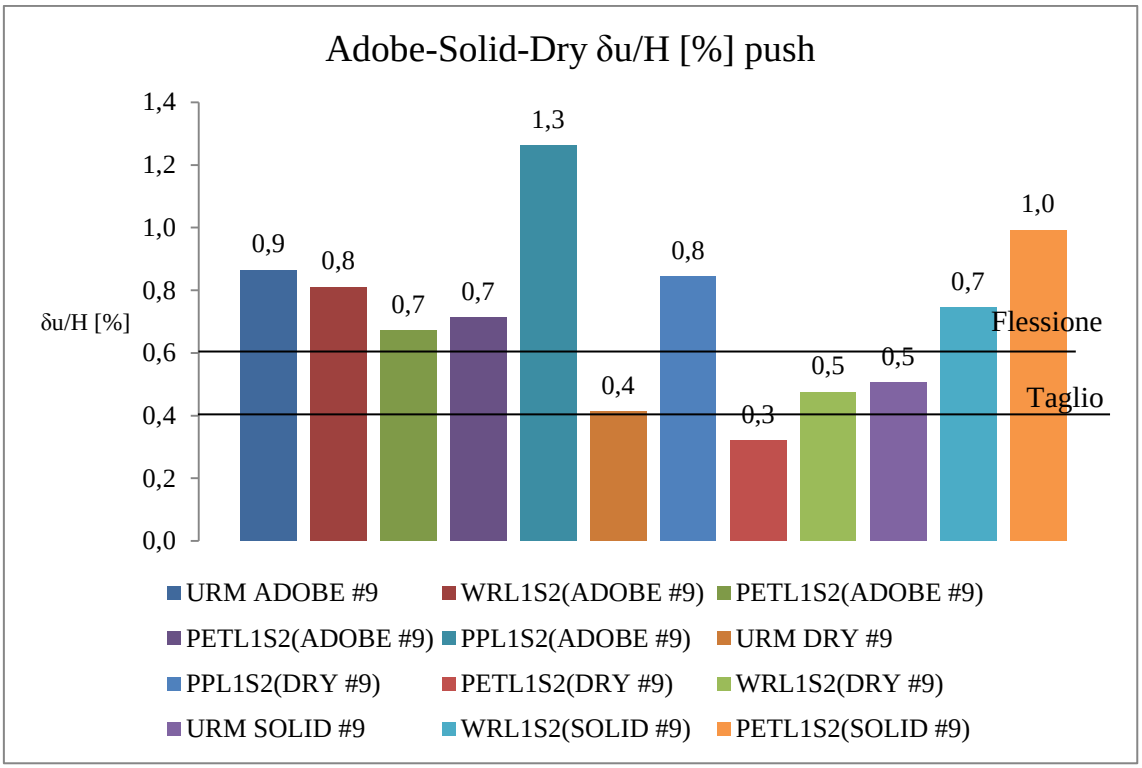


Figura 3.159

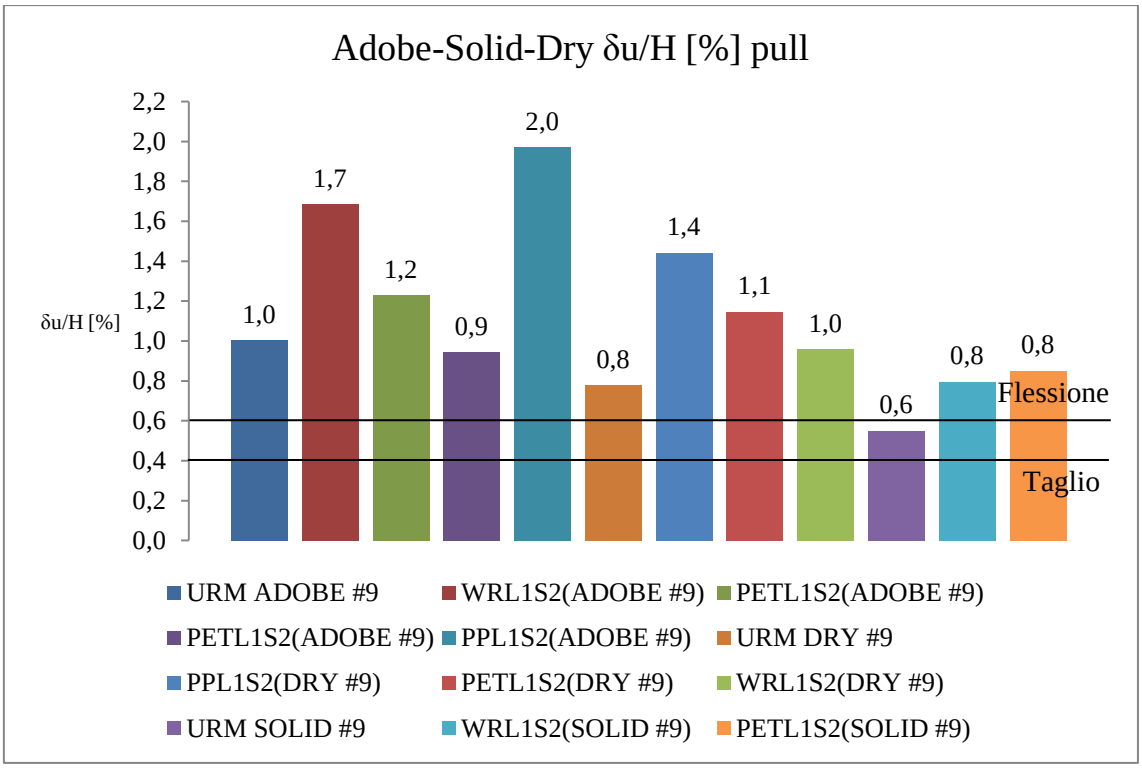

Adobe-Solid-Dry δu/H [%] pull
δu/H [%]
2,2
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,0
1,0
1,7
1,2
0,9
2,0
0,8
1,4
1,1
1,0
0,6
0,8
0,8
Flessione
Taglio
URM ADOBE #9
WRL1S2(ADOBE #9)
PETL1S2(ADOBE #9)
PETL1S2(ADOBE #9)
PPL1S2(ADOBE #9)
URM DRY #9
PPL1S2(DRY #9)
PETL1S2(DRY #9)
WRL1S2(DRY #9)
URM SOLID #9
WRL1S2(SOLID #9)
PETL1S2(SOLID #9)

Figura 3.160

4. ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE I COMPOSITI

Le analisi precedentemente svolte sull'edificio hanno messo in evidenza nel Capitolo 2 un elevato rischio sismico dell'edificio soprattutto quando il materiale utilizzato è il pietrame e i solai sono in putrelle e tavelloni, pertanto si è proceduto a verificare l'efficacia dei rinforzi in composito proprio in questo caso.

Si riportano in una tabella (Tabella 4.1) le caratteristiche meccaniche del materiale dell'edificio oggetto di studio:

Muratura	f_m [N/cm^2]	τ [N/cm^2]	E [N/mm^2]	G [N/mm^2]	W [kN/m^3]
Pietrame	116.67	2.17	870	290	19

Tabella 4.1

In Figura 4.1 si riportano le curve di capacità ottenute con il modello di edificio in pietrame già analizzato al Capitolo 2.

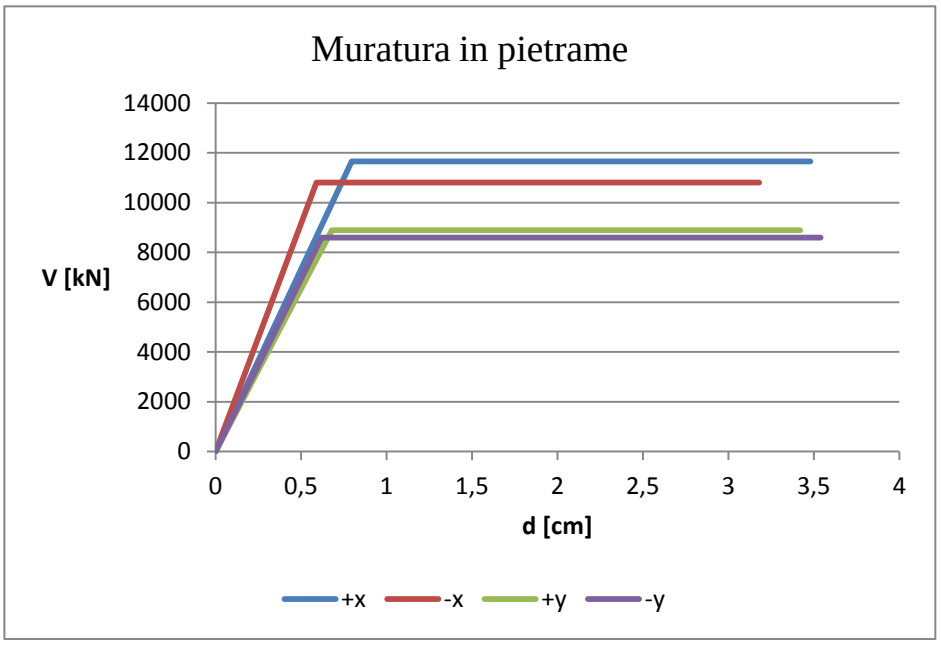


Figura 4.1

L'applicazione del rinforzo è stata simulata incrementando la resistenza del materiale e modificando i limiti di spostamento di interpiano indicati dalla circolare 617/2009 , in

base a quanto emerso dall'analisi sul comportamento dei pannelli rinforzati svolta e illustrata nel Capitolo 3.

Tra le varie configurazioni possibili di rinforzo studiate, si è deciso di adeguare il modello di edificio mediante due tipi di materiali compositi:

- Rinforzo in fibra di vetro e malta cementizia (CMG)
- Rinforzo in fibra di vetro e resina epossidica (FRP)

Poiché si vuole mettere in evidenza quanto sia importante l'incremento di duttilità fornito dai materiali compositi rispetto al solo incremento della resistenza, si analizzerà per ogni applicazione anche il caso in cui vi sia soltanto un incremento della resistenza, senza un miglioramento nella capacità di spostamento.
Per ogni caso analizzato si riporteranno la curva di pushover e le tabelle contenenti i valori numerici relativi al tagliante applicato alla struttura e agli spostamenti. Una volta riportati i risultati delle analisi non lineari svolte, sarà svolta un'analisi dei risultati in cui saranno valutate le variazioni di resistenza e duttilità dell'edificio studiato.

4.1. Adeguamento sismico con composito in malta cementizia

Il rinforzo in CMG (Cement-Matrix Grid) è costituito da una rete in fibra di vetro immersa in una matrice costituita da malta cementizia. Si riportano due grafici, estrapolati dall'analisi svolta al Capitolo 3 (Figura 4.2-4.3), in cui sono riportati gli incrementi di resistenza e gli incrementi di spostamento manifestati dai pannelli rinforzati con tale tipo di composito. In blu sono rappresentati gli incrementi dovuti all'applicazione di un solo strato di composito (GL1S2), mentre in rosso sono rappresentati gli incrementi dovuti all'applicazione di due strati di composito (GL2S2). Il rinforzo in entrambi i casi è stato applicato su entrambe le facce del pannello.

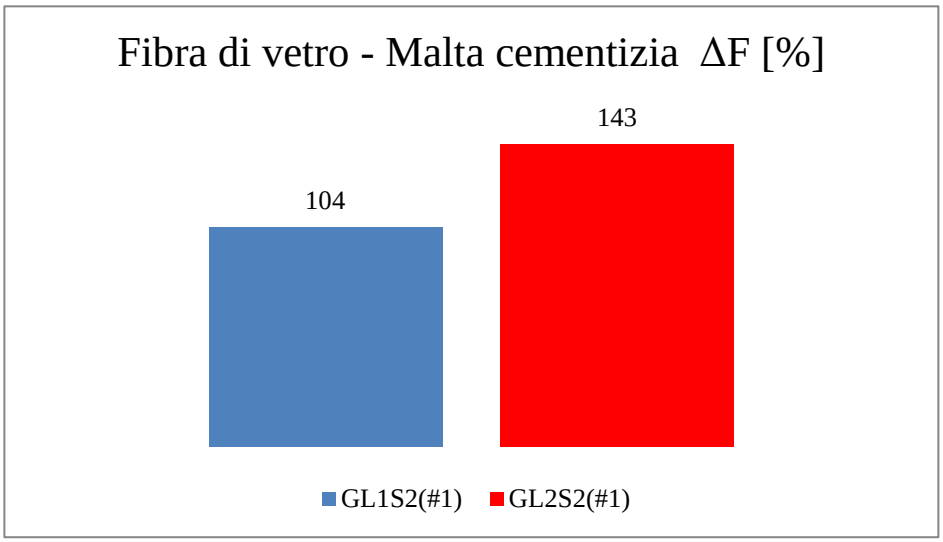


Figura 4.2

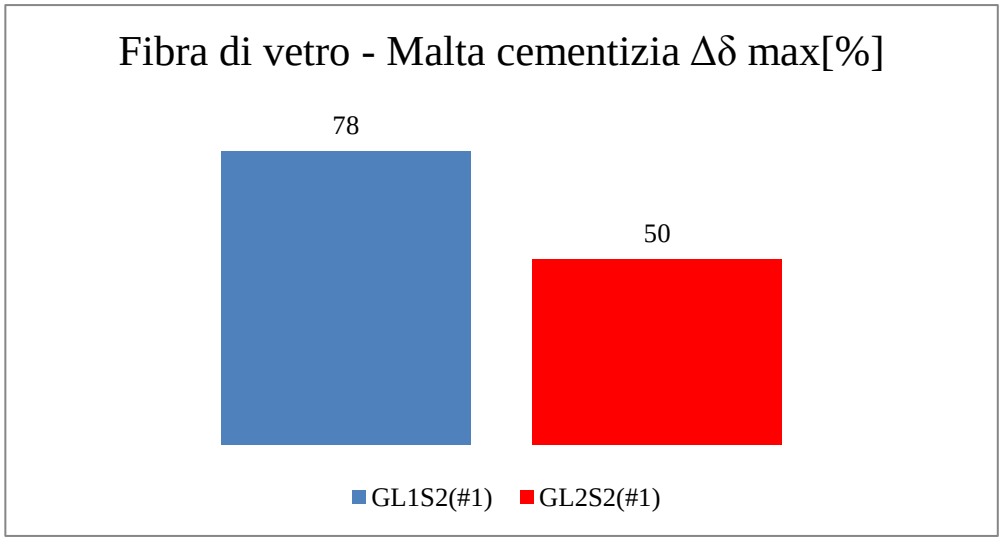


Figura 4.3

Si riporta una tabella (Tabella 4.2) in cui sono sintetizzati i miglioramenti in termini di resistenza e spostamento forniti dal rinforzo in CMG. Dagli studi sperimentali, dunque, è emerso come la resistenza del pannello aumenti con il numero di strati di rinforzo, mentre l'incremento degli spostamenti tenda a ridursi man mano che si incrementi il numero di strati del rinforzo.

Rinforzo	ΔF [%]	Δδmax [%]
GL1S2	104	78
GL2S2	143	50

Tabella 4.2

Caso 1: incremento della resistenza del 104 % (GL1S2)

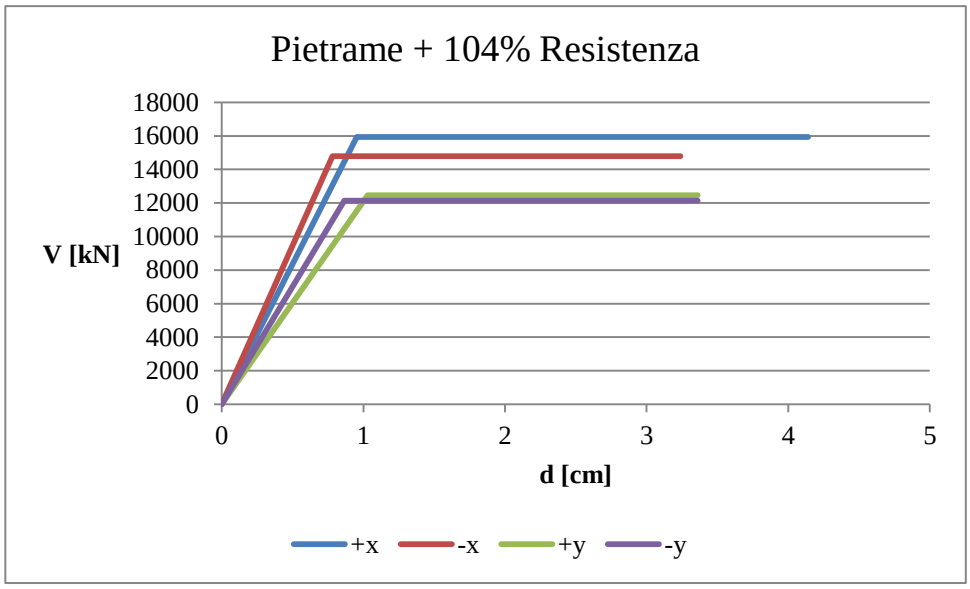


Figura 4.4

	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
+x	15939.7	0.95	4.14	4.04
-x	14782.7	0.78	3.24	3.71
+y	12467.6	1.03	3.36	4.67
-y	12132.5	0.87	3.36	4.31

Tabella 4.3

Caso 2: incremento della resistenza del 104 % e incremento degli spostamenti del 78 % (GL1S2)

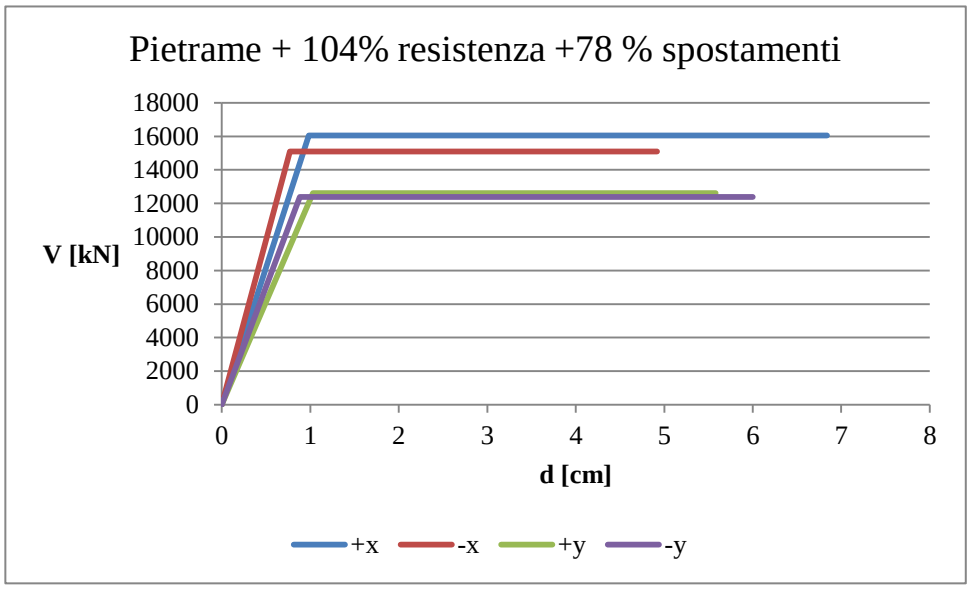


Figura 4.5

	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
+x	16046.1	0.98	6.84	4.09
-x	15095.4	0.77	4.92	3.7
+y	12605.6	1.03	5.58	4.66
-y	12393.5	0.88	6.00	4.31

Tabella 4.4

Sintesi applicazione GL1S2

Considerata la direzione +x, in cui gli andamenti delle curve si presentano pressoché simili, si vogliono confrontare i risultati ottenuti applicando il rinforzo all'edificio, con i risultati derivanti dall'analisi dell'edificio non rinforzato Tabella (4.5).

configurazione	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
Pietrame	11658.6	0.80	3.48	4.4
Pietrame +104% ΔF	15939.7	0.95	4.14	4.0
Pietrame +104% ΔF + 78% Δδ	16046.1	0.98	6.84	4.1

Tabella 4.5

In primo luogo si può notare come l'applicazione del rinforzo consenta all'edificio di avere uno spostamento ultimo superiore a quello richiesto allo SLC. L'edificio rinforzato con uno strato di CMG può quindi dirsi verificato. Per quanto riguarda la variazione delle caratteristiche dell'edificio, si può notare come la resistenza in virtù dell'intervento, che si consideri o meno l'incremento di duttilità, raggiunga valori simili con un tagliante massimo di circa 16000 kN. Lo spostamento ultimo, invece, raggiunge valori molto più alti nel caso in cui si consideri l'incremento di duttilità. La struttura in cui sia stata incrementata la possibilità di spostamento, raggiunge uno spostamento ultimo di 6.84 cm a fronte di uno spostamento di circa 4 cm dell'edificio in cui sia stata incrementata unicamente la resistenza. Ciò mostra quanto sia inefficace un intervento sull'edificio che vada semplicemente ad incrementare la resistenza del materiale senza aumentarne la duttilità.

Caso 3: incremento della resistenza del 143 % (GL2S2)

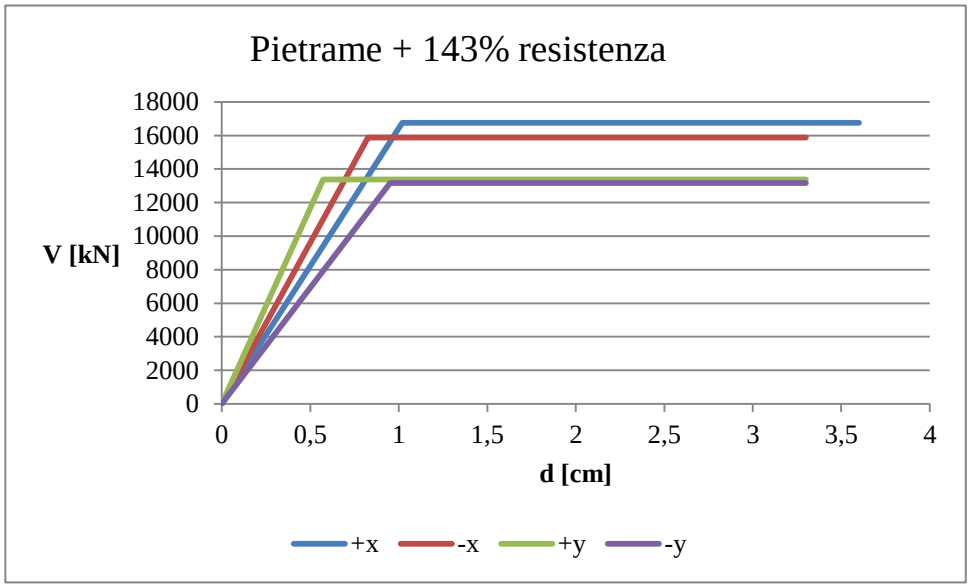


Figura 4.6

	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
+x	16763.3	1.02	3.60	4.0
-x	15875.3	0.83	3.30	3.6
+y	13369.3	0.57	3.30	4.6
-y	13177.5	0.95	3.30	4.3

Tabella 4.6

Caso 4: incremento della resistenza del 143 % e incremento degli spostamenti del 50 % (GL2S2)

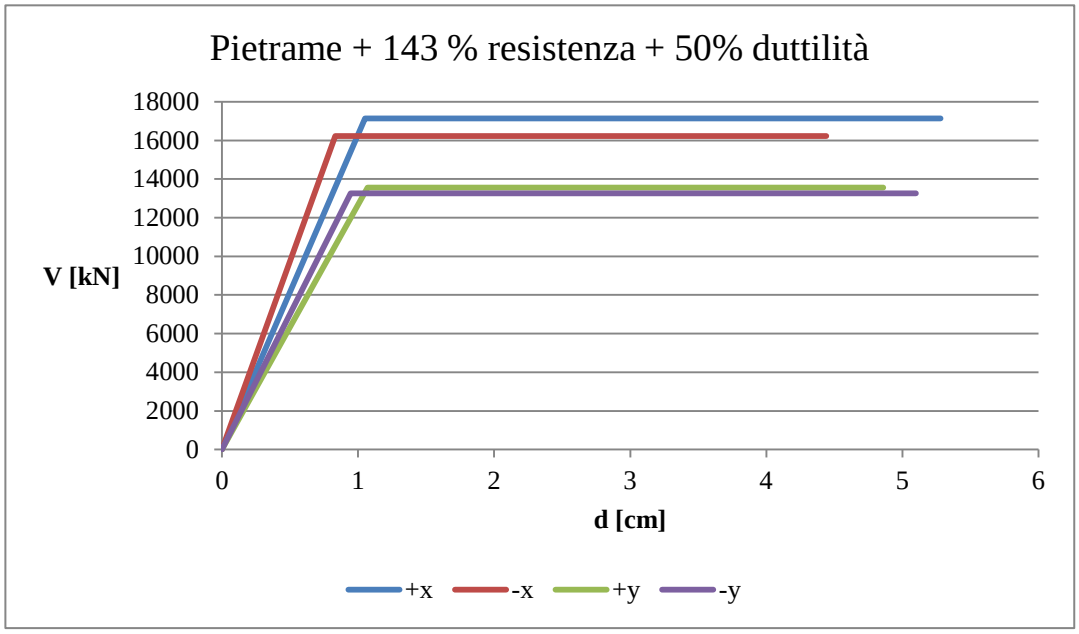


Figura 4.7

	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
+x	17138.8	1.05	5.28	4.0
-x	16226.9	0.83	4.44	3.6
+y	13558.1	1.07	4.86	4.6
-y	13258.1	0.95	5.10	4.3

Tabella 4.7

Sintesi applicazione GL2S2

Scelta una direzione di carico (+x) vengono riportate i valori salienti derivanti dalle curve di pushover relative a quella direzione (Tabella 4.8).

Configurazione	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
Pietrame	11658.6	0.80	3.48	4.4
Pietrame +143% res	16763.6	1.02	3.6	4.0
Pietrame +104% res + 50% spost	17138.8	1.05	5.28	4.0

Tabella 4.8

A differenza del caso precedente, l'edificio rinforzato con due strati di composito, in cui non venga considerato l'incremento di duttilità, ma soltanto l'incremento della resistenza, non risulta verificato. Come nel caso precedente il fatto che non si consideri l'incremento di duttilità nella simulazione non va ad influire tanto sulla resistenza, quanto sullo spostamento ultimo e quindi sulla duttilità dell'edificio.

4.1.1. Analisi dei risultati

Svolte le applicazioni, si possono confrontare i risultati emersi dall'analisi dell'edificio in pietrame non rinforzato, rinforzato con uno strato di CMG e rinforzato con due strati di CMG (Figura 4.8).

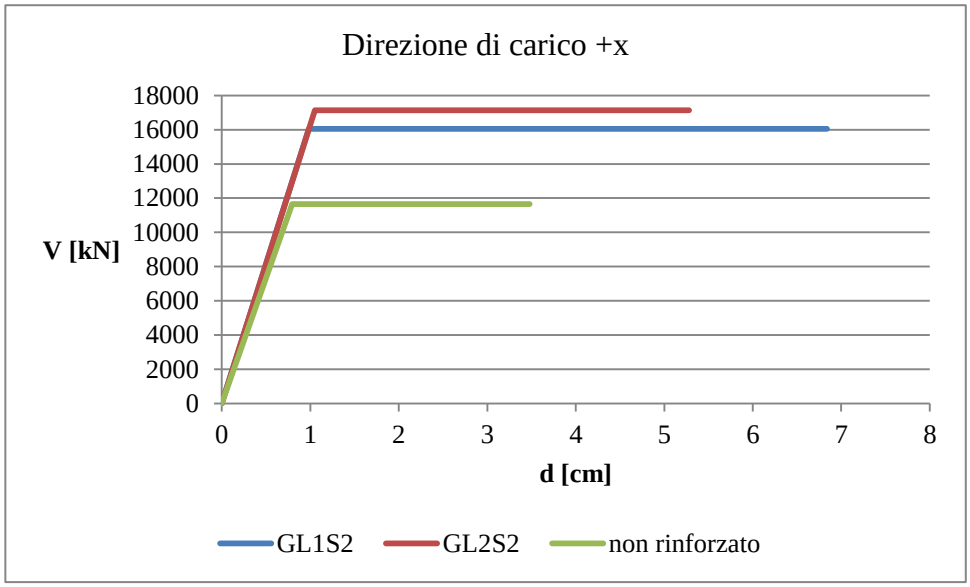


Figura 4.8

Si riporta una tabella (Tabella 4.9) in cui sono sintetizzati i risultati salienti (relativi alla direzione di carico +x) derivanti dalle analisi non lineare svolte, che possono essere utili per un confronto immediato tra le varie casistiche esaminate.

Configurazione	fm [N/cm^2]	δ taglio [%]	δ flex [%]	V_{max} [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
Pietrame	116.67	0.4	0.6	11658.6	0.80	3.48	4.40
Pietrame + GL1S2	236.98	0.7	1.0	16046.1	0.98	6.84	4.10
Pietrame + GL2S2	283.50	0.6	0.9	17138.8	1.05	5.28	4.00

Tabella 4.9

Di seguito si riporta una tabella (Tabella 4.10) in cui vengono messi in evidenza gli incrementi di resistenza o di spostamento sia a livello del materiale che al livello della struttura, in base alle due differenti configurazioni di rinforzo sperimentate.

Rinforzo	Δf_m	ΔV_{max}	Δδ	Δδu	Δδy
GL1S2	104%	38%	78%	96%	22%
GL2S2	143%	47%	50%	52%	31%

Tabella 4.10

Si può notare come l'incremento di resistenza sul materiale, vada poi a ridursi a livello strutturale, e questa riduzione è sempre più evidente quanto più è elevato l'incremento di resistenza. Diverso è il caso degli spostamenti e della duttilità. Incrementando la duttilità aumenta anche la percentuale dell'incremento dello spostamento ultimo della struttura. Dunque si può così intuire quanto un incremento di duttilità sul materiale sia più incisivo rispetto ad un incremento della resistenza del materiale.

I miglioramenti ottenuti dall'applicazione del rinforzo possono essere valutati anche attraverso le curve di fragilità. Si riporta un grafico (Figura 4.9) contenente le curve di fragilità relative all'edificio non rinforzato ed all'edificio rinforzato con uno strato di CMG (direzione di carico +x).

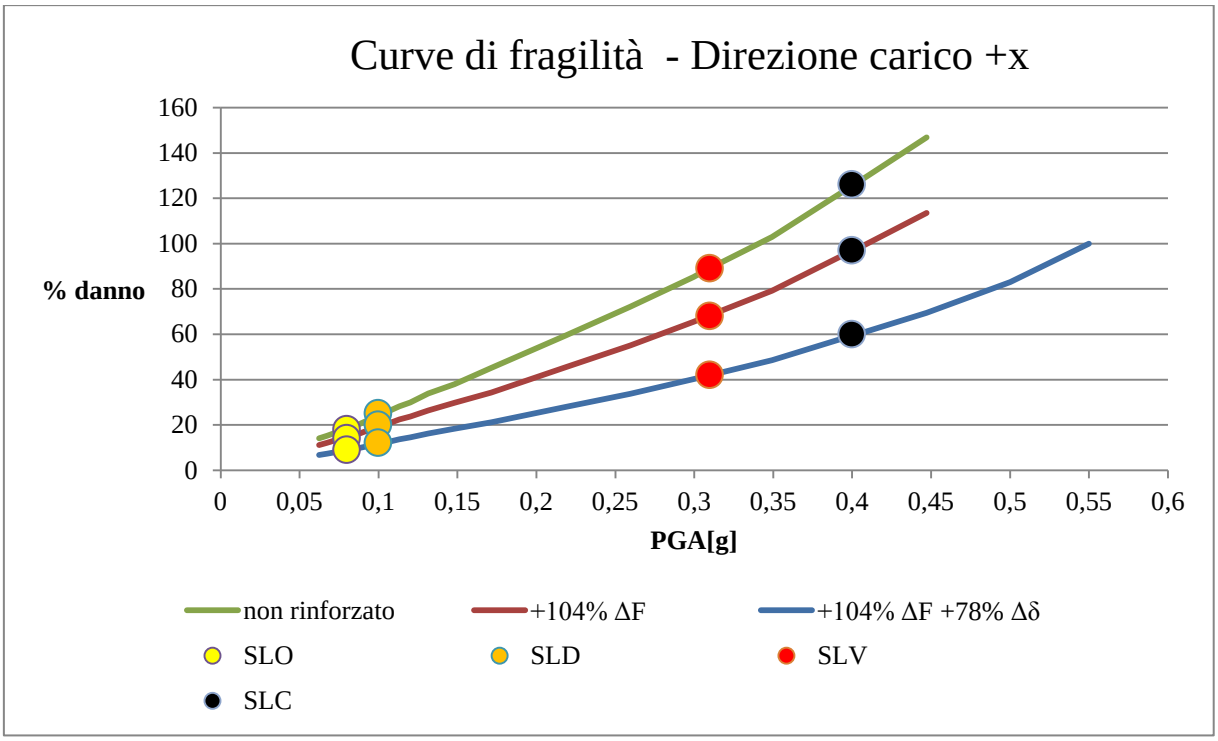


Figura 4.9

Di seguito si riportano la curva di fragilità relativa all'edificio in pietrame non rinforzato (Figura 4.10) e la curva di fragilità dell'edificio rinforzato con uno strato di CMG (Figura 4.11).

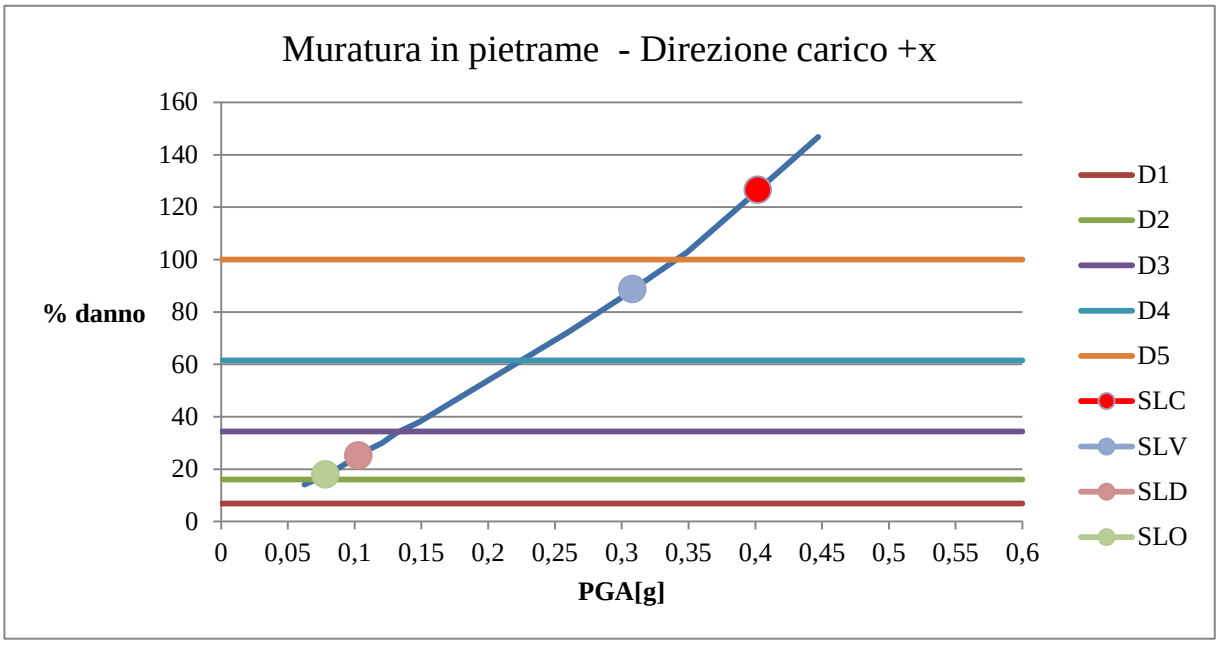


Figura 4.10

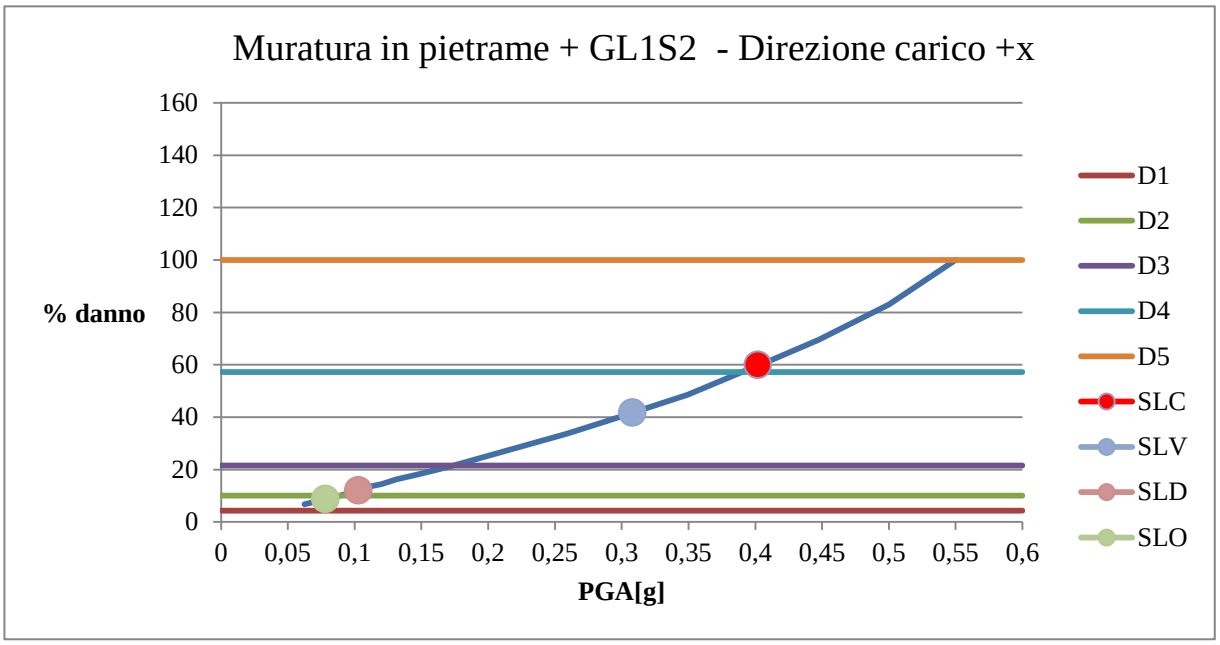


Figura 4.11

Si riporta una tabella (Tabella 4.11) in cui sono indicate, per entrambe le configurazioni dell'edificio, quali siano le accelerazioni attese al suolo necessarie affinchè l'edificio raggiunga dei determinati livelli di danno. Come si può notare con l'aumentare del danno aumenta il divario tra le accelerazioni necessarie affinchè uno dei livelli di danno possa essere raggiunto. Infatti il rinforzo non entra in gioco nei primi livelli di danno, mentre la sua influenza risulta evidente nell'ultimo livello di danno che per essere raggiunto richiede un valore dell'accelerazione attesa al sito, quasi pari al doppio rispetto a quello che porta l'edificio non rinforzato al 100% del danno.

Configurazione	f_m [N/cm^2]	ag-D1 [g]	ag-D2 [g]	ag-D3 [g]	ag-D4 [g]	ag-D5 [g]
Pietrame	116.67	-	0.08	0.13	0.23	0.35
Pietrame + GL1S2	238.00	-	0.09	0.17	0.39	0.55

Tabella 4.11

4.2. Adeguamento sismico con composito in GFRP

Nel caso dell'applicazione al modello del rinforzo in GFRP, in mancanza di dati in merito all'incremento di duttilità sul pannello forniti dall'FRP, si è deciso di svolgere unicamente l'analisi del caso di incremento della sola resistenza. Si riporta uno stralcio di uno dei grafici rappresentanti gli incrementi di resistenza forniti dai materiali di rinforzo analizzati al Capitolo 3 (Figura.4.12).

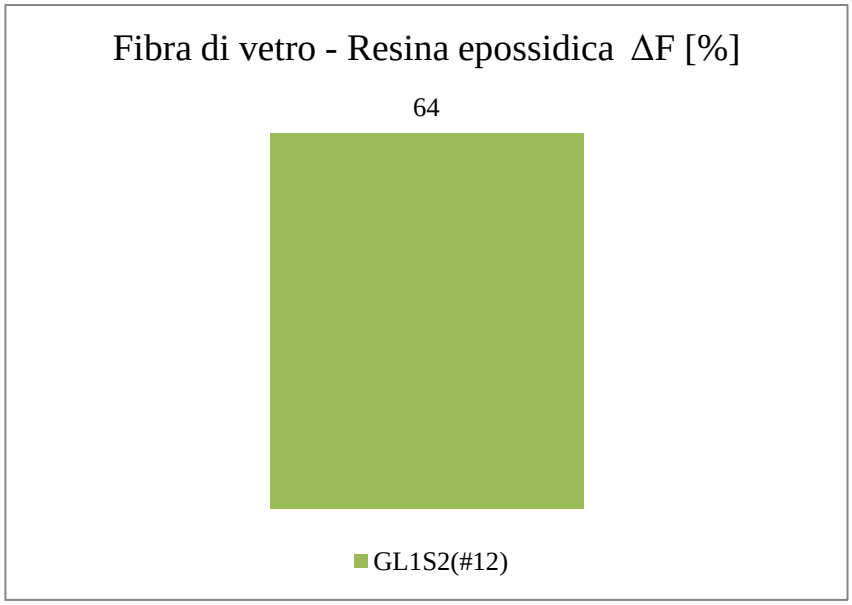


Figura 4.12

Nell'applicazione riportata di seguito si simulerà l'applicazione di un rinforzo in fibra di vetro con resina epossidica che comporti un incremento del 64% della resistenza del materiale murario.

Caso 1: incremento della resistenza del 64 % (GL1S2)

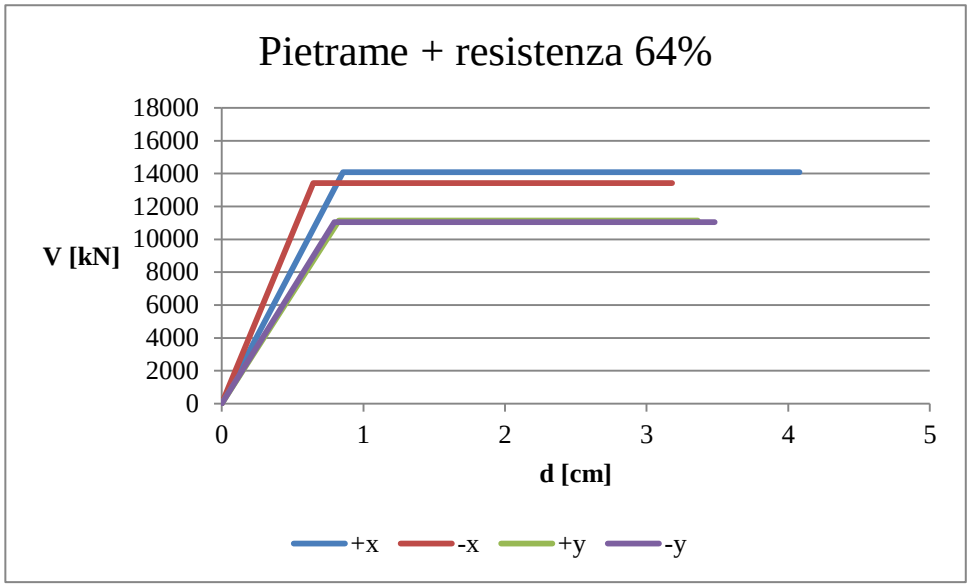


Figura 4.13

	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	dSLC [cm]
+x	14090.0	0.86	4.08	4.0
-x	13422.9	0.65	3.18	3.6
+y	11142.8	0.83	3.36	4.4
-y	11040.6	0.80	3.48	4.3

Tabella 4.12

Caso 2: Applicazione del rinforzo in RFW sul software 3Muri

In questo caso, la simulazione non è stata svolta andando ad incrementare le caratteristiche di resistenza del materiale, ma applicando un rinforzo vero e proprio nel modello mediante il software di calcolo 3Muri. Le caratteristiche del rinforzo considerate vengono riportate nella tabella seguente (Tabella 4.13).

Materiale	E [MPa]	f_{fd} [MPa]	ε [%]	A [cm^2]	passo [cm]
Vetro	10000	100	1	0.01	1

Tabella 4.13

Si tratta di un rinforzo costituito da una griglia in fibra di vetro bidirezionale (RFW) applicato sull'intera parete in muratura.

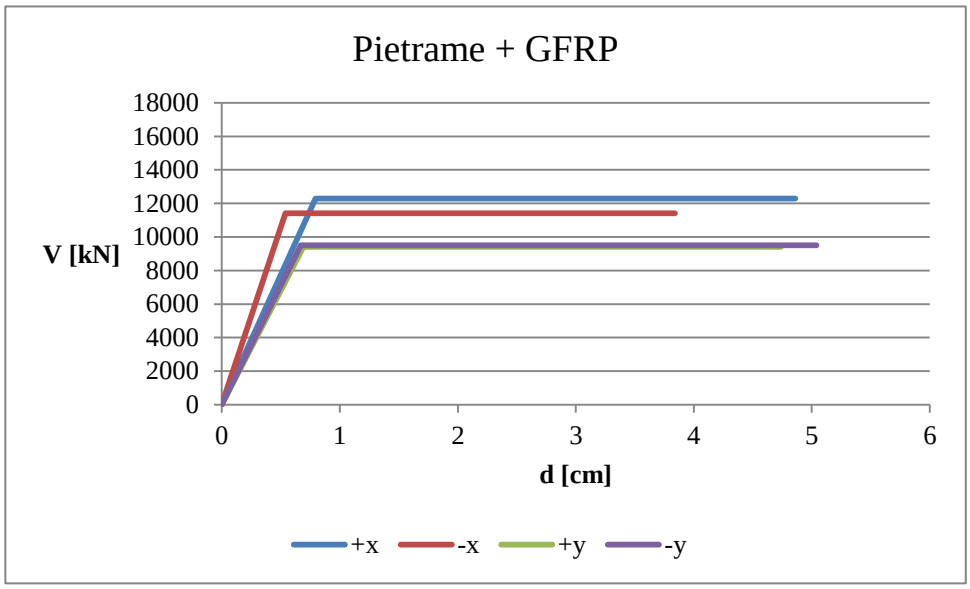


Figura 4.14

	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	d_{SLC} [cm]
+x	12297.8	0.80	4.86	4.3
-x	11416.2	0.54	3.84	3.5
+y	9408.9	0.69	4.74	4.5
-y	9507.6	0.67	5.04	4.4

Tabella 4.14

4.2.1. Analisi dei risultati

Configurazione	Vmax [kN]	dy [cm]	du [cm]	dSLC [cm]
Pietrame	11658.6	0.80	3.48	4.40
Pietrame + GL1S2	14090.0	0.86	4.08	4.00
GFRP 3Muri	12297.8	0.80	4.86	4.30

Tabella 4.15

Questa applicazione dimostra ancora una volta come il solo incremento della resistenza della muratura, in qualsiasi modo esso avvenga, non comporti un significativo miglioramento del comportamento strutturale (Tabella 4.15). Inoltre a fronte di un incremento del 64% della resistenza del materiale, vi è solo un incremento del 20% della resistenza a livello strutturale, con un incremento della capacità di spostamento del manufatto praticamente trascurabile. Lo stesso vale per il caso in cui è stato simulato l'applicazione del composito in fibra di vetro con la resina epossidica.

4.3. Conclusioni

In conclusione lo studio svolto ha messo in evidenza come l'utilizzo di materiali innovativi possa essere una soluzione valida per l'adeguamento di edifici in muratura che ne presentino la necessità. Gli studi hanno dimostrato come l'applicazione di materiali compositi nella giusta quantità e del giusto tipo rispetto al substrato, sia in grado di garantire un incremento della duttilità che è una qualità di fondamentale importanza per quanto riguarda le caratteristiche sismiche di un edificio. Gli studi futuri potrebbero essere volti alla calibrazione di un metodo che possa determinare con una elevata affidabilità quale sia per ogni tipo di muratura, il materiale composito più adeguato e la quantità da applicare per ottenere il miglioramento desiderato.

Bibliografia

- Lignola G. P., Prota A., Manfredi G., 2009. “Nonlinear Analyses of Tuff Masonry Walls Strengthened with Cementitious Matrix-Grid Composites”. Journal of composites for construction Vol.13, No.4, ASCE JULY/AUGUST 2009, pag. 243-251.
- Balsamo A., Prota A., Iovinella I., Morandini G.. “Comportamento sperimentale di muratura di tufo rinforzata con FRG a base di ecopozzolana”. MAPEI, approfondimenti tecnici.
- Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S., 2009. “Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign”. Elsevier. Construction and Building Materialas Vol. 24, No.1, 2010, pag. 84-93.
- Aldea C. M., Mobasher B., Jain N.. “Cement-Based Matrix-Grid System for Masonry Rehabilitation”. Special Publication 244, May 2007, pag. 141-156.
- Valluzzi M.R., Tinazzi D., Modena C., 2002. “Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates”. Construction and Building Materials Vol.16, No. 7, 2002, pag. 409-416.
- Al-Salloum Y. A., Almusallam T. H., 2005. “Load Capacity of Concrete Masonry Block Walls Strengthened with Epoxy-bonded GFRP Sheets”. Journal of composite materials, Vol.39, No. 19, 2005.
- Thanasis C. Triantafillou et al, 1998. “Strengthening of Masonry Structures Using Epoxy-Bonded FRP Laminates”. Journal of composites for construction Vol.2, No.2, May 1998. pag 96-104.
- Papanicolau C. G., Triantafillou T. C., Karlos K., Papathanasiou M., 2006. “Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading”. RILEM, Materials and Structures Vol.40, No.10, 2007, pag. 1080-1097.
- Wunsche M., Hracov S., Pospisil S., Garofano A., Urushadze S.. “Strengthening and dissipation characteristics of masonry walls against in-plane cyclic loading”. Bozza.
- Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Polo delle Scienze e delle Tecnologie, Università degli Studi di Napoli “Federico II”, 2005. “Prove di

compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati con CMF". Internal report.

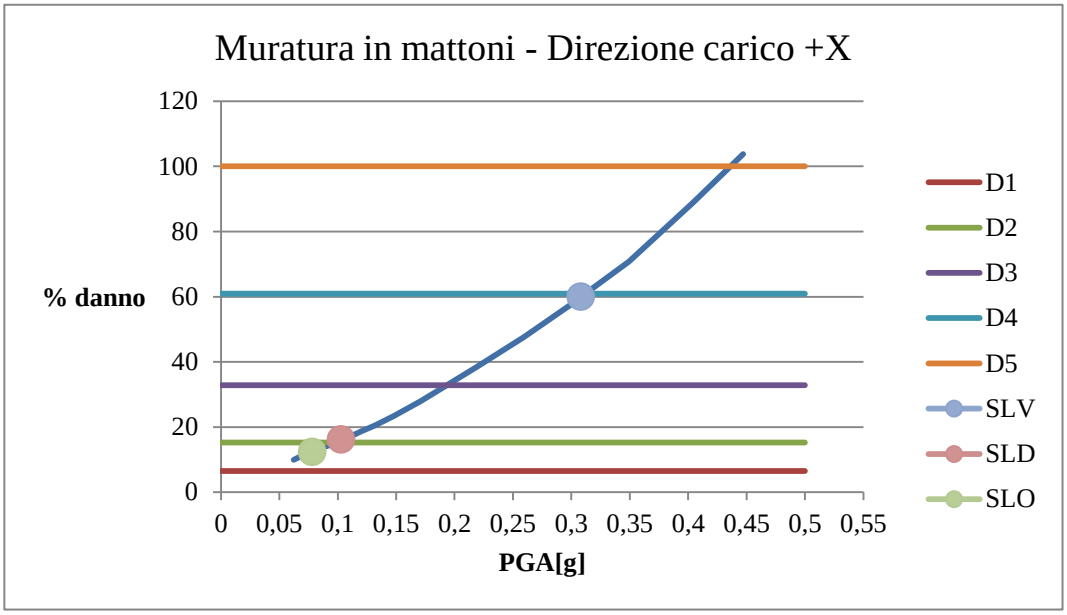
- Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Polo delle Scienze e delle Tecnologie, Università degli Studi di Napoli "Federico II", 2006. "Prove di compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati con CMF". Internal report.
- Grabor A., Bennani A., Jacquelin E., Lebon F., 2005. "Modelling approaches of the in-plane shear behaviour of unreinforced and FRP strengthened masonry panels". ELSEVIER, Composite Structures Vol.74, No.3, 2006, pag.277-288.
- Norme Tecniche per le Costruzioni DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008.
- Ceroni F., Pecce M., Sica S., Garofano A., 2012. "Assessment of Seismic Vulnerability of a Historical Masonry Building". Buildings 2012, 2, 332-358.
- Dolce M., Martinelli A., INGV/GNDT - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 2000-2002. "Analisi di vulnerabilità e rischio sismico, Volume II" http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/pubblicazioni
- GNDT, 2003. "Manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici: Istruzione per la compilazione della scheda di 2° livello" http://www.regione.abruzzo.it/protezioneCivile/docs
- S.T.A. Data srl.. "3muri manuale d'uso".
- Università degli Studi del Sannio, 2011. "Palazzo Bosco Lucarelli: Valutazione della Vulnerabilità". Internal report.
- Ramaglia G., 2013. "Valutazione di vulnerabilità a scala territoriale: modelli e applicazioni a casi reali". Tesi di laurea in Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Circolare 617/2009.
- Task Group 7.7, 2012. "Probabilistic performance-based seismic design". International Federation for Structural Concrete (fib). Bulletin n.ro 68.
- Masi A., Vona M., Digrisolo A., 2009. "Costruzione di curve di fragilità di alcune tipologie strutturali rappresentative di edifici esistenti in c.a. mediante analisi dinamiche non lineari". ANIDIS 2009 Bologna.

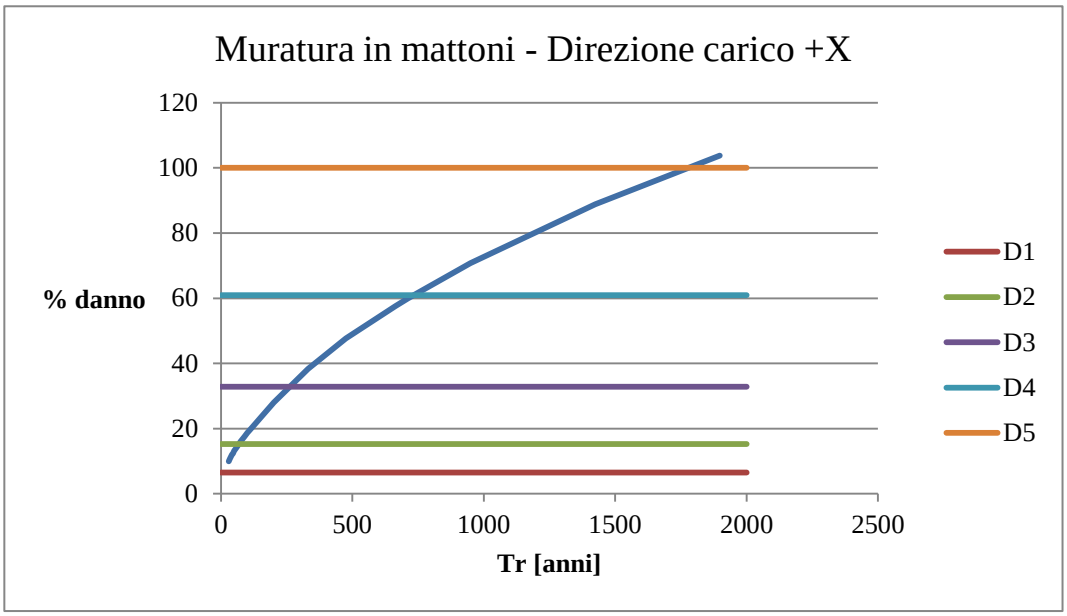
Appendice Capitolo 2

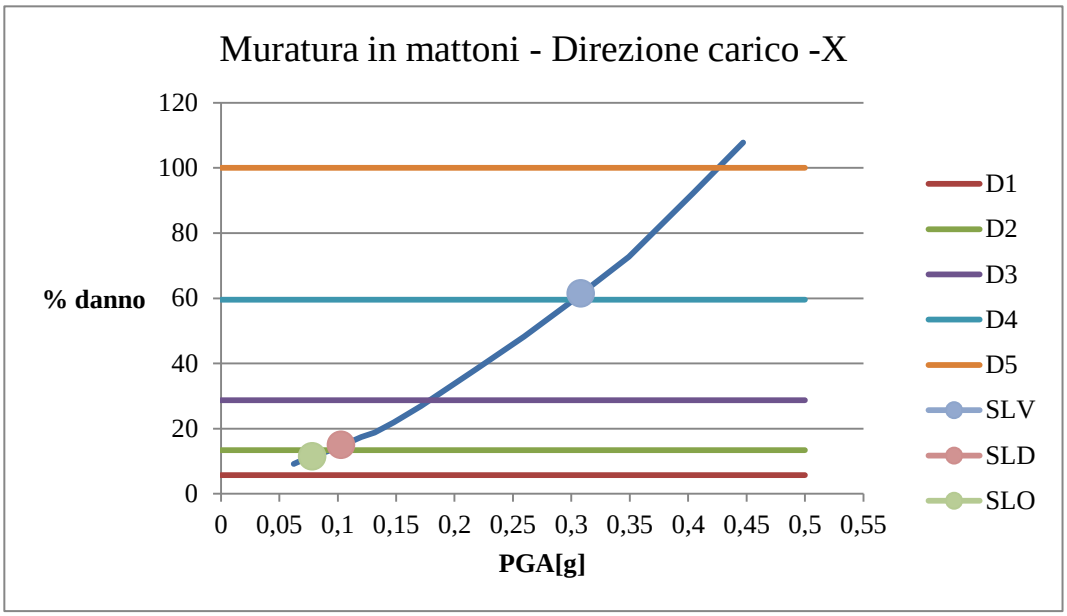
Muratura in mattoni con solai in putrelle e tavelloni

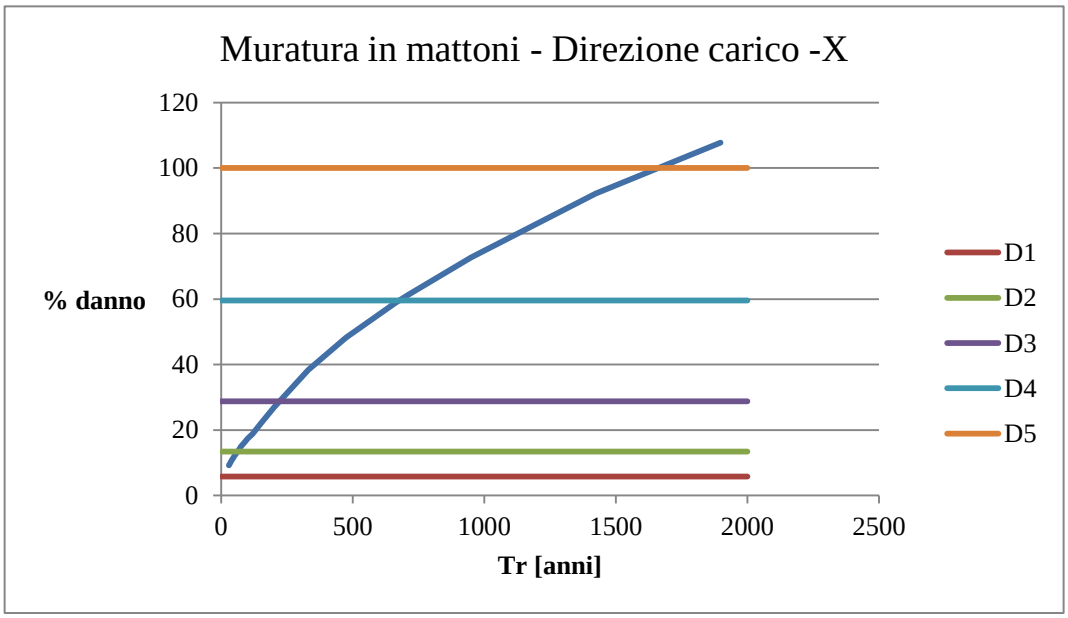
			Livelli di danno (scala macrosismica europea EMS98)						
	Dati pushover			D0	D1	D2	D3	D4	D5
+x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.22	0.52	1.12	2.08	3.42
	0.748	3.42	[%]	0.00	6.56	15.31	32.81	60.94	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.16	0.38	0.81	1.68	2.82
	0.54	2.82	[%]	0.00	5.74	13.40	28.72	59.57	100.00
+y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.20	0.46	0.98	1.89	3.12
	0.65	3.12	[%]	0.00	6.25	14.58	31.25	60.42	100.00
-y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.20	0.47	1.01	2.11	3.54
	0.67	3.54	[%]	0.00	5.68	13.25	28.39	59.46	100.00

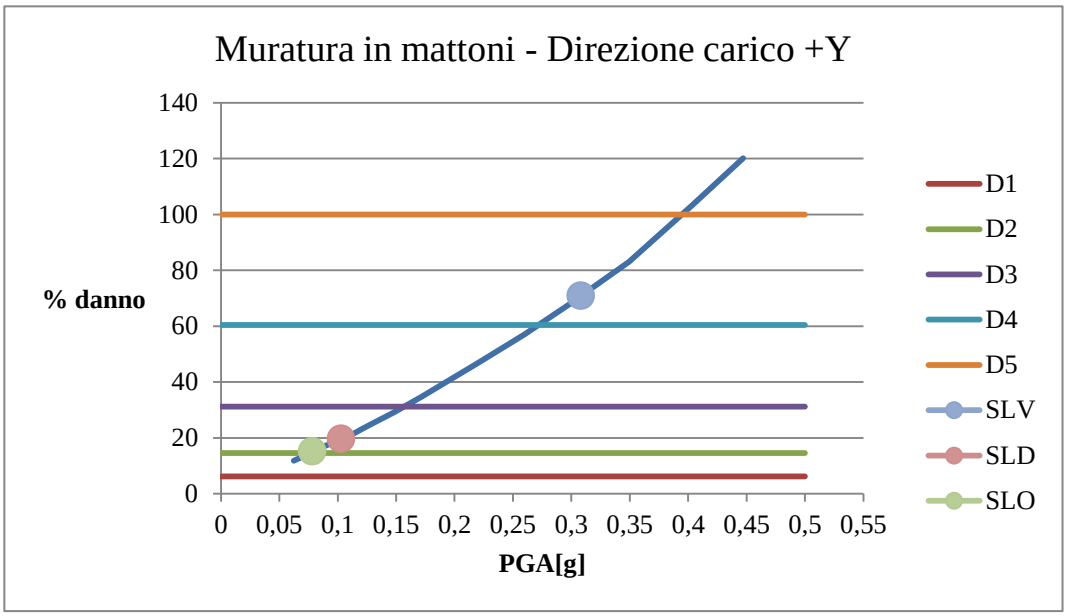
			+x		-x		+y		-y	
	Tr [anni]	ag[g]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]
	30	0.06	0.34	10	0.26	9	0.37	12	0.38	11
	35	0.07	0.37	11	0.28	10	0.4	13	0.41	12
	42	0.08	0.41	12	0.31	11	0.45	14	0.47	13
SLO	45	0.08	0.42	12	0.32	11	0.47	15	0.49	14
	50	0.08	0.45	13	0.34	12	0.5	16	0.52	15
	60	0.09	0.49	14	0.37	13	0.55	18	0.57	16
	70	0.10	0.53	15	0.4	14	0.59	19	0.62	18
SLD	75	0.10	0.55	16	0.42	15	0.61	20	0.64	18
	90	0.11	0.6	18	0.46	16	0.67	21	0.71	20
	101	0.12	0.64	19	0.49	17	0.72	23	0.76	21
	120	0.13	0.7	20	0.53	19	0.8	26	0.84	24
	151	0.15	0.8	23	0.62	22	0.91	29	0.95	27
	201	0.17	0.96	28	0.76	27	1.08	35	1.12	32
	332	0.22	1.31	38	1.08	38	1.45	46	1.51	43
	475	0.26	1.63	48	1.36	48	1.78	57	1.84	52
	664	0.30	1.97	58	1.66	59	2.13	68	2.2	62
SLV	712	0.31	2.05	60	1.73	61	2.21	71	2.29	65
	949	0.35	2.42	71	2.05	73	2.59	83	2.68	76
	1424	0.40	3.04	89	2.6	92	3.23	104	3.34	94
	1898	0.45	3.55	104	3.04	108	3.75	120	3.87	109

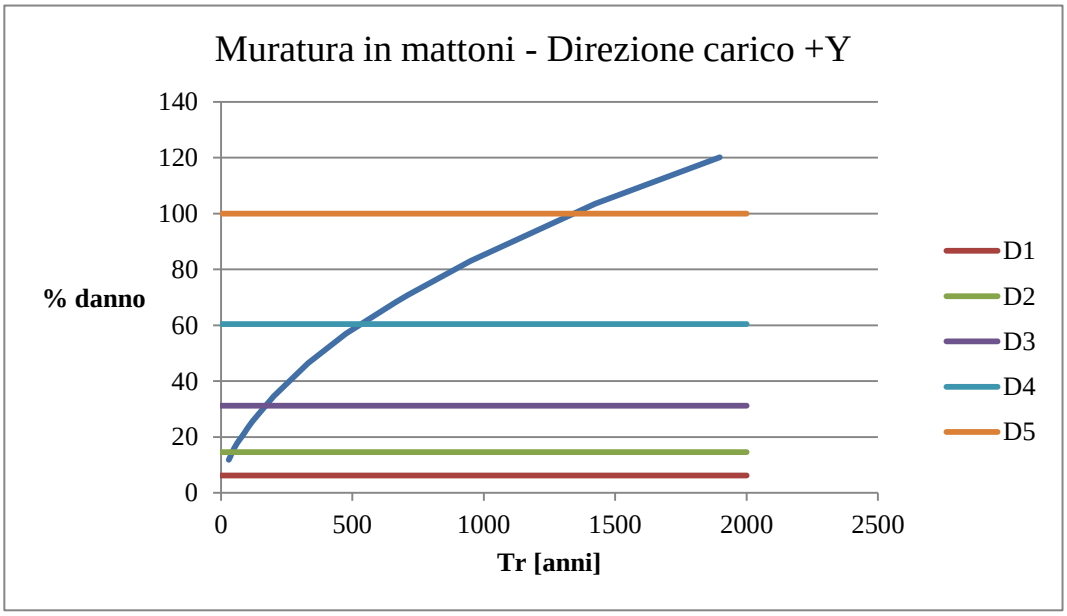

Muratura in mattoni - Direzione carico +X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

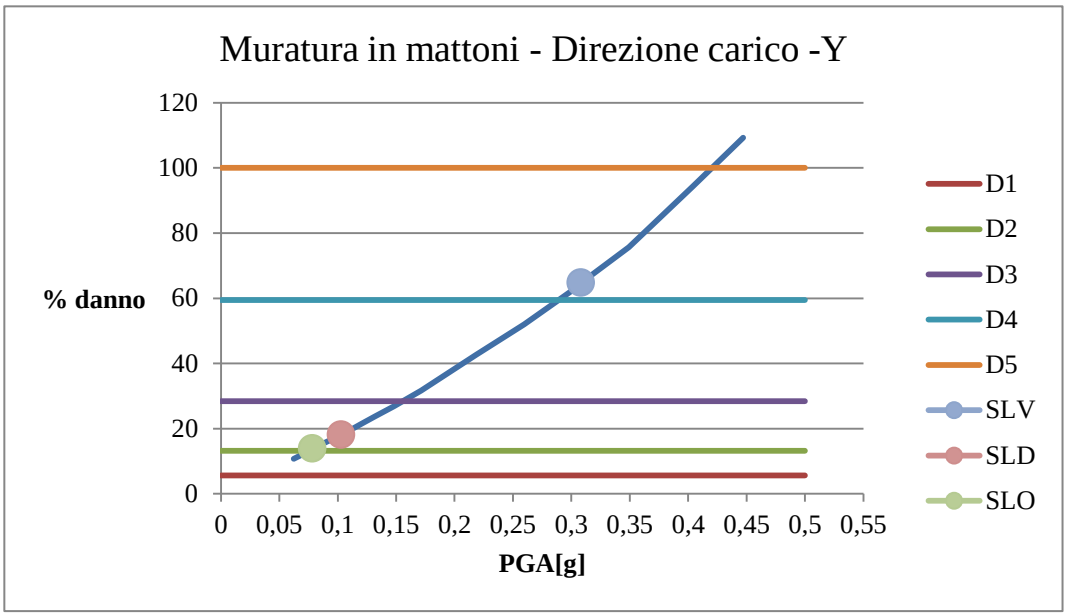

Muratura in mattoni - Direzione carico +X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

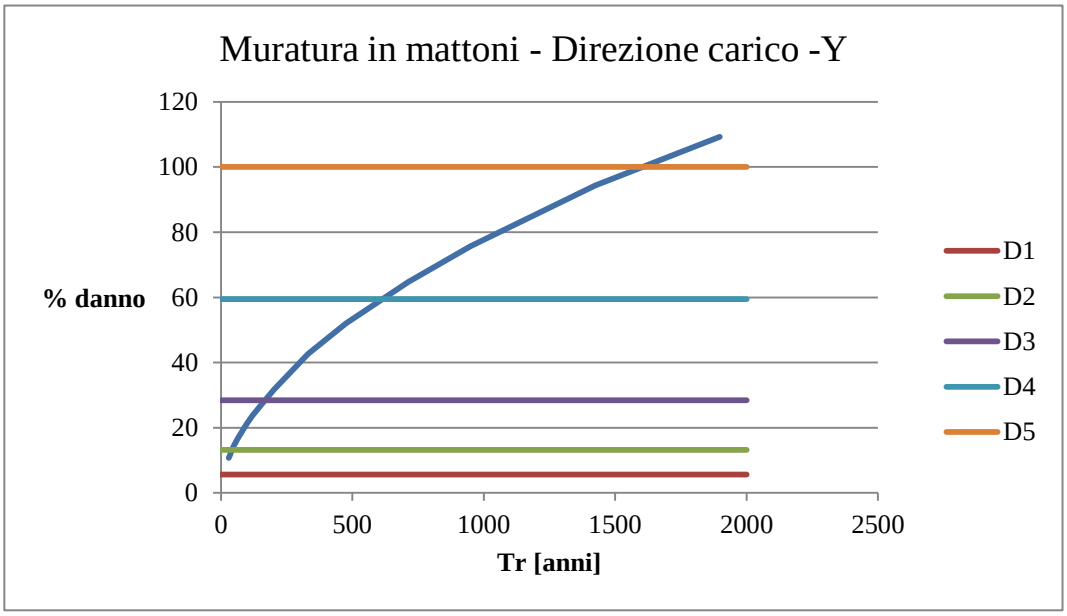

Muratura in mattoni - Direzione carico -X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Muratura in mattoni - Direzione carico -X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Muratura in mattoni - Direzione carico +Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Muratura in mattoni - Direzione carico +Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Muratura in mattoni - Direzione carico -Y
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

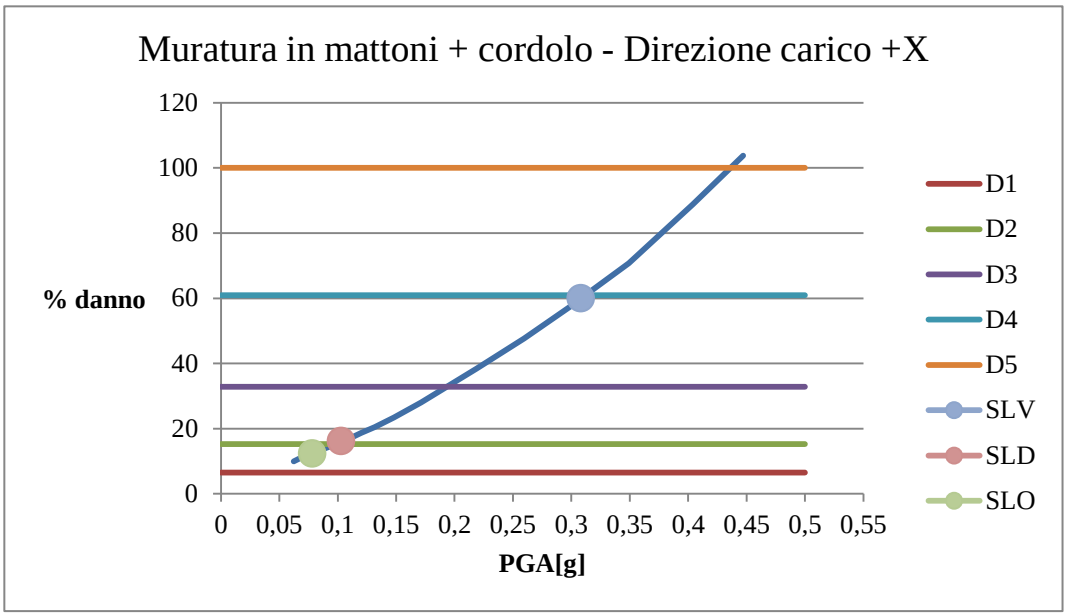

Muratura in mattoni - Direzione carico -Y
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

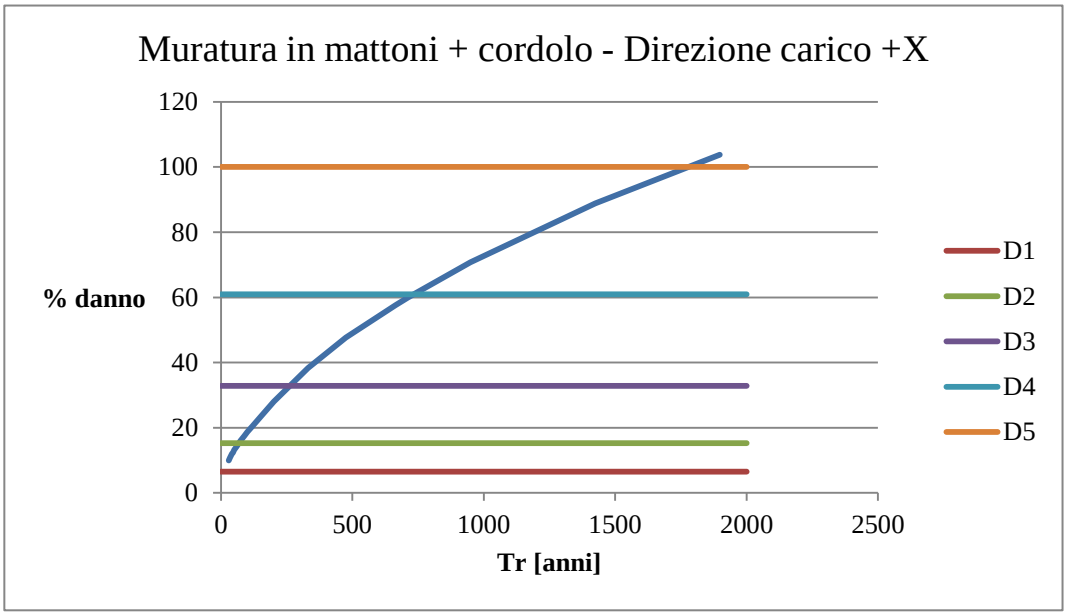
Muratura in mattoni con solai latero-cementizi e cordolo in c.a.

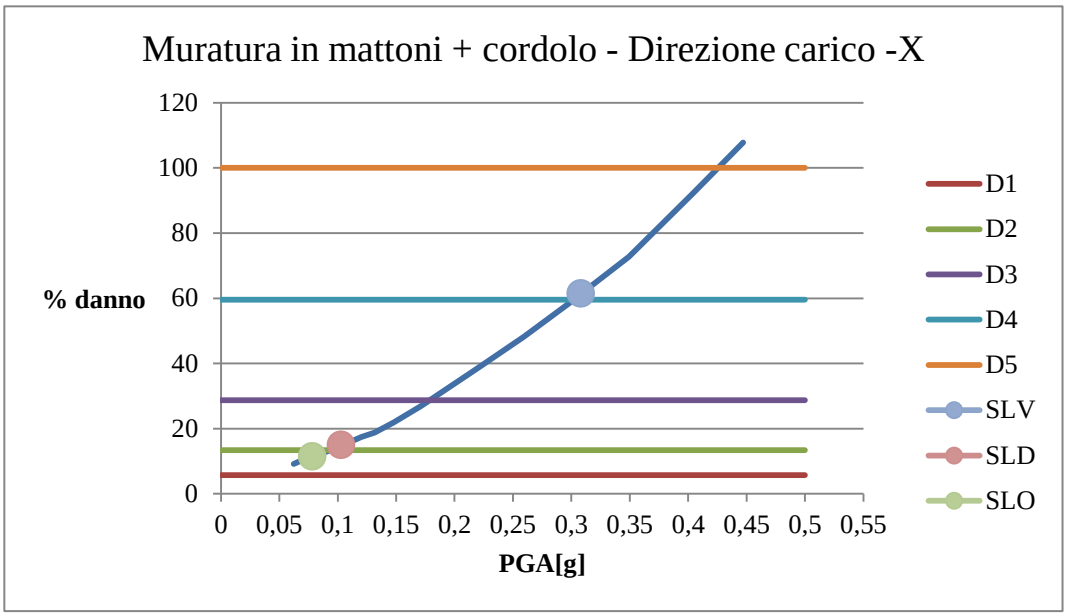
				Livelli di danno (scala macrosismica europea EMS98)					
	Dati pushover			D0	D1	D2	D3	D4	D5
+x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.14	0.34	0.72	1.62	2.76
	0.48	2.76	[%]	0.00	5.22	12.17	26.09	58.70	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.13	0.30	0.65	0.97	1.50
	0.43	1.5	[%]	0.00	8.60	20.07	43.00	64.33	100.00
+y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.15	0.35	0.76	1.39	2.28
	0.507	2.28	[%]	0.00	6.67	15.57	33.36	61.12	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.15	0.34	0.74	1.42	2.34
	0.49	2.34	[%]	0.00	6.28	14.66	31.41	60.47	100.00

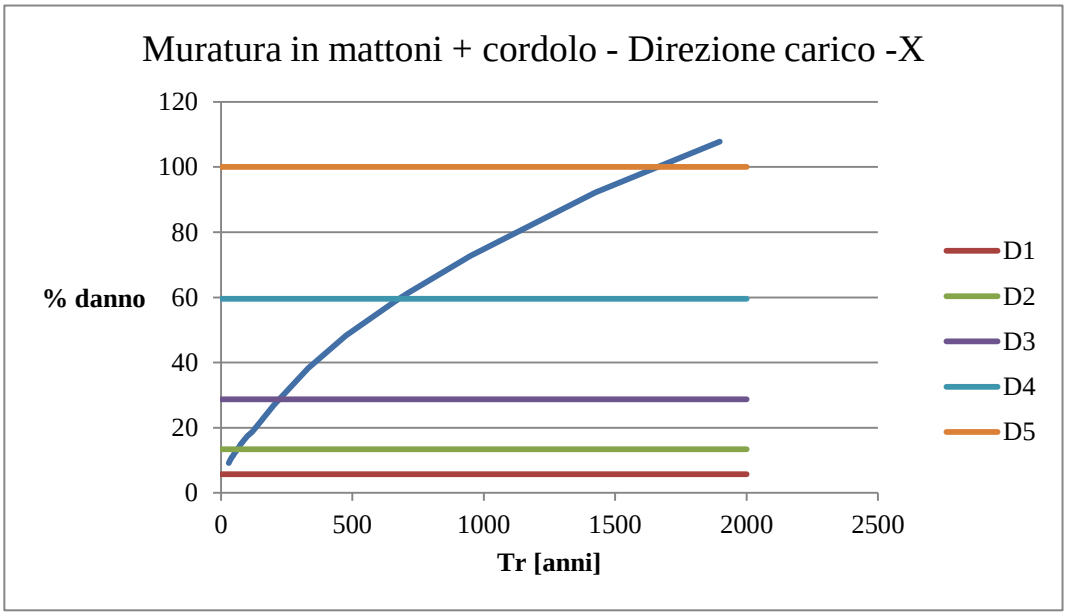
Tabella 2.

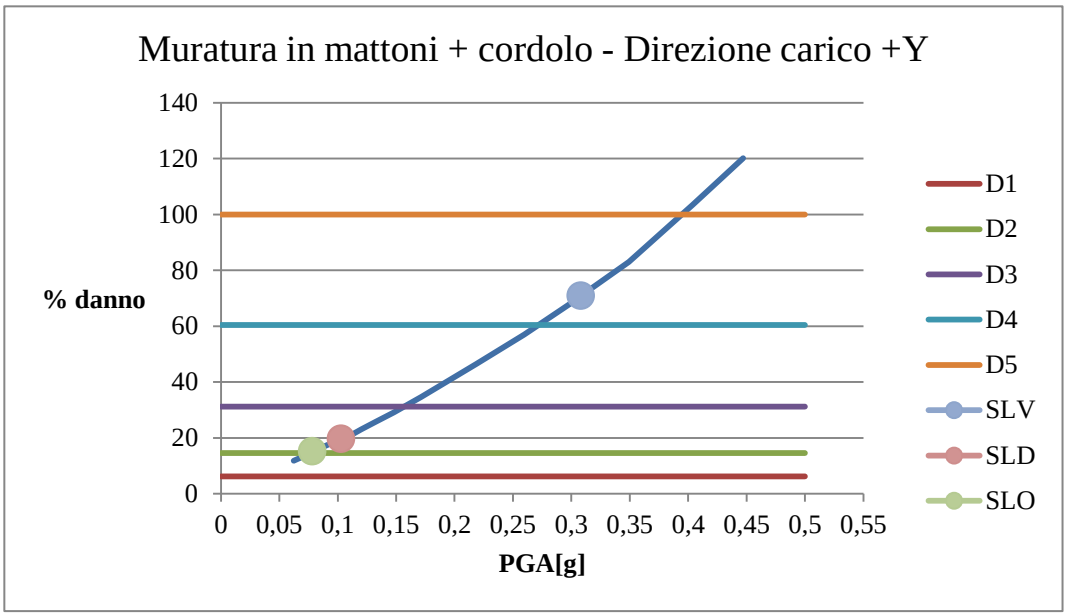
			+x		-x		+y		-y	
	Tr [anni]	ag[g]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]
	30	0.06	0.2	7	0.19	13	0.26	11	0.25	11
	35	0.07	0.22	8	0.2	13	0.28	12	0.27	12
	42	0.08	0.24	9	0.22	15	0.31	14	0.3	13
SLO	45	0.08	0.25	9	0.23	15	0.32	14	0.31	13
	50	0.08	0.26	9	0.24	16	0.34	15	0.33	14
	60	0.09	0.29	11	0.27	18	0.38	17	0.36	15
	70	0.10	0.31	11	0.29	19	0.41	18	0.39	17
SLD	75	0.10	0.32	12	0.3	20	0.42	18	0.4	17
	90	0.11	0.36	13	0.33	22	0.46	20	0.44	19
	101	0.12	0.38	14	0.35	23	0.49	21	0.47	20
	120	0.13	0.41	15	0.38	25	0.55	24	0.52	22
	151	0.15	0.46	17	0.43	29	0.64	28	0.61	26
	201	0.17	0.56	20	0.54	36	0.77	34	0.75	32
	332	0.22	0.83	30	0.8	53	1.08	47	1.05	45
	475	0.26	1.07	39	1.04	69	1.35	59	1.31	56
	664	0.30	1.33	48	1.29	86	1.64	72	1.59	68
SLV	712	0.31	1.4	51	1.35	90	1.71	75	1.66	71
	949	0.35	1.68	61	1.62	108	2.03	89	1.97	84
	1424	0.40	2.15	78	2.08	139	2.55	112	2.48	106
	1898	0.45	2.53	92	2.45	163	2.98	131	2.9	124

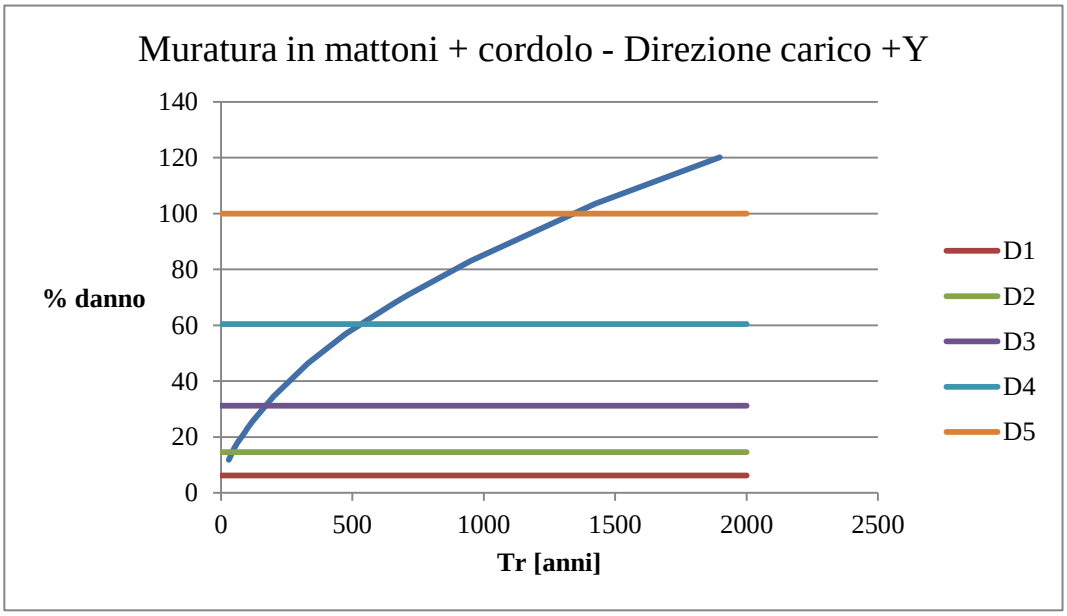

Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico +X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

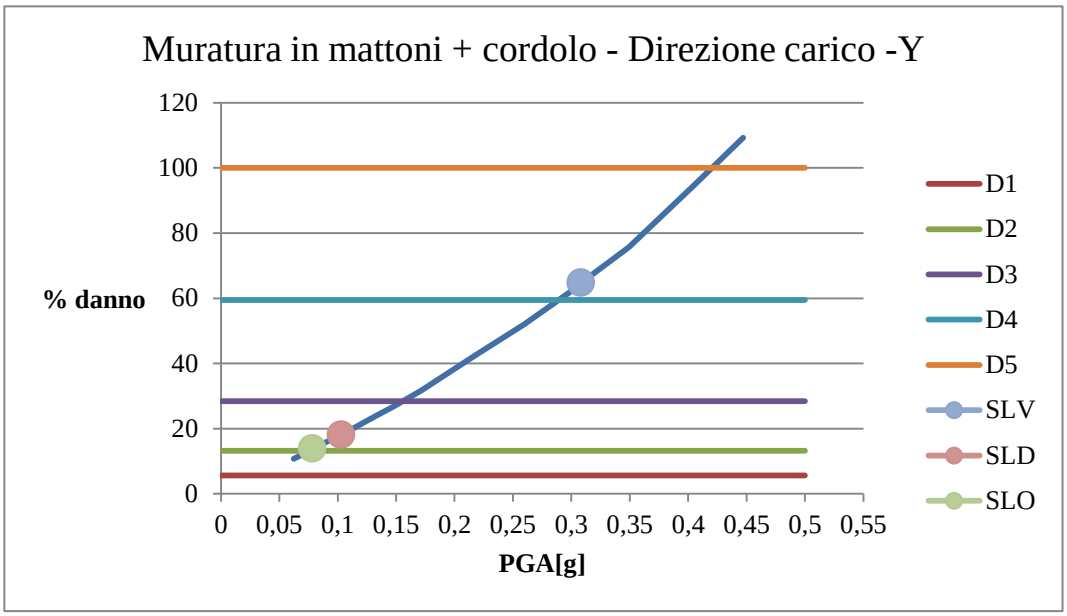

Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico +X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

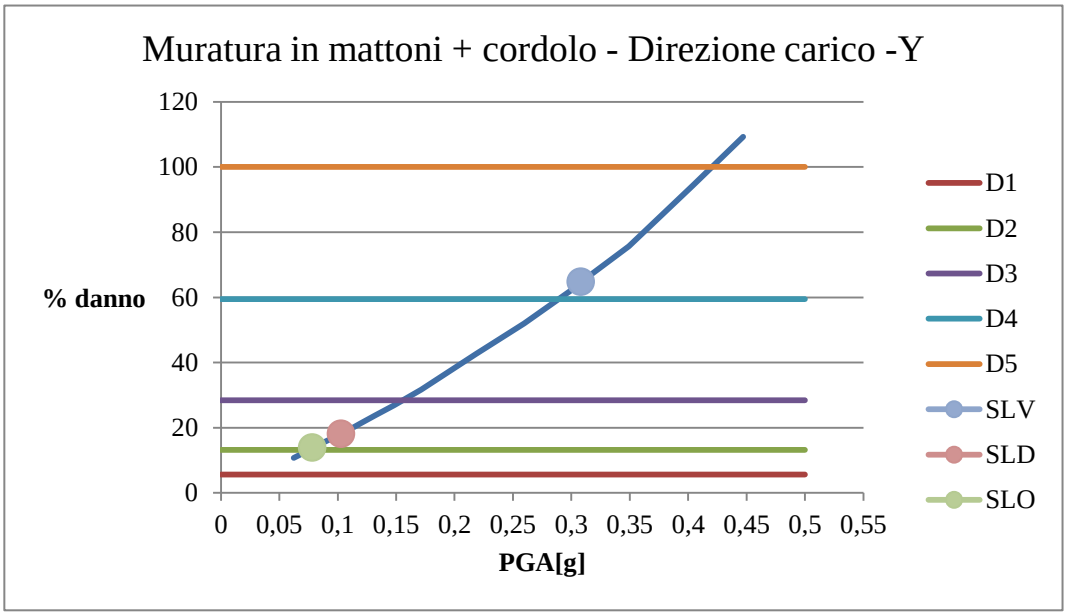

Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico -X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico -X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico +Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico +Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

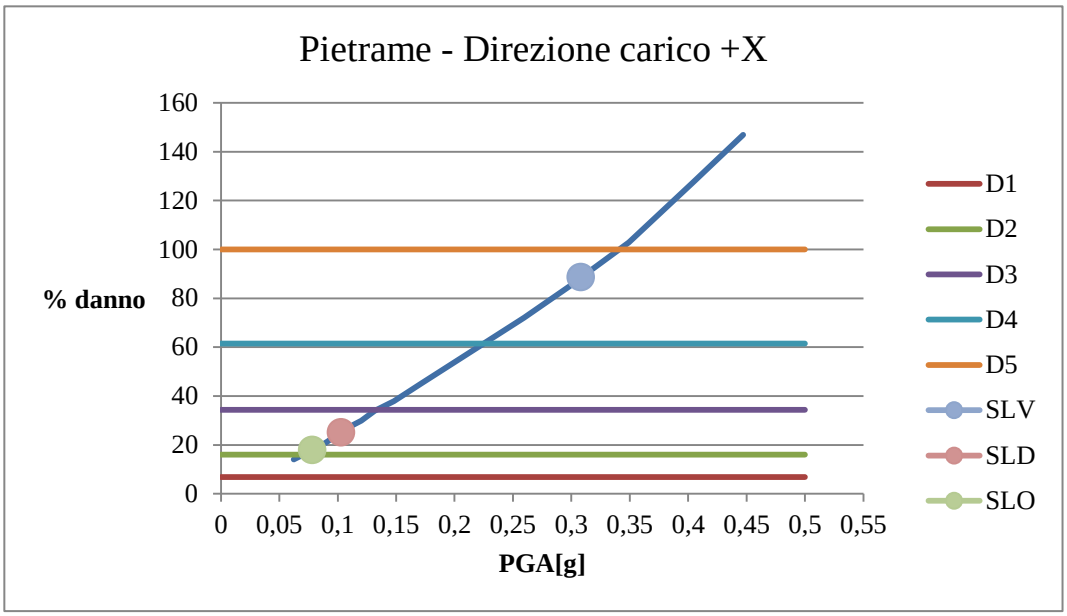

Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico -Y
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

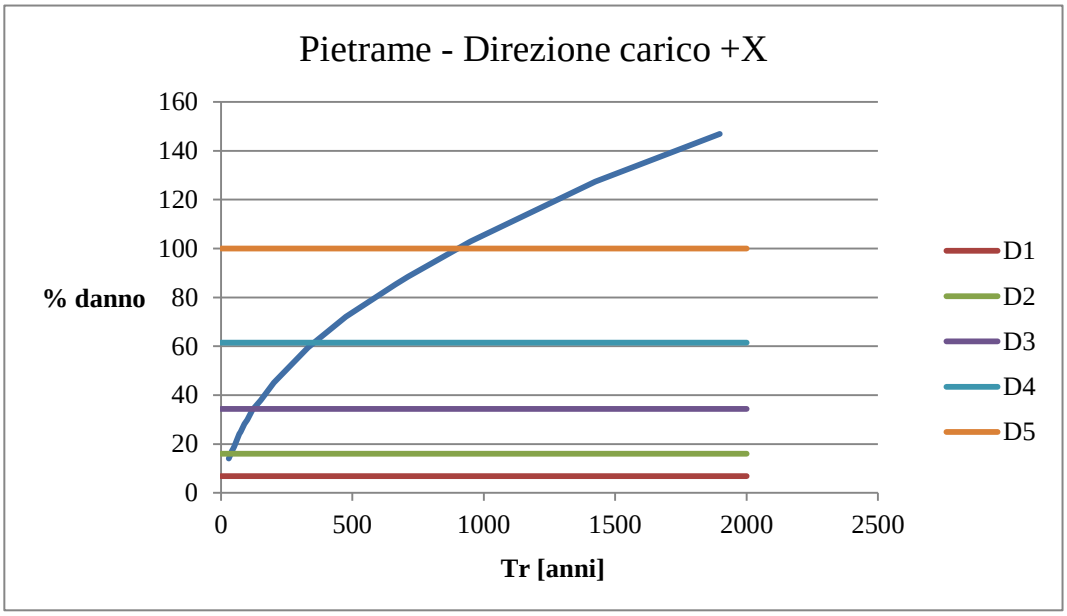

Muratura in mattoni + cordolo - Direzione carico -Y
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

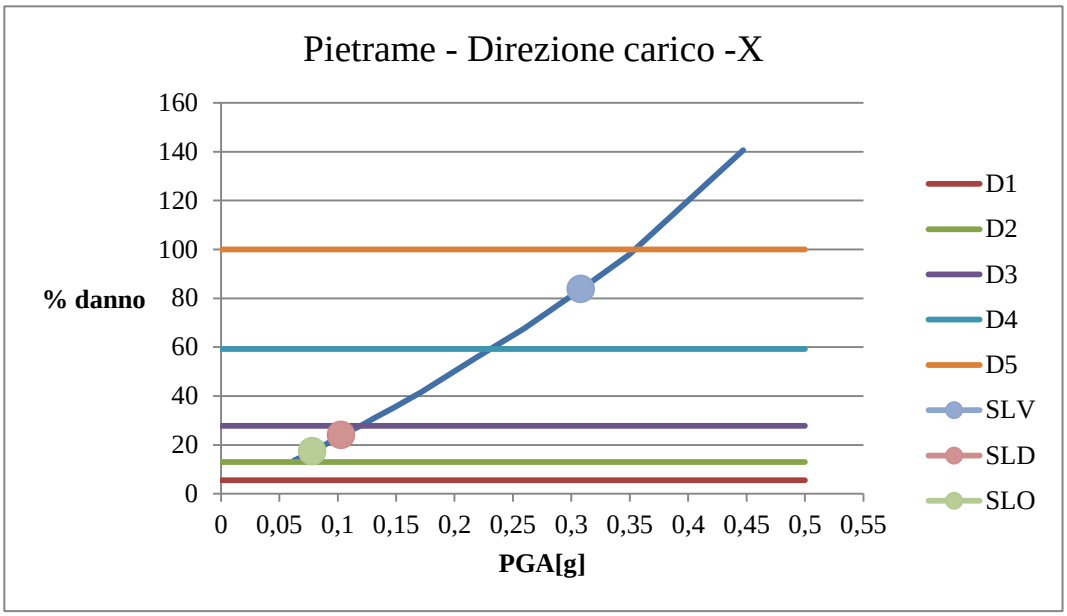
Muratura in pietrame con solai in putrelle e tavelloni

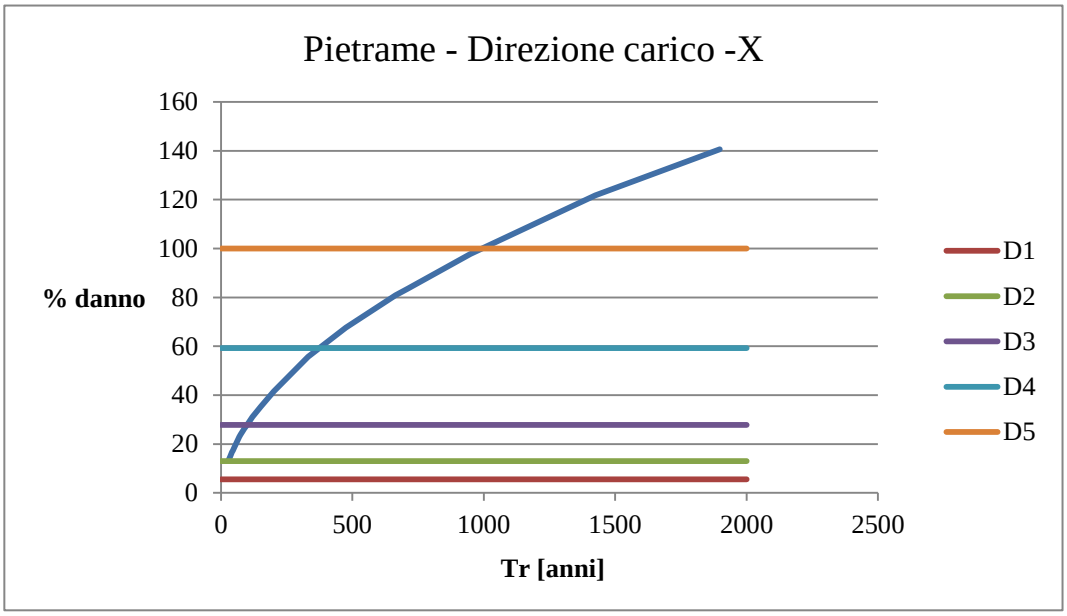
			Livelli di danno (scala macrosismica europea EMS98)						
	Dati pushover			D0	D1	D2	D3	D4	D5
+x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.24	0.56	1.19	2.14	3.48
	0.796	3.48	[%]	0.00	6.86	16.01	34.31	61.44	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.18	0.41	0.89	1.89	3.18
	0.59	3.18	[%]	0.00	5.57	12.99	27.83	59.28	100.00
+y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.20	0.48	1.02	2.05	3.42
	0.68	3.42	[%]	0.00	5.96	13.92	29.82	59.94	100.00
-y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.19	0.43	0.93	2.08	3.54
	0.621	3.54	[%]	0.00	5.26	12.28	26.31	58.77	100.00

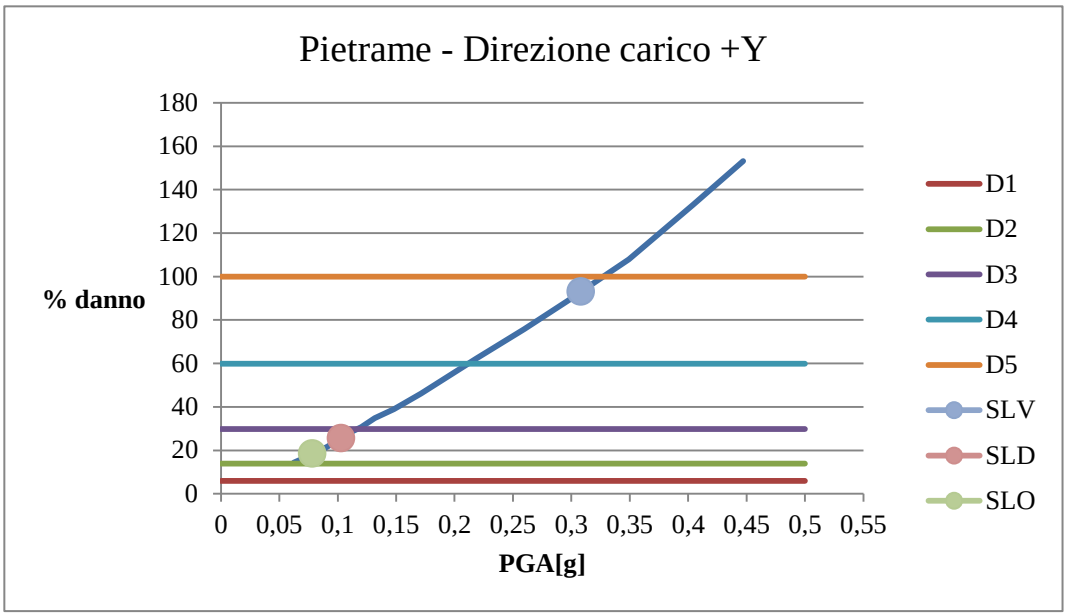
			+x		-x		+y		-y	
	Tr [anni]	ag[g]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]
	30	0.06	0.49	14	0.43	14	0.49	14	0.48	14
	35	0.07	0.53	15	0.47	15	0.53	15	0.52	15
	42	0.08	0.6	17	0.53	17	0.6	18	0.59	17
SLO	45	0.08	0.62	18	0.55	17	0.63	18	0.61	17
	50	0.08	0.66	19	0.59	19	0.66	19	0.65	18
	60	0.09	0.75	22	0.66	21	0.75	22	0.74	21
	70	0.10	0.84	24	0.73	23	0.84	25	0.82	23
SLD	75	0.10	0.87	25	0.76	24	0.87	25	0.85	24
	90	0.11	0.98	28	0.84	26	0.99	29	0.97	27
	101	0.12	1.04	30	0.89	28	1.05	31	1.02	29
	120	0.13	1.18	34	0.99	31	1.19	35	1.16	33
	151	0.15	1.32	38	1.12	35	1.33	39	1.3	37
	201	0.17	1.57	45	1.32	42	1.58	46	1.54	44
	332	0.22	2.07	59	1.77	56	2.13	62	2.08	59
	475	0.26	2.51	72	2.15	68	2.59	76	2.52	71
	664	0.30	2.97	85	2.57	81	3.07	90	2.98	84
SLV	712	0.31	3.08	89	2.66	84	3.18	93	3.08	87
	949	0.35	3.58	103	3.11	98	3.69	108	3.58	101
	1424	0.40	4.43	127	3.87	122	4.55	133	4.43	125
	1898	0.45	5.11	147	4.47	141	5.24	153	5.1	144

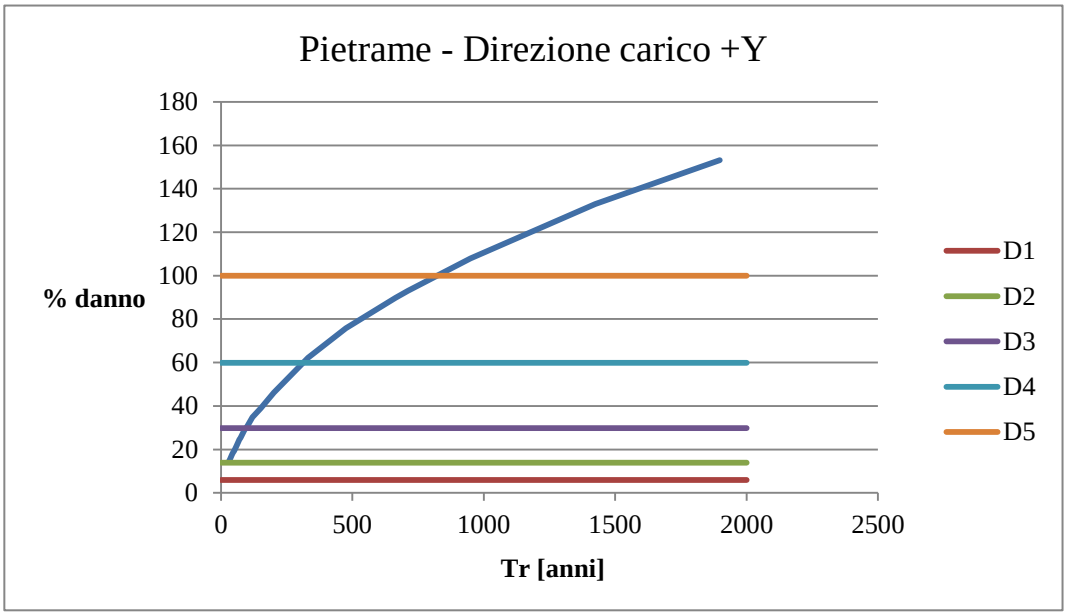

Pietrame - Direzione carico +X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

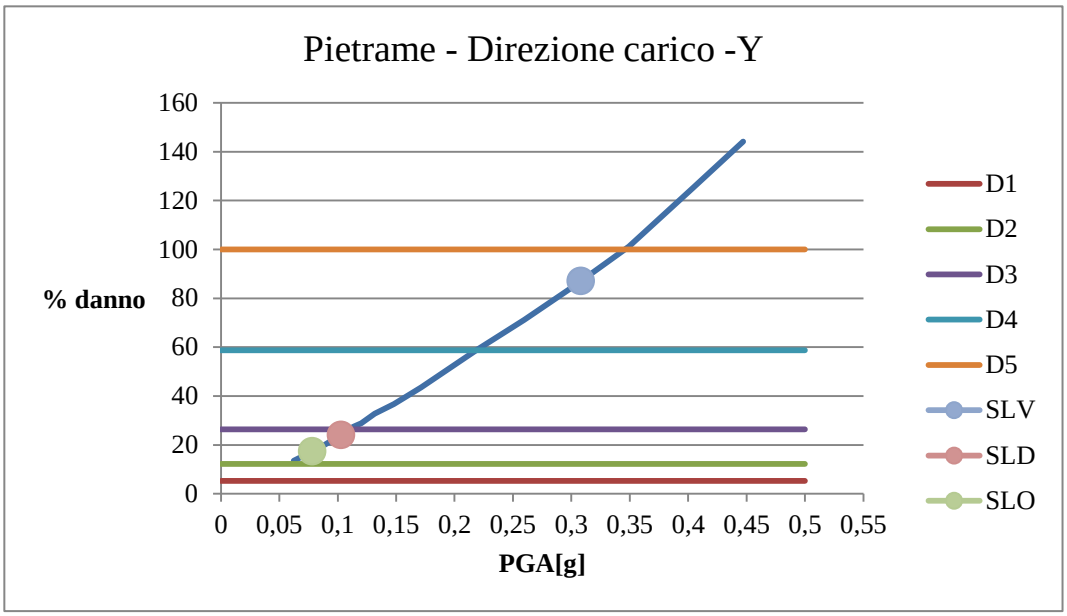

Pietrame - Direzione carico +X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

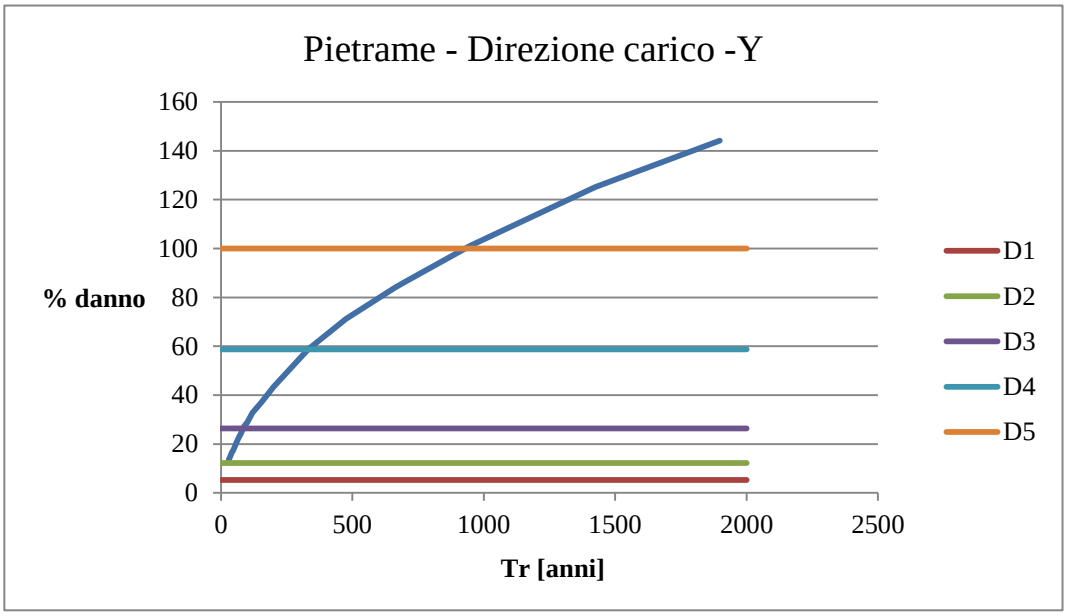

Pietrame - Direzione carico -X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Pietrame - Direzione carico -X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Pietrame - Direzione carico +Y
% danno
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Pietrame - Direzione carico +Y
% danno
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

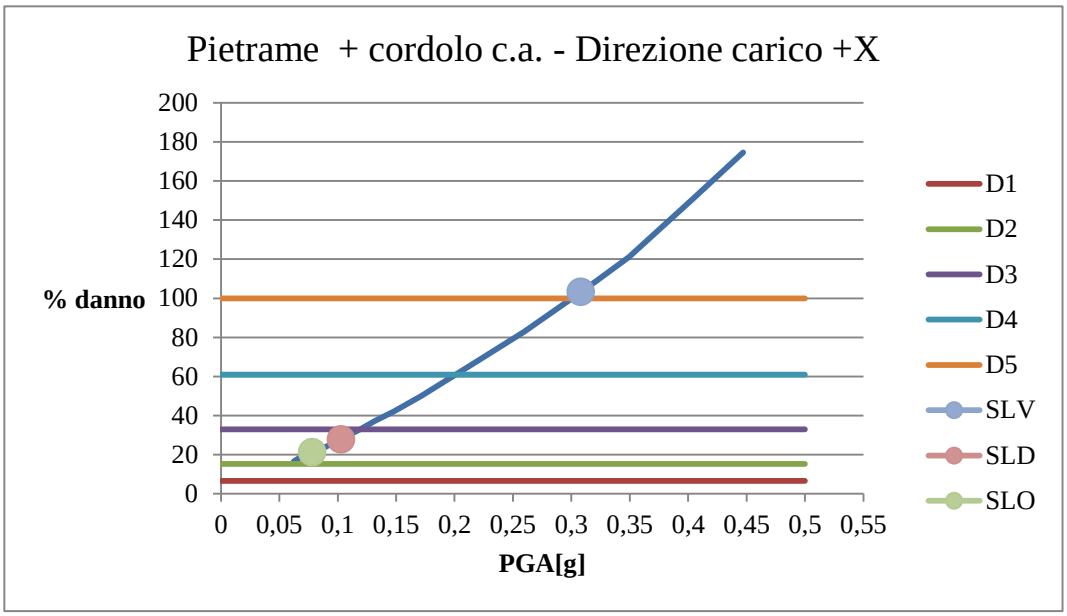

Pietrame - Direzione carico -Y
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

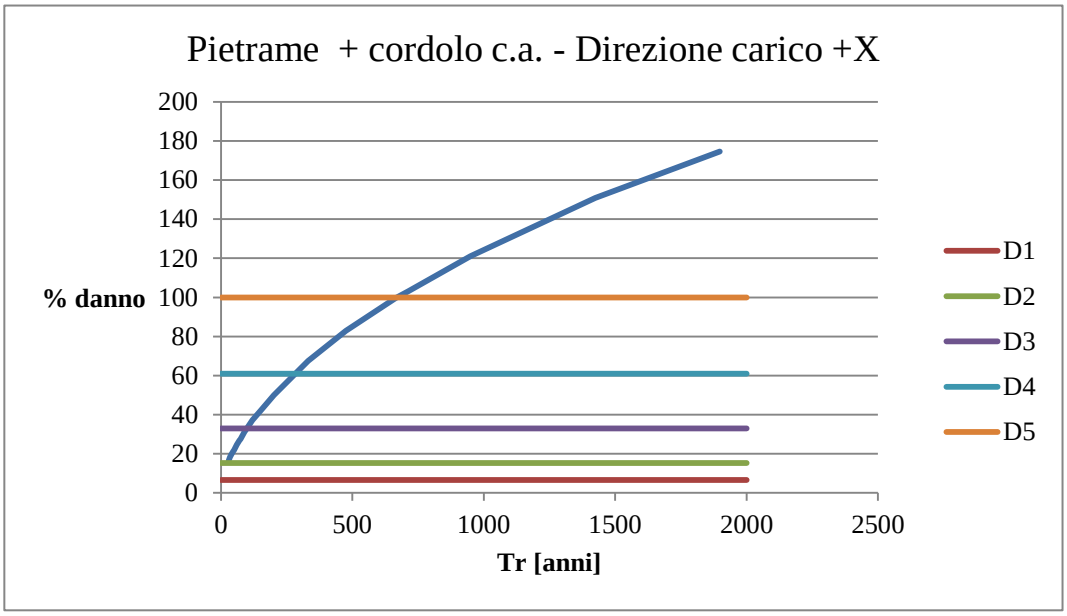

Pietrame - Direzione carico -Y
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

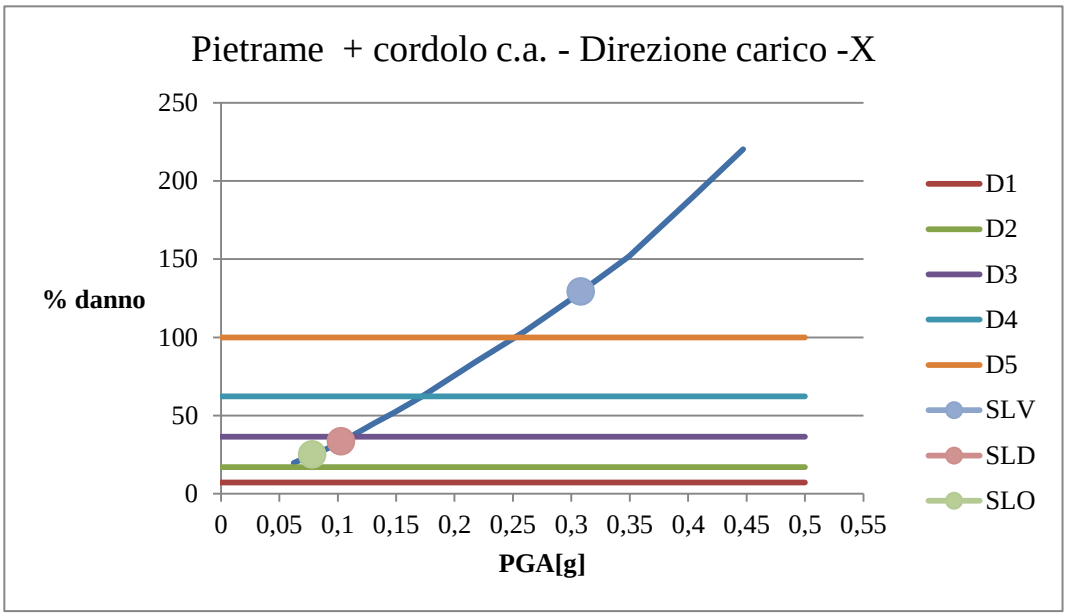
Muratura in pietrame con solai latero-cementizi e cordolo in c.a.

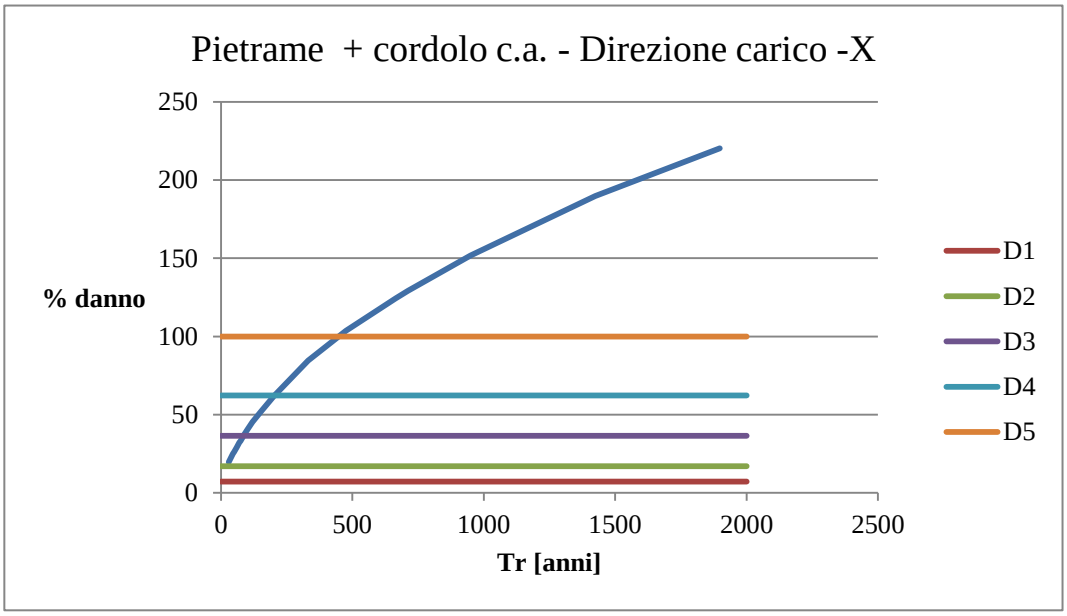
			Livelli di danno (scala macrosismica europea EMS98)						
	Dati pushover			D0	D1	D2	D3	D4	D5
+x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.15	0.35	0.75	1.39	2.28
	0.5	2.28	[%]	0.00	6.58	15.35	32.89	60.96	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.12	0.29	0.62	1.05	1.68
	0.41	1.68	[%]	0.00	7.32	17.08	36.61	62.20	100.00
+y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.15	0.36	0.77	1.55	2.58
	0.51	2.58	[%]	0.00	5.93	13.84	29.65	59.88	100.00
-y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.15	0.34	0.74	1.63	2.76
	0.49	2.76	[%]	0.00	5.33	12.43	26.63	58.88	100.00

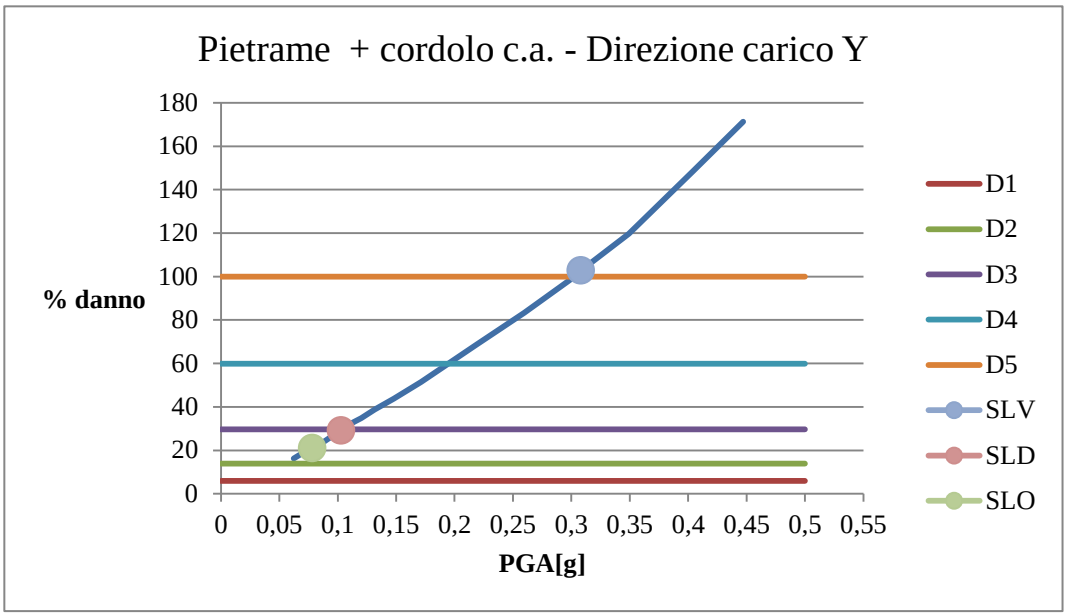
			+x		-x		+y		-y	
	Tr [anni]	ag[g]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]
	30	0.06	0.38	17	0.33	20	0.42	16	0.41	15
	35	0.07	0.42	18	0.36	21	0.46	18	0.45	16
	42	0.08	0.46	20	0.4	24	0.52	20	0.51	18
SLO	45	0.08	0.48	21	0.42	25	0.54	21	0.53	19
	50	0.08	0.5	22	0.44	26	0.57	22	0.56	20
	60	0.09	0.56	25	0.49	29	0.65	25	0.64	23
	70	0.10	0.61	27	0.54	32	0.72	28	0.71	26
SLD	75	0.10	0.63	28	0.56	33	0.75	29	0.74	27
	90	0.11	0.71	31	0.63	38	0.85	33	0.83	30
	101	0.12	0.76	33	0.68	40	0.9	35	0.88	32
	120	0.13	0.85	37	0.76	45	1	39	0.98	36
	151	0.15	0.96	42	0.87	52	1.13	44	1.1	40
	201	0.17	1.14	50	1.04	62	1.33	52	1.29	47
	332	0.22	1.54	68	1.42	85	1.77	69	1.73	63
	475	0.26	1.89	83	1.74	104	2.15	83	2.1	76
	664	0.30	2.27	100	2.09	124	2.55	99	2.5	91
SLV	712	0.31	2.35	103	2.17	129	2.65	103	2.59	94
	949	0.35	2.76	121	2.55	152	3.09	120	3.02	109
	1424	0.40	3.44	151	3.19	190	3.83	148	3.75	136
	1898	0.45	3.98	175	3.7	220	4.42	171	4.33	157

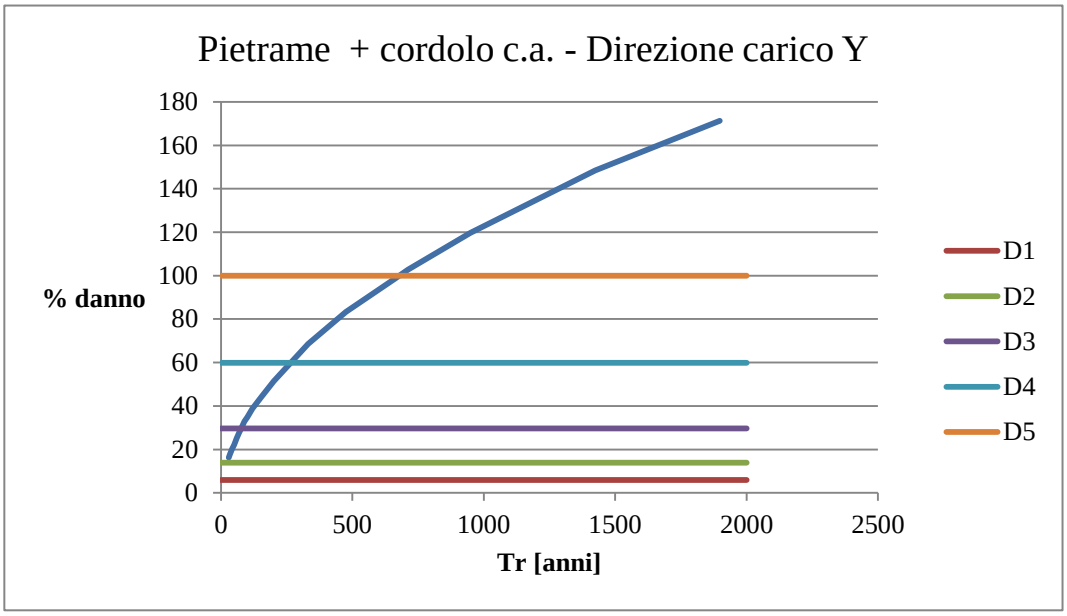

Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico +X
% danno
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

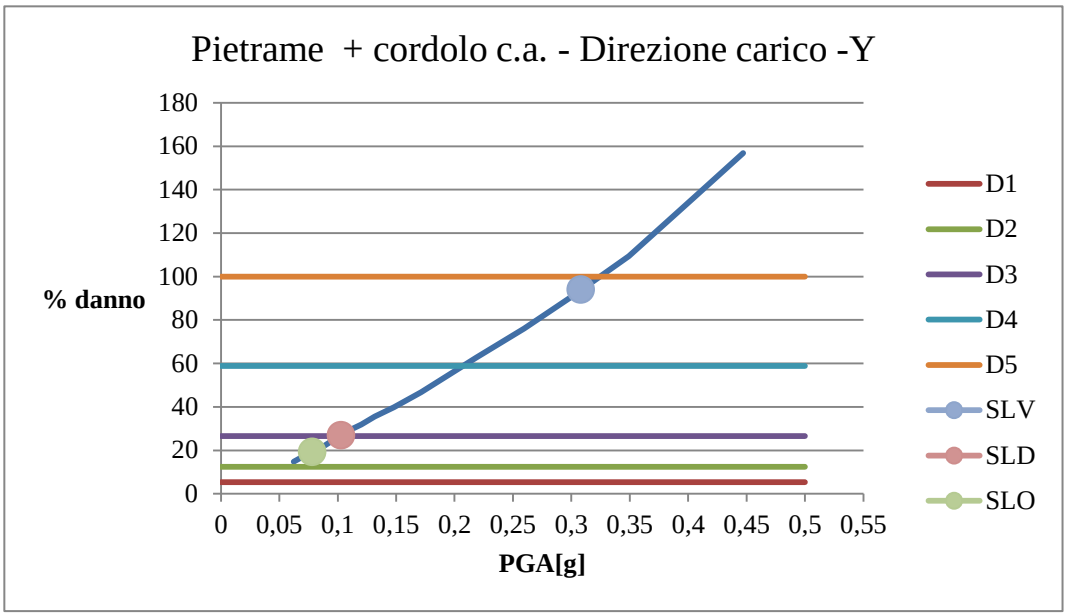

Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico +X
% danno
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

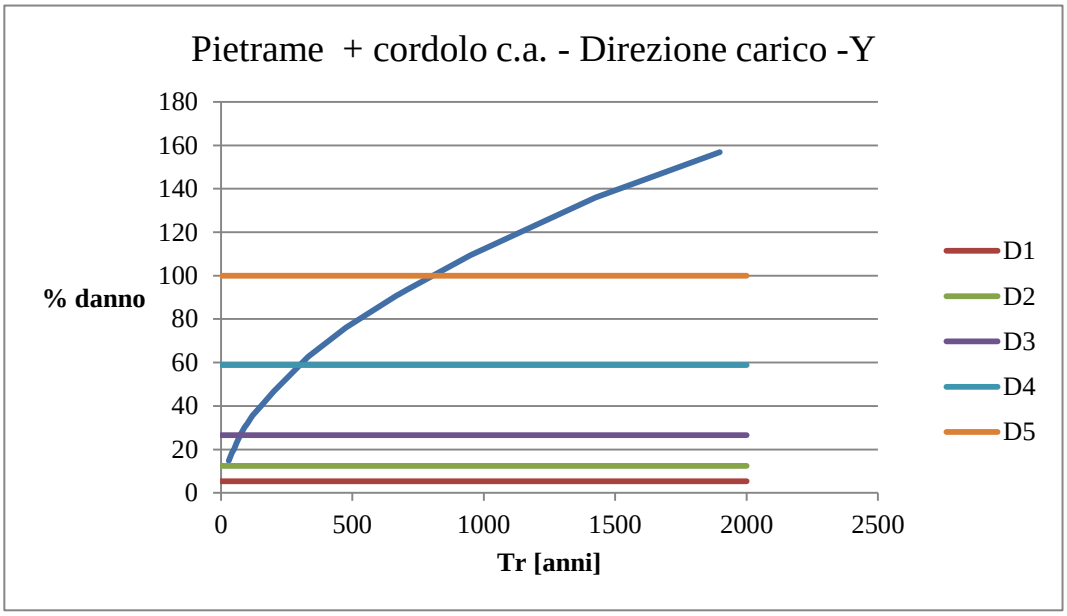

Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico -X
% danno
250
200
150
100
50
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico -X
% danno
250
200
150
100
50
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico Y
% danno
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico Y
% danno
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

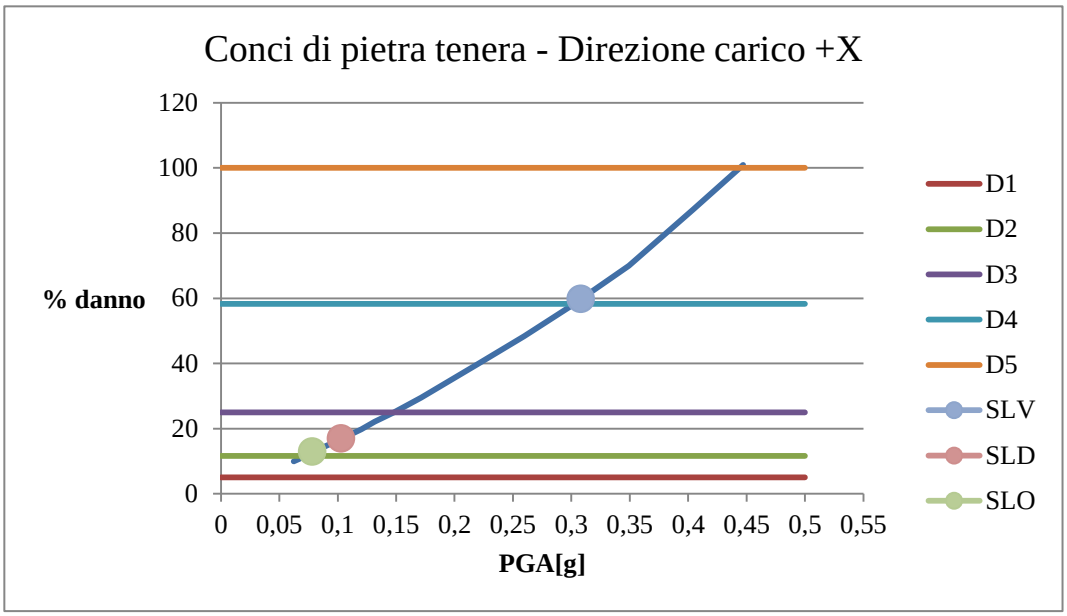

Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico -Y
% danno
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

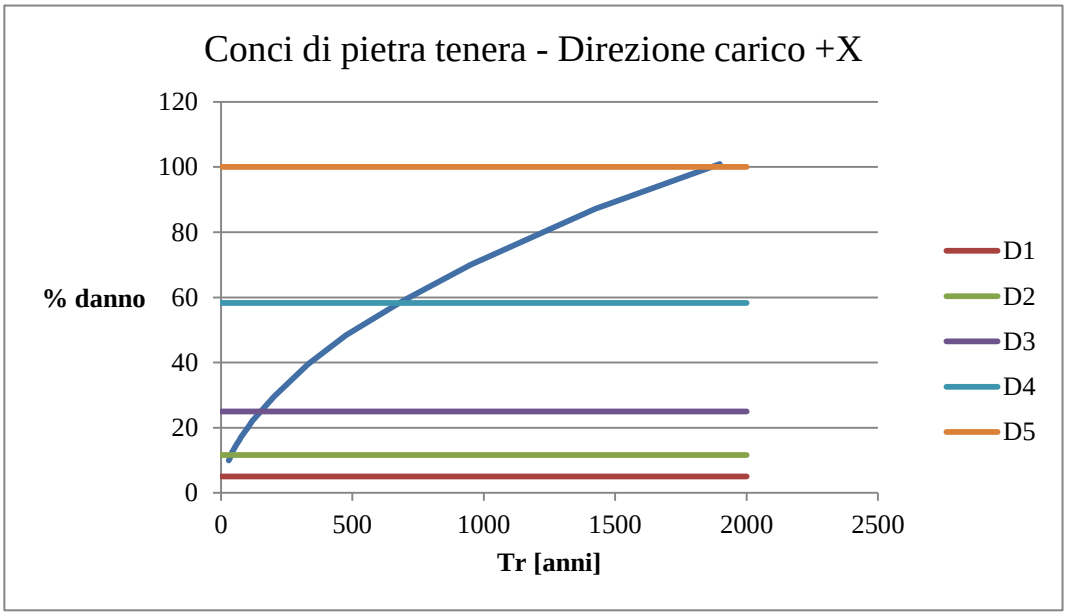

Pietrame + cordolo c.a. - Direzione carico -Y
% danno
180
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

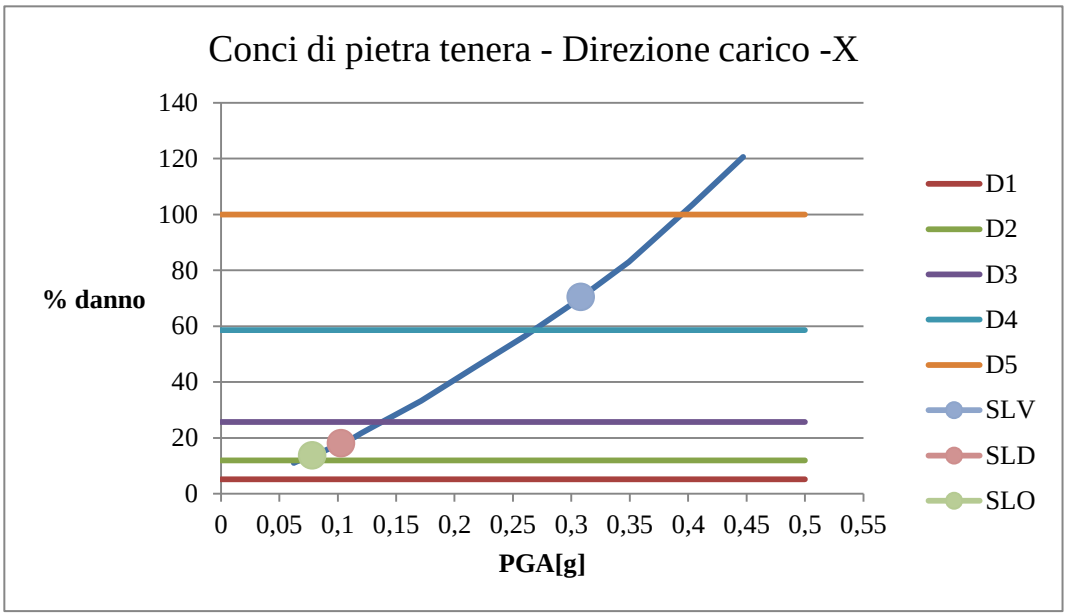
Muratura in conci di pietra tenera con solai in putrelle e tavelloni

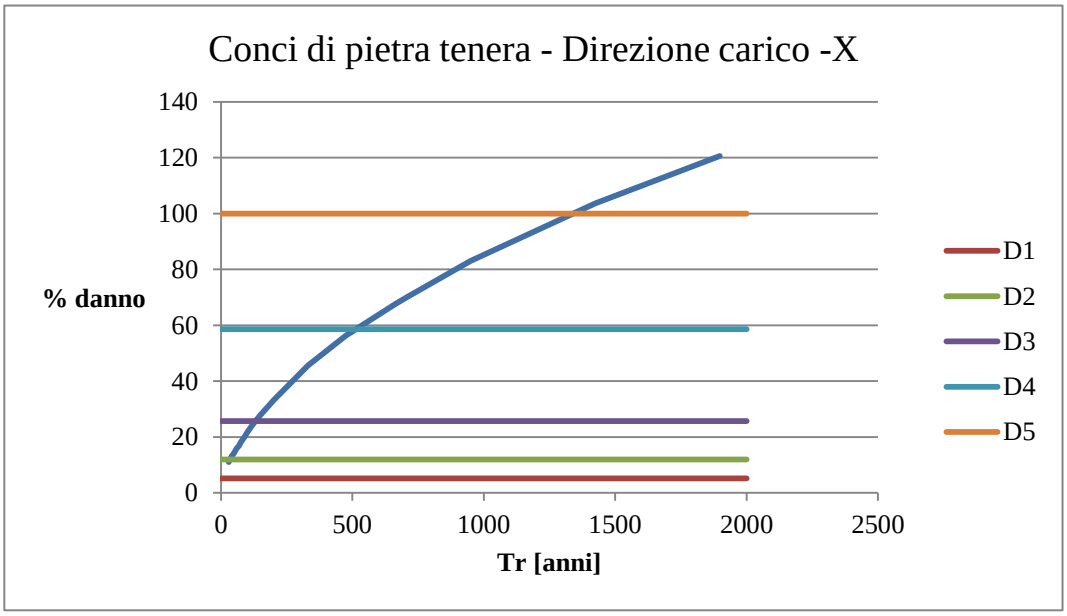
			Livelli di danno (scala macrosismica europea EMS98)						
	Dati pushover			D0	D1	D2	D3	D4	D5
+x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.21	0.49	1.05	2.45	4.20
	0.7	4.2	[%]	0.00	5.00	11.67	25.00	58.33	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.15	0.36	0.77	1.76	3.00
	0.515	3	[%]	0.00	5.15	12.02	25.75	58.58	100.00
+y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.19	0.44	0.95	1.91	3.18
	0.63	3.18	[%]	0.00	5.94	13.87	29.72	59.91	100.00
-y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.18	0.43	0.92	2.05	3.48
	0.61	3.48	[%]	0.00	5.26	12.27	26.29	58.76	100.00

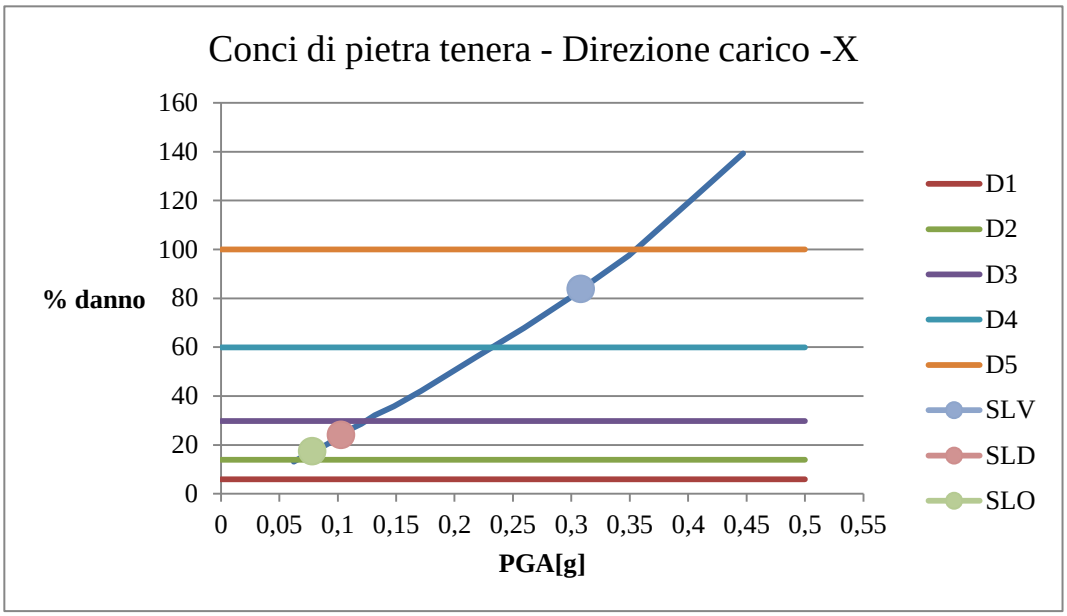
			+x		-x		+y		-y	
	Tr [anni]	ag[g]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]
	30	0.06	0.42	10	0.33	11	0.42	13	0.42	12
	35	0.07	0.45	11	0.36	12	0.46	14	0.45	13
	42	0.08	0.52	12	0.4	13	0.52	16	0.52	15
SLO	45	0.08	0.54	13	0.41	14	0.55	17	0.54	16
	50	0.08	0.57	14	0.43	14	0.58	18	0.57	16
	60	0.09	0.63	15	0.48	16	0.65	20	0.65	19
	70	0.10	0.68	16	0.51	17	0.73	23	0.72	21
SLD	75	0.10	0.71	17	0.54	18	0.76	24	0.75	22
	90	0.11	0.78	19	0.6	20	0.86	27	0.85	24
	101	0.12	0.83	20	0.65	22	0.91	29	0.90	26
	120	0.13	0.93	22	0.73	24	1.02	32	1.00	29
	151	0.15	1.05	25	0.84	28	1.14	36	1.12	32
	201	0.17	1.24	30	1	33	1.34	42	1.31	38
	332	0.22	1.66	40	1.37	46	1.78	56	1.75	50
	475	0.26	2.03	48	1.69	56	2.16	68	2.12	61
	664	0.30	2.42	58	2.03	68	2.56	81	2.53	73
SLV	712	0.31	2.51	60	2.11	70	2.66	84	2.62	75
	949	0.35	2.94	70	2.49	83	3.1	97	3.05	88
	1424	0.40	3.66	87	3.11	104	3.84	121	3.79	109
	1898	0.45	4.24	101	3.62	121	4.43	139	4.37	126

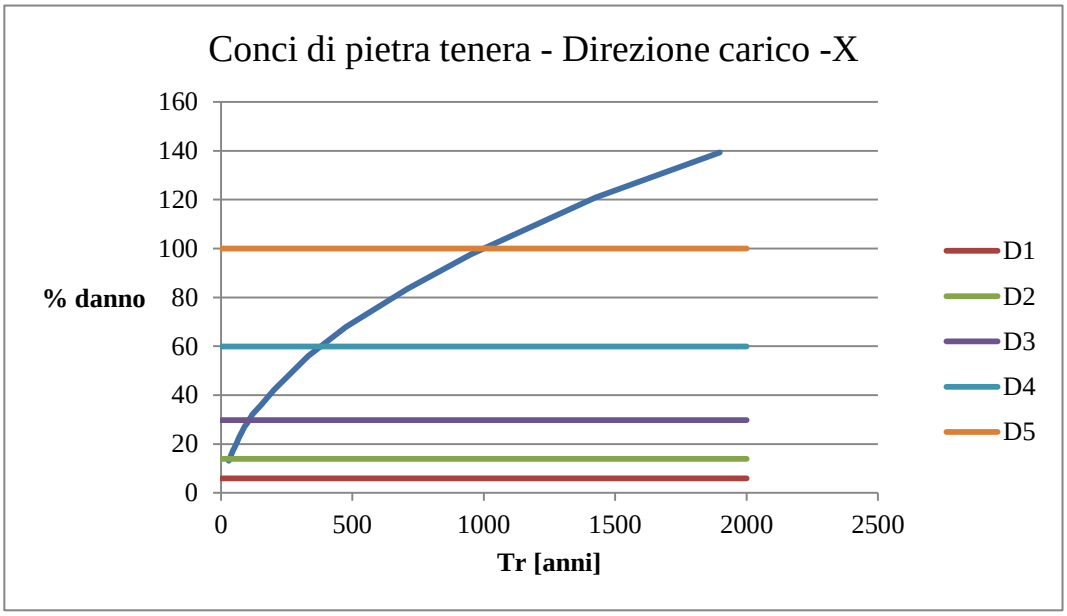

Conci di pietra tenera - Direzione carico +X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

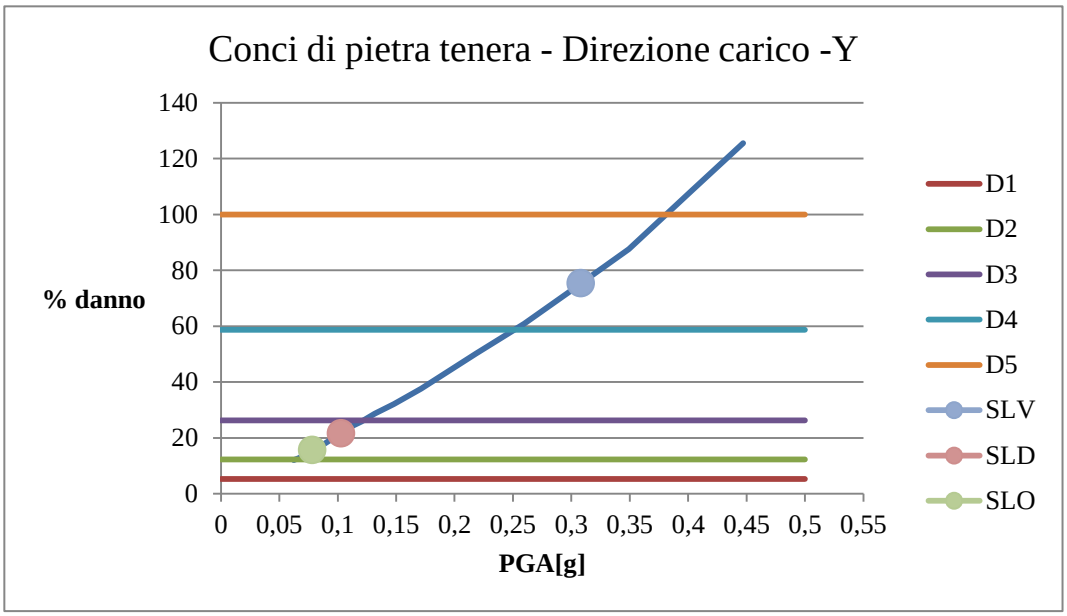

Conci di pietra tenera - Direzione carico +X
% danno
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

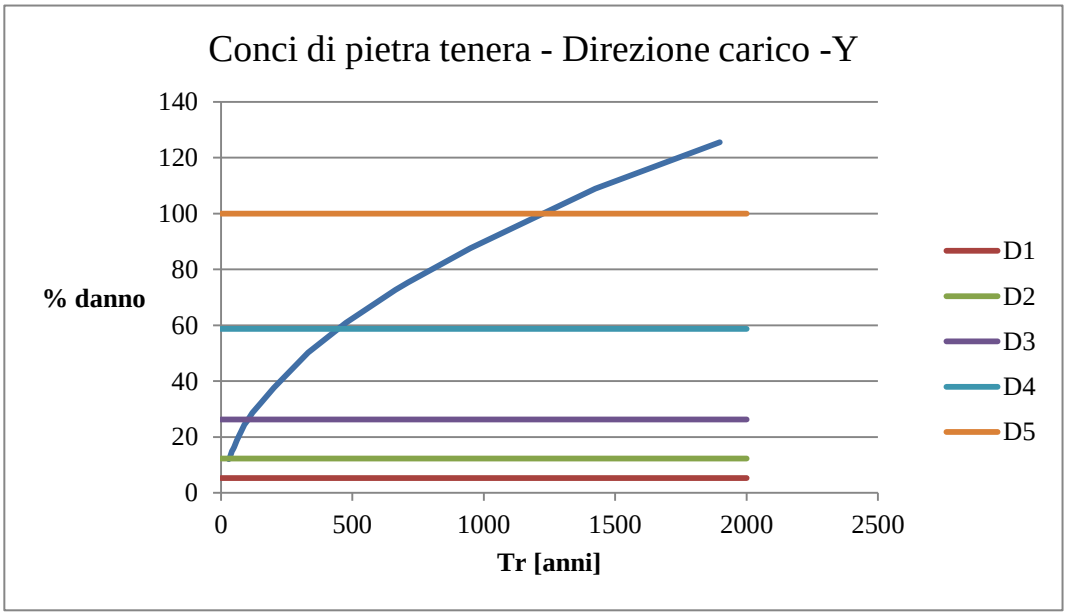

Conci di pietra tenera - Direzione carico -X
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Conci di pietra tenera - Direzione carico -X
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Conci di pietra tenera - Direzione carico -X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO


Conci di pietra tenera - Direzione carico -X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

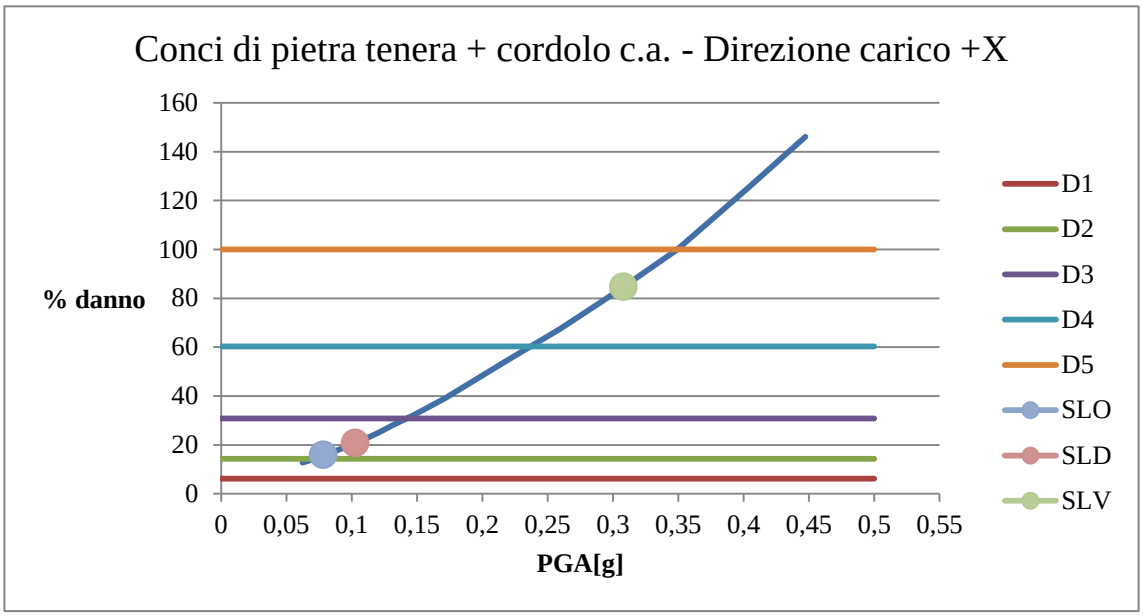

Conci di pietra tenera - Direzione carico -Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLV
SLD
SLO

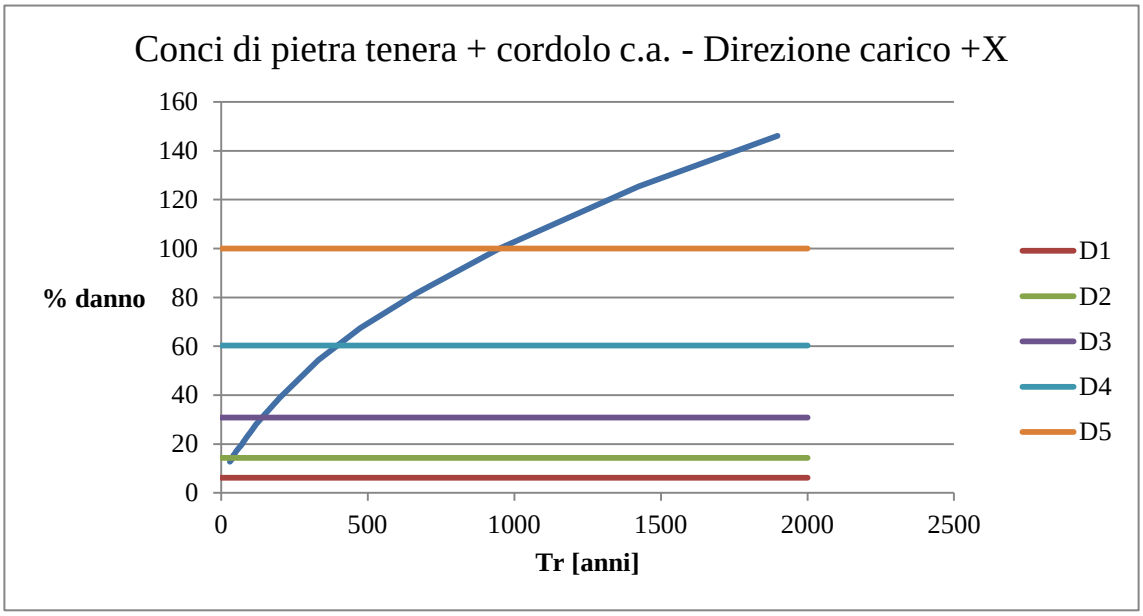

Conci di pietra tenera - Direzione carico -Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

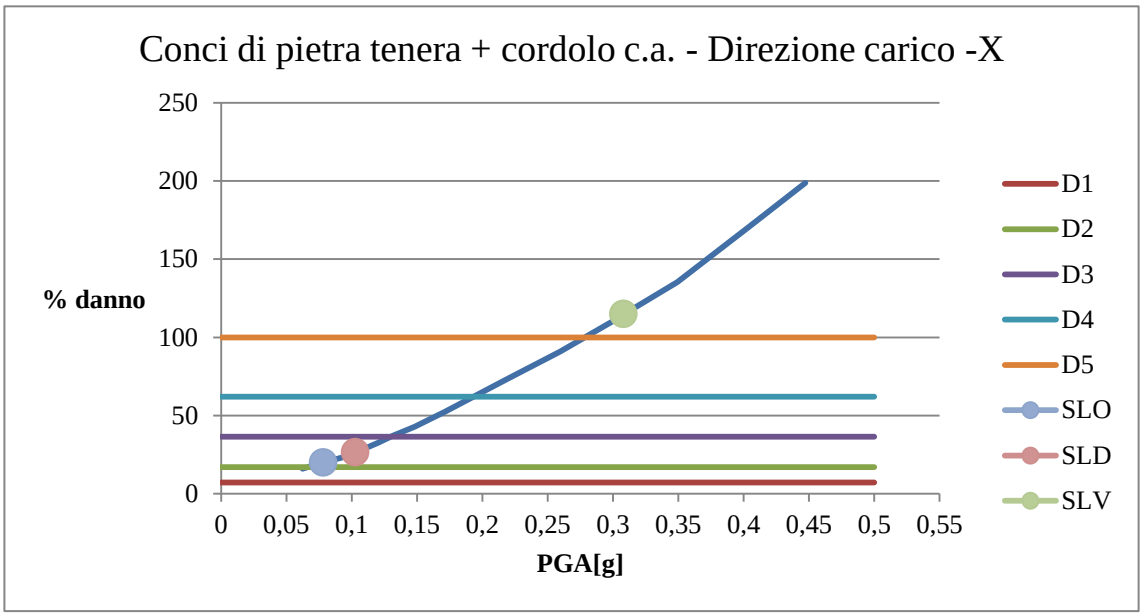
Muratura in conci di pietra tenera con solai latero-cementizi e cordolo in c.a.

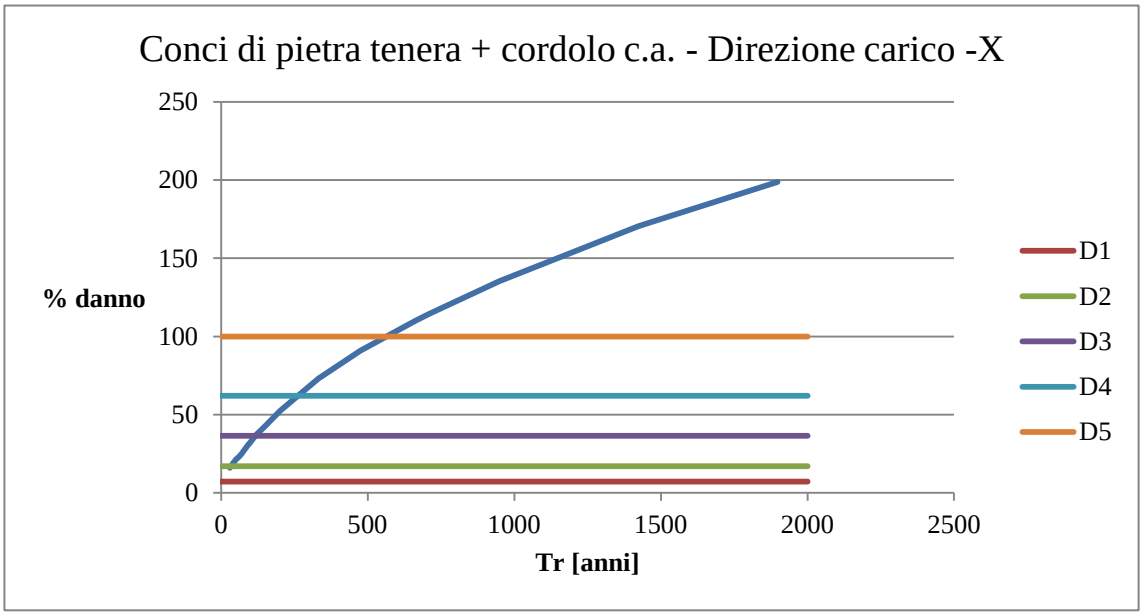
			Livelli di danno (scala macrosismica europea EMS98)						
carico	Dati pushover			D0	D1	D2	D3	D4	D5
+x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.14	0.33	0.70	1.37	2.28
	0.468	2.28	[%]	0.00	6.16	14.37	30.79	60.26	100.00
-x	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.11	0.27	0.57	0.97	1.56
	0.38	1.56	[%]	0.00	7.31	17.05	36.54	62.18	100.00
+y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.14	0.34	0.72	1.47	2.46
	0.48	2.46	[%]	0.00	5.85	13.66	29.27	59.76	100.00
-y	dy [cm]	du [cm]	[cm]	0.00	0.13	0.31	0.66	1.60	2.76
	0.44	2.76	[%]	0.00	4.78	11.16	23.91	57.97	100.00

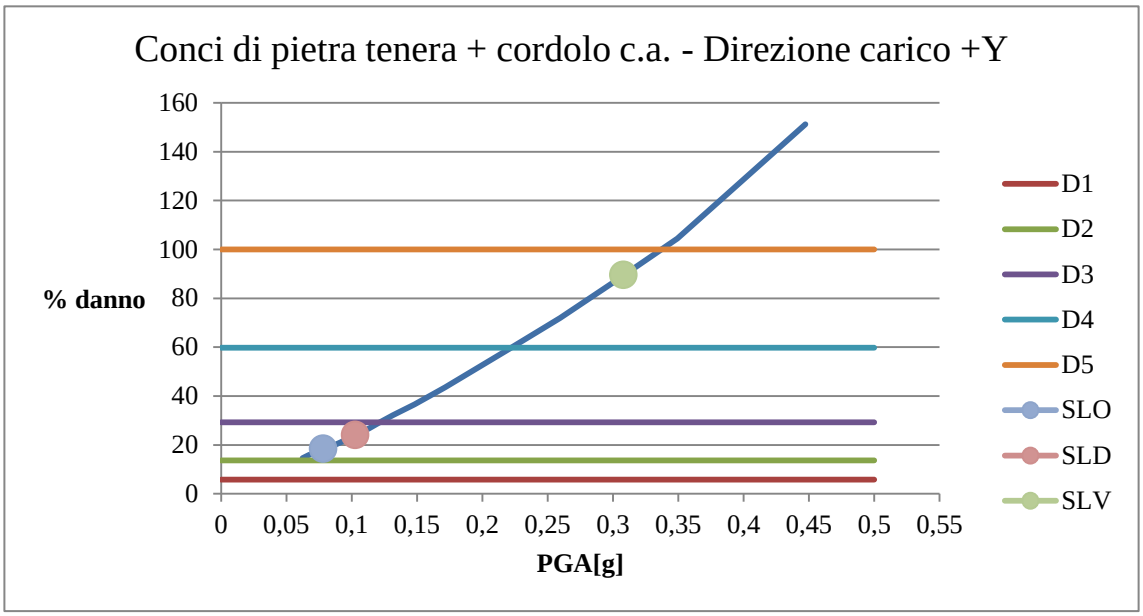
			+x		-x		+y		-y	
	Tr [anni]	ag[g]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]	d [cm]	danno [%]
	30	0.06	0.29	13	0.25	16	0.36	15	0.34	12
	35	0.07	0.31	14	0.27	17	0.39	16	0.37	13
	42	0.08	0.35	15	0.3	19	0.43	17	0.4	14
SLO	45	0.08	0.36	16	0.31	20	0.45	18	0.42	15
	50	0.08	0.38	17	0.33	21	0.47	19	0.44	16
	60	0.09	0.42	18	0.36	23	0.52	21	0.49	18
	70	0.10	0.45	20	0.39	25	0.57	23	0.54	20
SLD	75	0.10	0.47	21	0.41	26	0.59	24	0.56	20
	90	0.11	0.53	23	0.47	30	0.66	27	0.63	23
	101	0.12	0.57	25	0.51	33	0.71	29	0.67	24
	120	0.13	0.64	28	0.58	37	0.79	32	0.75	27
	151	0.15	0.74	32	0.67	43	0.9	37	0.85	31
	201	0.17	0.89	39	0.82	53	1.07	43	1.02	37
	332	0.22	1.24	54	1.14	73	1.44	59	1.38	50
	475	0.26	1.54	68	1.42	91	1.77	72	1.69	61
	664	0.30	1.86	82	1.72	110	2.12	86	2.03	74
SLV	712	0.31	1.93	85	1.79	115	2.2	89	2.11	76
	949	0.35	2.28	100	2.11	135	2.57	104	2.47	89
	1424	0.40	2.86	125	2.66	171	3.21	130	3.09	112
	1898	0.45	3.33	146	3.1	199	3.72	151	3.58	130

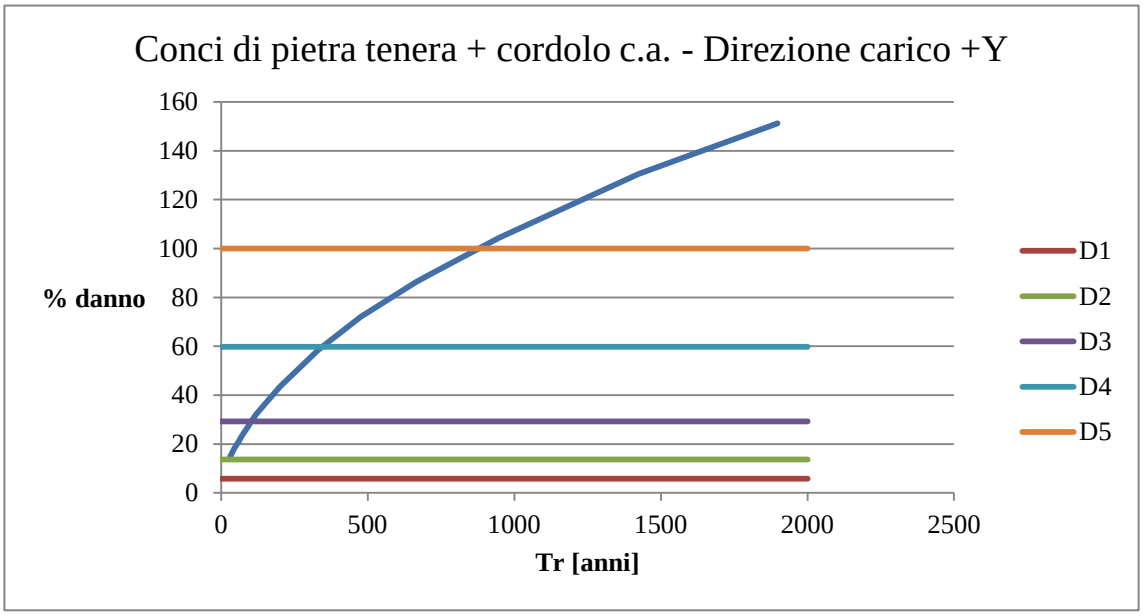

Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico +X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLO
SLD
SLV

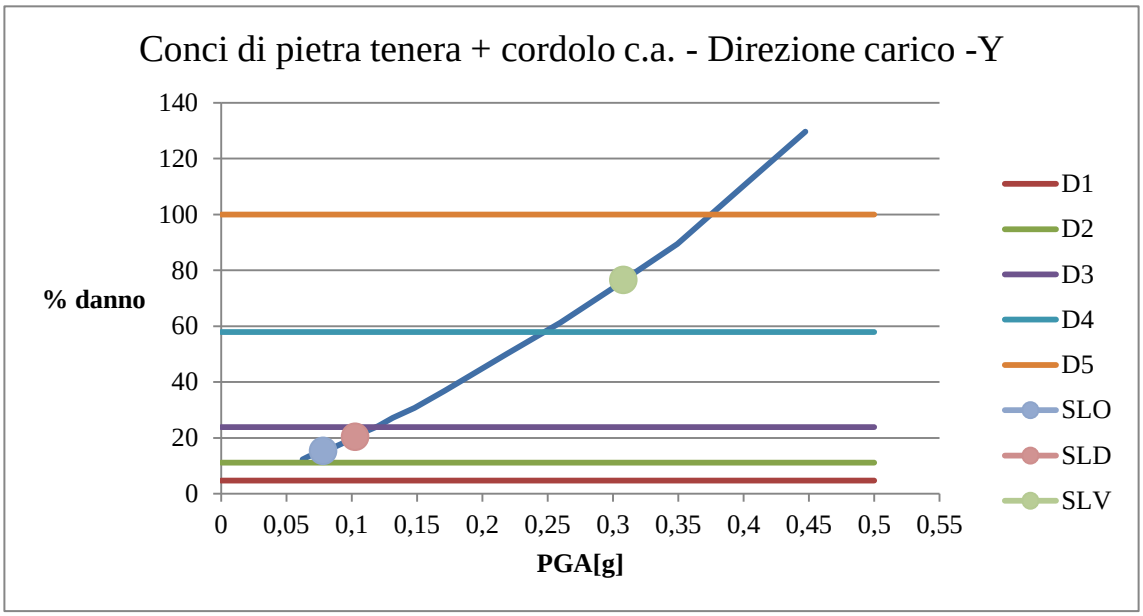

Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico +X
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

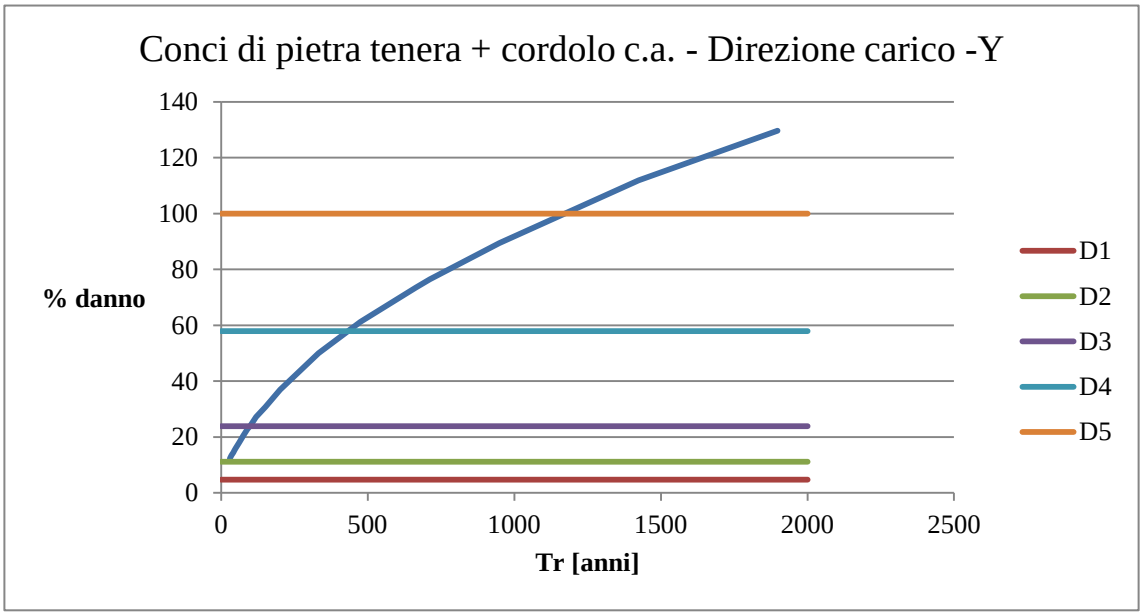

Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico -X
% danno
250
200
150
100
50
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLO
SLD
SLV


Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico -X
% danno
250
200
150
100
50
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico +Y
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLO
SLD
SLV


Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico +Y
% danno
160
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5


Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico -Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
0,05
0,1
0,15
0,2
0,25
0,3
0,35
0,4
0,45
0,5
0,55
PGA[g]
D1
D2
D3
D4
D5
SLO
SLD
SLV


Conci di pietra tenera + cordolo c.a. - Direzione carico -Y
% danno
140
120
100
80
60
40
20
0
0
500
1000
1500
2000
2500
Tr [anni]
D1
D2
D3
D4
D5

Appendice Capitolo 3

Tufo

	Nome	Caratteristiche	γ_{max} [%]	γu [%]	F [kN]	ΔF [%]	h [mm]	δmax [mm]	Δδ max[%]	δu [mm]	Δδu [%]
1	P#1	URM	0.14	0.49	88.15		1030	0.62		2.14	
	P#2	URM	0.11	0.174			1030				
	P#3	URM	0.08	0.46			1030				
	P#4	URM	0.15	0.535			1030				
	PS#3	1 strato per lato	0.185	0.392	207.20	104	1030	0.95	54	2.02	-5
	PS#4	1 strato per lato	0.243	0.392	152.67		1030	1.25	102	2.02	-5
	PS#1	2 strati per lato	0.15	0.399	196.29	143	1030	0.77	25	2.05	-4
	PS#2	2 strati per lato	0.209	0.39	232.64		1030	1.08	74	2.01	-6
2	P1	URM	0.1	0.77	55.00		1000	0.92		4.05	
	P2	URM	0.27	0.85			1000				
	PR_G1	1 strato su lato	0.23	1.15	157	214	1000	1.15	24	5.75	42
	PR_G2	1 strato su lato	0.53	2.77	188		1000	2.65	186	13.85	242
3	1	URM			36.40		1200				
	2	URM					1200				
	3	URM					1200				
	4	1 strato per lato			228.94	466	1200				
	5	1 strato per lato			224.94		1200				
	6	1 strato per lato			219.06		1200				
	7	1 strato per lato			200.63		1200				
	8	1 strato per lato			161.06		1200				
	9	1 strato per lato			200.75		1200				
10	P#5	non riforzato	0.106	0.143	138.58		1030				
	P#6	non rinforzato					1030				
	PS#5	2 strati per lato	0.137	1.4187	289.12	103	1030		29		892
	PS#6	2 strati per lato			272.44		1030				
	PS#7	1 strato per lato	0.15	1.2062	239.4	65	1030		42		743
	PS#8	1 strato per lato			218.52		1030				
11	P#5	non riforzato	-	-	138.58		1030				
	P#6	non rinforzato	-	-			1030				
	PT#5	2 strati su un lato	-	-	249.42	75	1030				
	PT#6	2 strati su un lato	-	-	234.88		1030				
	PT#7	1 strato su un lato	-	-	206.28	46	1030				
	PT#8	1 strato su un lato	-	-	198.92		1030				

Cls

	Nome	Caratteristiche	Forza assiale [kN]	Fh,max [kN]	δmax [mm]	δu [mm]	Fh,ultima [kN]	ΔFmax [%]	Δδu [%]	Δδmax [%]	h [mm]	δu/H [-]
4	URM	-	240.19	140	4.5	4.5	140				1212.85	0.004
	Wall1	2 griglie: orizz. e verticale	240.19	233	-	36.5	-	66	711		1212.85	0.030
	Wall2	2 griglie: orizz. e a 45°	240.19	195	-	19.5	-	39	333		1212.85	0.016
	Wall3	3 griglie: orizz. e a +/- 45°	240.19	210	-	20.7	-	50	360		1212.85	0.017
	Standard	CMG	240.19	240	8.5	17.5	180	100		88	1212.85	0.014
	da isteresi	2 griglie: orizz. e verticale	240.19	240	9.259	17.25	180	100		105	1212.85	0.014

Argilla

		Fmax=Fu [kN]	τmax=τu [MPa]	ϒmax=ϒu	h [mm]	δmax=δu [mm]	Δδmax [%]
5	PRD 1 Carb 1F	112.8	1.28	0.001	510	0.255	30
	PRD 2 Carb 1F	119.8	1.375	0.00144	510	0.367	88
	PRD 1 Carb 2F	143.1	1.6	0.00122	510	0.311	59
	PRD 2 Carb 2F	149.4	1.45	0.00109	510	0.278	42
	PRD 1 Glass 1F	115.3	1.3	0.0008	510	0.204	4
	PRD 2 Glass 1F	108.3	1.27	0.0007129	510	0.182	-6
	PRD 1 Glass 2F	170.3	1.19	0.00067	510	0.171	-12
	PRD 2 Glass 2F	180	1.49	0.000776	510	0.198	1
	URM	100.7	1.25	0.000764	510	0.195	-

	Fmax [kN]	ΔF [%]
URM	100.7	-
CARB 1F	90.8	-9
GLASS 1F	95.9	-4
PVA 1F	101	0
CARB 1F diag	116.3	15
GLASS 1F diag	111.8	11
CARB 2F	104.1	3
GLASS 2F	115	14
PVA 2F	148.3	47
CARB 2 F diag	146.3	45
GLASS 2F diag	175.2	73

		Fmax=Fu [kN]	δmax=δu [μm/m]	F [kN]	ΔF [%]
12	NR1	215.3	414.28	233	-
	NR2	251.8	671.42		-
	RFV	332	1400	332	42
	RFC	361	1828.57	361	54
	RFW	384	1548.57	384	64

	Nome	Pmax push[kN]	Pmax pull[kN]	Disp,u push[mm]	Disp,u pull[mm]	δmax, push [mm]	δmax avg [mm]	Δδu [%]	δmax, pull [mm]	ΔF max [%]	h [mm]	δu/H push	δu/H pull
8	A_C 10%	6.35	5.74	0.69	0.65						1300	0.0005	0.0005
	A_R1 10%	42.11	40.16	9.28	8.12	7.2	6.8	1198	6.4	580	1300	0.0071	0.0062
	A_R2 10%	44.31	43.21	7.52	7.77	4.9	5.9	1041	7	623	1300	0.0058	0.0060
	A_M1 10%	32.23	30.52	9.29	9.39	8.3	8.5	1294	8.7	419	1300	0.0071	0.0072
	A_M2 10%	39.18	36.25	9.36	9	7.4	7.5	1270	7.6	523	1300	0.0072	0.0069
	A_NSM5 10%	6.47	6.35	0.85	0.66			12		6	1300	0.0007	0.0005
	A_C 2.5%	1.95	1.83	0.7	0.75						1300	0.0005	0.0006
	A_R1 2.5%	37.48	39.92	7.93	8.38	8	8.1	1024	8.3	1947	1300	0.0061	0.0064
	A_R2 2.5%	49.56	53.34	8	-	7.6	8.7	1003	9.8	2622	1300	0.0062	
	A_M1 2.5%	25.27	24.29	11.44	10.37	9.4	9.1	1404	8.8	1211	1300	0.0088	0.0080
	A_M2 2.5%	35.52	36.25	9.24	9.03	7.4	7.4	1160	7.4	1798	1300	0.0071	0.0069

Adobe-Solid-Dry

			compr	Fhmax [kN]		ΔFmax [%]	δmax [mm]		Δδmax [%]	δu [mm]		Δδu [%]	h [mm]	δu/H [-] push	δu/H [-] pull
	nome pannello	rinforzo	[kN]	push	Pull		push	Pull		push	pull		1370		
9	ABW-1	-	80	57.3	66.1		7.2	9.2		11.8	13.7		1370	0.0086	0.0100
	ABW-2	wire ropes	80	113.1	107.5	78	11.1	16.4	66	11.1	23.0	33	1370	0.0081	0.0168
	ABW-3	geo-nets PET	80	80.2	80.1	29	9.2	12.9	34	9.2	16.8	1	1370	0.0067	0.0122
	ABW-4	geo-nets PET	80	53.5	48.1	-17	9.7	12.9	37	9.7	12.9	-11	1370	0.0071	0.0094
	ABW-5	geo-nets PP	80	82.3	86.0	36	14.0	14.8	75	17.2	27.0	73	1370	0.0126	0.0197
	DBW-1	-	80	77.2	60.0		5.0	10.6		5.6	10.6		1370	0.0041	0.0077
	DBW-2	geo-nets PP	80	86.5	100.0	35	10.0	7.2	9	11.5	19.7	91	1370	0.0084	0.0144
	DBW-3	geo-nets PET	80	63.2	74.2	0	3.5	13.0	5	4.4	15.6	23	1370	0.0032	0.0114
	DBW-4	wire ropes	80	60.0	60.0	-12	6.5	12.2	19	6.1	13.1	20	1370	0.0047	0.0095
	SBW-1	-	80	124.3	140.9		6.9	7.5		6.9	7.5		1370	0.0050	0.0055
	SBW-2	wire ropes	80	183.3	224.4	53	10.2	10.8	45	10.2	10.8	45	1370	0.0074	0.0079
	SBW-3	geo-nets PET	80	228.0	180.0	53	13.5	11.6	74	13.5	11.6	74	1370	0.0099	0.0084