



**Università Politecnica delle Marche**

**Facoltà di Ingegneria**

**Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile**

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Architettura - DICEA

**“Murature Storiche Rinforzate con FRP”**

*“Historical Walls reinforced with FRP”*

Relatore:

**Chiar.mo Prof. Ing. Roberto Capozucca**

Tesi di Laurea di:

**Lungu Radu**

ANNO ACCADEMICO 2019-2020

Premessa.....pag 4

Introduzione.....pag 5

## **Capitolo 1** Caratteristiche meccaniche della muratura

1.1 Inquadramento normativo.....pag 6

1.2 Misura della sicurezza secondo le NTC 2018.....pag. 7

1.3 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.....pag. 7

1.3.1 Verifiche allo SLU.....pag. 10

1.3.2 Verifiche allo SLE.....pag. 11

1.4 Caratteristiche meccaniche della muratura.....pag. 11

1.4.1 Le malte.....pag.12

1.4.2 Elementi lapidei.....pag. 13

1.4.3 Resistenza a compressione.....pag.13

1.5 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzi normali.....pag. 15

1.6 Resistenza caratteristica a taglio.....pag.16

1.7 Moduli di elasticità secanti.....pag.17

1.8 Comportamento a taglio meccanico della muratura in zona sismica.....pag. 17

1.8.1 Crisi per taglio da trazione.....pag. 17

1.8.2 Crisi per taglio da scorrimento..... pag. 20

## **Capitolo 2** Tecniche di consolidamento storiche e moderne

2.1 Possibili interventi sulle murature.....pag 25

2.1.1 Cuci-Scuci..... pag.25

2.1.2 Tirantature e catene orizzontali..... pag 27

2.1.3 Intonaco armato..... pag.28

2.1.4 Cordoli di cordinamento..... pag.30

2.1.5 Rinforzo con un sistema di cucitura armata attiva della muratura (CAM)..... pag.31

2.1.6 Rinforzo con polimeri fibro-rinforzati (FRP).....pag. 32

## **Capitolo 3** I materiali compositi

3.1 Cenni storici e primi approcci al rafforzamento delle murature storiche.....pag. 35

3.2 Generalità.....pag.37

3.3 Le matrici.....pag.38

3.4 Matrici organiche – Le Resine-.....pag39

3.4.1 Le resine termoplastiche..... pag.40

3.4.2 Le resine termoindurenti..... pag. 41

3.4.3 Le resine epossidiche.....pag. 43

3.4.4 Proprietà delle resine..... pag. 44

3.5 Matrici inorganiche.....pag. 45

	3.5.1	Matrici metalliche.....	pag.45
	3.5.2	Matrici ceramiche.....	pag.46
	3.5.3	Matrici cemetizie.....	pag.47
3.6		Le Fibre.....	pag.47
	3.6.1	Fibre di carbonio.....	pag.48
	3.6.2	Fibre di Vetro.....	pag. 50
	3.6.3	Fibre di aramide.....	pag. 51
3.7		Confronto tra le diverse tipologie di fibre.....	pag.52
3.8		I meccanismi di crisi dei compositi.....	pag 54
	3.8.1	Trazione parallela alle fibre.....	pag.54
	3.8.2	Taglio nel piano.....	pag.56
	3.8.3	Trazione non parallela alle fibre.....	pag.56
	3.8.4	Compressione.....	pag.57

#### **Capitolo 4** Risposta sperimentale di pannello murario rinforzato con GFRP

4.1		Test sperimentale.....	pag.60
	4.1.1	Fase preliminare.....	pag.61
	4.1.2	Risultati della prova sulla parete non rinforzata U-W1.....	pag.64
	4.1.3	Risultati della prova sulla parete rinforzata.....	pag. 65
4.2		Considerazioni sui risultati sperimentali.....	pag.71
4.3		Legame delle strisce di GFRP.....	pag.73
4.4		Conclusioni.....	pag.77

#### **Conclusioni**

#### **Bibliografia**

#### **Ringraziamenti**

Nel presente elaborato si porrà l'attenzione sulle possibili tecniche di rinforzo di murature storiche. Il presente lavoro si pone l'obiettivo di indagare, tra le diverse tipologie di rinforzo conosciute e in via di sperimentazione. Nello specifico si andrà ad analizzare i materiali compositi con particolare attenzione sui Glass-FRP. Nella progettazione del rinforzo e poi bene tenere in considerazione tutti i vantaggi e gli svantaggi di ogni intervento. Per questo motivo nel presente elaborato verranno illustrati e confrontate le diverse tipologie di rinforzo strutturale. Nel presente lavoro si tratteranno quindi, tutte le tematiche sopracitate.

Questo testo, composto da 4 capitoli si pone come obiettivo quello di valorizzare gli edifici storici dimostrando che, con le tecniche costruttive attuali e grazie ai materiali innovati di cui oggi disponiamo, è possibile rinforzare le murature esistenti rendendole più resistenti e sicure migliorandone le prestazioni di resistenza e stabilità.

Nel capitolo 1 vengono introdotte le Normative Tecniche delle Costruzioni con riferimento alla parte relativa alla muratura. Si pone particolare attenzione anche al comportamento a taglio della muratura che rappresenta un punto di maggiore criticità.

Nel capitolo 2 vengono descritti i metodi di rinforzo strutturale adottati in passato ed in tempi più recenti fino all'introduzione dei materiali compositi che verranno ampiamente trattati nel capitolo 3. Infine nel capitolo 4 verrà analizzata la risposta sperimentale di un pannello murario rinforzato con strisce di GFRP.

L'Italia è un paese caratterizzato da elevata sismicità che si distribuisce sul territorio nazionale con diversi livelli di gravità. Le più recenti normative hanno preso atto della presenza di una pericolosità sismica diffusa che non risparmia zone che le precedenti classificazioni dichiaravano esenti da una probabilità di eventi sismici di rilevanza. Questa circostanza ha accentuato la presenza sul territorio italiano di edifici, anche abbastanza recenti, che benché costruiti a norma di legge, non rispondono ai requisiti delle zone sismiche. I criteri italiani sono caratterizzati da tipologie costruttive molto disparate che vanno dall'edificio monumentale, a costruzioni storiche, a costruzioni più recenti in muratura o in cemento armato, a volte anche rimaneggiate nel tempo con interventi privi di criterio. Un patrimonio edilizio secolare, l'assenza di criteri sismici nella progettazione in quanto non richiesto all'epoca, gli interventi di modifica architettonica senza le adeguate verifiche strutturali, sono alcuni dei fattori che rendono il patrimonio edilizio italiano a maggiore rischio sismico.

## CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA

---

### 1.1. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il quadro normativo a cui si farà riferimento in questo testo è costituito dalle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC2018), dagli Eurocodici, dal CNR-DT 200/2004. Le norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, durabilità e stabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

## 1.2 MISURA DELLA SICUREZZA SECONDO LE NTC 2018



Nella letteratura riguardante la sicurezza strutturale, come pure degli Eurocodici, gli aspetti di comportamento vengono sinteticamente indicati come stati limite, intendendosi con tale dizione una condizione raggiunta la quale la struttura, o una sua parte, non svolge più le funzioni per le quali è stata realizzata appunto in base a tale definizione il raggiungimento di uno stato limite non deve essere inteso solo come l'instaurarsi di un meccanismo di collasso, ma può essere più semplicemente anche la perdita di funzionalità del sistema. Si parlerà quindi di Stato limite ultimo (SLU), quando si esaminerà esplicitamente la condizione Esterna di collasso, mentre la definizione di Stato limite di esercizio (SLE) sarà utilizzata per individuare quelle situazioni che mettono in crisi la funzionalità della struttura. Le fonti di incertezza rappresentano un punto cruciale dell'analisi delle strutture in quanto esse sono molteplici e di diversa natura. Non sono sempre facilmente individuabili e diverso è anche il modo in cui esse vengono descritte e accorpate tra loro in letteratura. da un punto di vista puramente operativo si può affermare che le principali fonti di incertezza riguardano le caratteristiche dei materiali, le azioni applicate, le dimensioni geometriche, le differenze tra i valori effettivi e i valori di calcolo delle sollecitazioni.

## 1.3 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC2018

Le norme tecniche per le costruzioni raccolgono in un unico testo organico le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali. Per quanto non espressamente specificato, fanno riferimento a

normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel capitolo 12. Queste norme definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e durabilità. Le norme tecniche per le costruzioni forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere considerate nell'analisi, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti, trattano gli aspetti strutturali delle opere. La sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limite (SLU e SLE) che si possono verificare durante la vita nominale. Quando si valuta la sicurezza nei confronti dello Stato limite di esercizio, si valuta la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio, qua gli spostamenti, cedimenti, fessurazioni, vibrazioni, ecc. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Se invece si valuta la sicurezza nei confronti dello Stato limite ultimo, si valuta la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e difetti gravi, che possono essere totali o parziali. Il superamento di uno stato limite ultimo ha invece carattere irreversibile. Per i diversi stati limite, la normativa definisce le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

1.1

- Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

1.2



- Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### 1.3

In questo ambito le azioni vengono classificate in quattro diverse categorie:

- Azioni permanenti, indicata con il simbolo G, si tratta di azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti;
- Azioni variabili, indicata con il simbolo Q, si tratta di azioni sulla costruzione o su elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel tempo. Esse vengono classificate come azione di lunga durata, quando agiscono con intensità significativa per un arco di tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura, oppure come azioni di breve durata quando agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Azioni eccezionali, indicato con il simbolo A, ovvero azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- Azioni sismiche, indicata con il simbolo E, ovvero le azioni derivanti dai terremoti.

I diversi stati limite ultimi vengono così classificati:

- EQU rappresenta la perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno - struttura considerati come corpi rigidi;
- STR rappresenta il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

- GEO rappresenta il raggiungimento della resistenza del terreno integrante con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno – struttura.

### 1.3.1 VERIFICHE ALLO SLU

Per le verifiche di Stato limite ultimo, il valore caratteristico dell'azione è dato al frattile 5%, in modo tale da minimizzare la sicurezza. Così facendo i valori di progetto dell'azione sollecitante e della resistenza offerta dalla struttura vengono così definiti;

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

1.4

Tali coefficienti parziali che devono essere valutate nel calcolo delle azioni, Sia sollecitanti che resistente, possiedono dei valori tabellati forniti da normativa.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

*Tabella 1.1: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI*

### 1.3.2 VERIFICHE ALLO SLE

Quando si vogliono effettuare delle verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio, poiché non si applicano i coefficienti parziali  $\gamma$  né alle azioni né alle resistenze, e come se stessimo trattando semplicemente i valori caratteristici. Anche allo stato limite di esercizio dobbiamo verificare;

$$E_d \leq C_d$$

1.5

Ovvero si deve verificare che il valore di progetto per l'effetto delle azioni sia sempre minore o al limite uguale al prescritto valori limite dell'effetto delle azioni.

### 1.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione  $f_k$ , la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale  $f_{vk0}$ , il modulo di elasticità normale secante  $E$ , il modulo di elasticità

tangenziale secante  $G$ . In realtà i moduli di elasticità, come si vedrà nel seguito, si ottengono direttamente dalla resistenza a compressione caratteristica. I pannelli murari, di muratura non armata, sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; i pannelli murali svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutte le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento. Il comportamento della muratura cambia non solo in funzione delle caratteristiche geometriche, elastiche e meccaniche degli elementi che la compongono, ma anche in base al tessuto murario ovvero al modo con cui gli elementi lapidei sono disposti.

#### 1.4.1. LE MALTE

La malta si ottiene la miscela di uno o più leganti organici, aggregati, acqua ed eventualmente aggiunte di additivi per il riempimento, il collegamento e l'allettamento della muratura.

Eleganti sono materiali utilizzati per legare insieme particelle solide in una massa coesa, per esempio cemento calcio da costruzione; gli aggregati sono materiali granulari che non contribuiscono alla reazione di indurimento della Malta; le aggiunte sono costituite da materiale inorganico fine che può essere aggiunto la Malta per migliorare o ottenere proprietà speciali. La normativa italiana vigente definisce sei classi differenti di Malta a composizione prescritta in base alla loro composizione il volume.

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–
M 8	Cementizia	2	–	1	8	–
M 12	Cementizia	1	–	–	3	–

*Tabella 1.2 – Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte, NTC18*

Benché la Malta all'interno di una struttura muraria rappresenti una piccola percentuale, essa ha una notevole influenza sul comportamento della muratura ed è quindi necessario che soddisfi determinati requisiti stabilite dalle normative.

#### 1.4.2. ELEMENTI LAPIDEI

Gli elementi lapidei possono essere:

- naturali: quelli ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile e resistente al gelo;
- artificiali: quelli in laterizio e calcestruzzo normale o alleggerito. Essi vengono classificati in base alla percentuale di foratura.

#### 1.4.3. RESISTENZA A COMPRESSIONE

Le nuove NTC2018 prevedono la determinazione sperimentale della resistenza caratteristica a compressione della muratura da svolgersi secondo la procedura descritta nella norma UNI EN 1052-1. Le NTC 2018 hanno ampliato la possibilità di stima della resistenza a compressione della muratura senza la necessità di ricorrere alla determinazione sperimentale, coprendo

sostanzialmente tutte le tipologie di muratura realizzabili. È possibile quindi risalire al valore della resistenza caratteristica a compressione conoscendo il tipo di Malta e la resistenza caratteristica a compressione degli elementi artificiali:

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ del blocco in $N/mm^2$	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	-

Tabella 1.3 – Valori di  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in  $N/mm^2$ ), NTC18

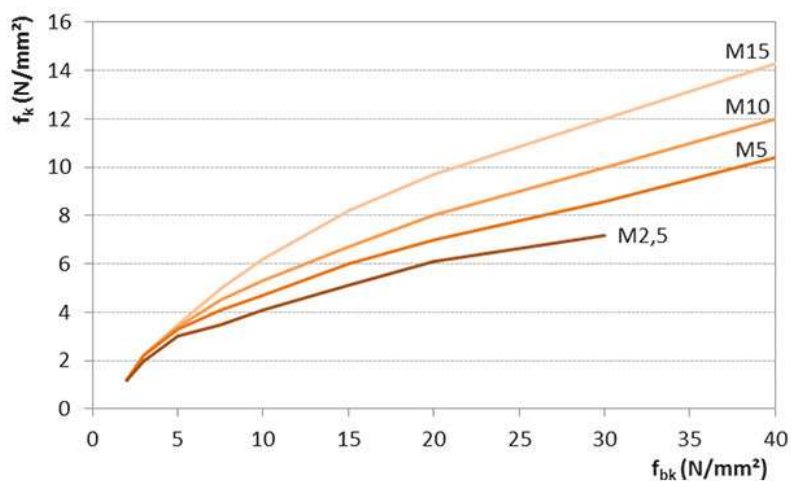


Tabella 1.4 – Andamento della  $f_k$ , stimata tramite la Tabella 1.3

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento  $f_{bk}$  pari a:

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm}$$

## 1.5. RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI SFORZI NORMALI

È possibile procedere in due modi differenti:

- Nel primo caso si eseguono prove di taglio su almeno sei provini e si determina la resistenza caratteristica a taglio mediante la relazione:

$$f_{vk0} = 0.70 f_{vm}$$

1.7

dove  $f_{vm}$  è la resistenza media a taglio determinate mediante prove di taglio su triplete o come prove di compressione diagonale su almeno sei muretti.

- Nel secondo caso si determina mediante la seguente tabella:

Elementi per muratura	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e $\leq 3$ mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30 *
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
			0,15

Tabella 1.5 – Valori di  $f_{vk0}$  in funzione del blocco e della classe di malta (estratto della Tabella 11.10. VIII delle NTC2018)

È quindi necessario conoscere tipo di elemento resistente, La sua resistenza caratteristica a compressione, determinata come specificato nel paragrafo precedente, E la classe della malta.

## 1.6. RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO

Nel caso in cui sia presente uno sforzo normale di compressione, la resistenza caratteristica a taglio è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali e la si può determinare mediante la relazione seguente:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n$$

1.8

dove  $f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali definita al paragrafo precedente e  $\sigma_n$  è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

## 1.7. MODULI DI ELASTICITA' SECANTI

Il modulo di elasticità normale secante si può determinare mediante la formula:

$$E = 1000 f_k$$

1.9

con  $f_k$  resistenza caratteristica a compressione della muratura. Il modulo di elasticità tangenziale secante si ricava da quello elastico secante secondo la relazione:

$$G = 0.4 E$$

1.10



## 1.8. COMPORTAMENTO A TAGLIO MECCANICO DELLA MURATURA IN ZONA SISMICA

I meccanismi di rottura dei maschi murari possono essere di due tipi:

- A) Crisi per taglio da trazione
- B) Crisi per taglio per scorrimento

### 1.8.1 CRISI PER TAGLIO DA TRAZIONE

La crisi di un maschio murario sollecitato alle due estremità da forze di compressione e forze orizzontali può verificarsi per trazione causata da taglio. Se si assume un criterio di rottura che limita la tensione massima di trazione, sia che la crisi avviene per perdita di coesione interna dovuta al superamento della trazione del materiale: si potrà dire che la resistenza del pannello, sottoposto a carico verticale ed orizzontale, si possa determinare come la forza che questo sopporta fino al manifestarsi della prima lesione diagonale virgola che determina il raggiungimento del limite di trazione. questo tipo di crisi interessa sia gli elementi lapidei sia la malta. per la determinazione dello Stato tensionale, la muratura viene considerata come se fosse un materiale elastico, omogeneo ed isotropo fino al manifestarsi della prima fessurazione. Si consideri un pannello incastrato alla base e vincolato da doppi pendoli inestensibili in sommità, si supponga che tale elemento sia sollecitato alle basi estreme da due sforzi di compressione  $N$  e da due sforzi di taglio  $V$ , al centro del pannello sia uno stato tensionale, dovuto alla suddetta condizione di carico, caratterizzato da:

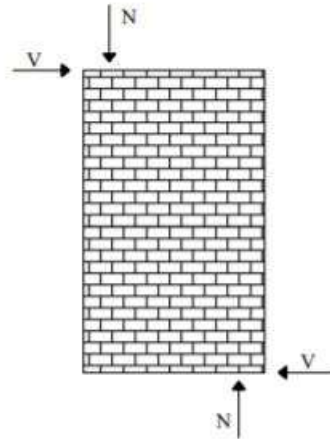


Figura 1.1 Pannello sollecitato a sforzi di compressione e taglio

$$\sigma_n = \frac{N}{B \cdot s}$$

$$\tau_{\max} = p \cdot \tau_n = \frac{p \cdot V}{B \cdot s}$$

Formula 1.11 e Formula 1.12

dove  $B_s$  rappresenta l'area della sezione trasversale del pannello e  $p$  un coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni tangenziali lungo la sezione trasversale del pannello. Lo stato tensionale descritto sopra può essere rappresentato mediante i cerchi di Mohr di centro  $C$  e raggio  $CA$ , con  $A$  punto di coordinate  $(\sigma_n, -\tau_{\max})$ . Se si mantiene costante lo sforzo  $N$  e si aumenta progressivamente quello di taglio  $V$ , si ottengono cerchi concentrici centrati in  $C$  aventi raggio crescente. Lo sforzo  $V$  non può crescere illimitatamente, ma solo fino a quando la tensione di trazione raggiunge il valore caratteristico  $\sigma_{kt}$  (cerchio di centro  $C$  e raggio  $CB$  in Figura 1.2).

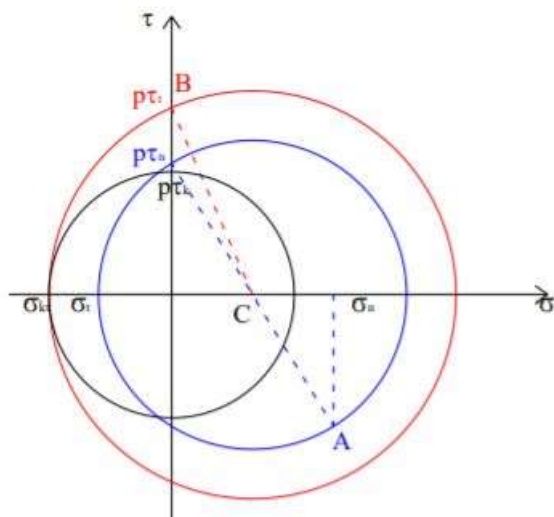


Figura 1.2 – Cerchi di Mohr rappresentanti la rottura per trazione

L'intersezione del cerchio di raggio CB con l'asse delle ascisse individua la tensione normale di rottura a trazione  $\sigma_{kt}$  e quella di compressione, che è inferiore a quella di rottura; l'intersezione con l'asse delle ordinate individua il valore della tensione tangenziale massima  $\tau_{\max} = p \tau_t$  alla rottura, dove  $\tau_t$  è il valore medio della tensione tangenziale che si verifica in pensa della crisi per trazione e rappresenta la tensione tangenziale di rottura da taglio per trazione.

La relazione analitica che lega le tensioni  $\sigma_n$ ,  $\sigma_{kt}$  e  $\tau_t$  è:

$$\left(\sigma_{kt} + \frac{\sigma_n}{2}\right)^2 = (p \cdot \tau_t)^2 + \left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2$$

### 1.13

In assenza di sforzo normale lo stato tensionale è rappresentato dal cerchio centrato nell'origine e la tensione tangenziale di rottura  $p \tau_k$  assume lo stesso valore della tensione normale detrazione a rottura. La resistenza tangenziale pura  $\tau_k$  è correlata alla resistenza a trazione  $\sigma_{kt}$  mediante la seguente relazione:

$$\tau_k = \frac{\sigma_{kt}}{p} \quad \rightarrow \quad \sigma_{kt} = p \cdot \tau_k$$

1.14

Questa tensione rappresenta il valore della tensione tangenziale media nel centro di un pannello sollecitato da solo taglio quando in esso la tensione normale di trazione attinge il valore di rottura, mentre  $\tau_t$  rappresenta il valore analogo nel caso in cui il pannello sia sollecitato sia da sforzo normale N sia da sforzo tagliante V. sostituendo la  $\sigma_{kt}$  (Formula 1.2.8.1.4) nella (Formula 1.2.8.1.3) e ricavando la tensione tangenziale di collasso si ottiene:

$$\tau_t = \frac{\sigma_{kt}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_{kt}}}$$

1.15

Tale tensione è quella sopportabile dal pannello appena prima della sua rottura a taglio per il raggiungimento della resistenza a trazione del materiale.

## 1.8.2. CRISI PER TAGLIO DA SCORRIMENTO

Un'altra modalità di collasso per taglio è quella che si manifesta mediante lo scorrimento di una parte del pannello rispetto all'altra: di solito questa crisi si manifesta attraverso i letti di malta poiché la resistenza allo scorrimento tra questi e gli elementi lapidei è quasi sempre minore rispetto a quella interna a questi ultimi. Questo tipo di collasso può essere rappresentato mediante il criterio di rottura di Mohr – Coulomb, che esprime la massima tensione tangenziale sopportabile come somma di un termine legato alla coesione e di uno dipendente dall' attrito:

$$\tau_{\max} = p \cdot \tau_a = \tau_c + \mu_a \cdot \sigma_n$$

1.16

- $\tau_a$  = resistenza a taglio da scorrimento
- $p$  = coefficiente di distribuzione delle tensioni tangenziali
- $\tau_c$  = resistenza a taglio puro da scorrimento (coesione)
- $\mu_a$  = coefficiente di attrito interno della muratura

Il coefficiente di attrito può essere di due tipi:

- coefficiente di attrito apparente che corrisponde alla crisi del pannello per scorrimento orizzontale tra legante ed elementi lapidei: esprime l'influenza della tensione verticale di compressione sulla resistenza a taglio della muratura. Il suo valore varia tra 0.3 e 0.8;
- coefficiente di attrito effettivo corrispondente alla crisi del pannello per scorrimento diagonale ed è definito dal rapporto tra la componente parallela e quella normale alla superficie di rottura: tale coefficiente diminuisce all'aumentare della tensione normale di compressione.

Si ipotizzi di utilizzare il coefficiente di attrito apparente, la (Formula 1.16) Definisce due semirette che costituiscono la frontiera del dominio se mi definito di rottura: la crisi si verifica quando il cerchio di Mohr, che rappresenta lo stato tensionale nel punto considerato, e tangente ad esse (Figura 1.16).

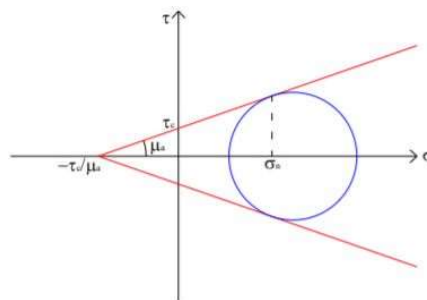


Figura 1.3 – Cerchi di Mohr-Coulomb

L'intersezione delle due semirette con l'asse delle ascisse definisce la resistenza a trazione della muratura, mentre l'intersezione con l'asse delle ordinate la resistenza tangenziale pura da scorrimento.

# TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO STORICHE E MODERNE

---

Le costruzioni in muratura esistenti sono composte da materiali fragili o quasi fragili, e generalmente hanno una bassa resistenza agli eventi sismici.

Gli attuali requisiti di prestazione prescritti dalle normative tecniche spesso non sono soddisfatti dalle costruzioni esistenti. Ciò è dovuto a molti fattori, come il fatto che questi requisiti sono diventati più esigenti, inoltre gli effetti negativi dell'invecchiamento nel comportamento a lungo termine dei materiali hanno portato a una sostanziale diminuzione della capacità di carico degli elementi in muratura. Si deve tenere conto che molte strutture in muratura storiche sono state costruite prima ancora che esistessero i codici delle costruzioni, pertanto, lo sviluppo di procedure efficaci per l'adeguamento delle costruzioni in muratura esistenti, al fine di migliorare la loro capacità di carico e aumentare la loro risposta duttilità, è ancora di grande importanza. La diminuzione della vulnerabilità dei vecchi edifici in muratura situati in aree sismiche anche ricorrendo all'uso di nuove tecnologie di rafforzamento può essere considerata un compito importante per la comunità ingegneristica.

Alcuni decenni fa, il rafforzamento delle strutture veniva realizzato con materiali disponibili in quel momento. I criteri per la scelta di una particolare soluzione devono tenere conto non solo della sua efficacia strutturale e del suo costo, ma anche della compatibilità con le tecniche e i materiali utilizzati nella costruzione del monumento rispetto alla sua concezione originaria e al suo valore storico. Il problema è quindi complesso e richiede un attento esame di tutte le questioni che riguardano la sicurezza, in primo luogo si deve avere, una chiara comprensione del comportamento strutturale, e la scrupolosità nel processo decisionale.

La disponibilità di raccomandazioni elaborate specificamente per l'architettura del patrimonio è un contributo importante. I suggerimenti e le raccomandazioni sono già contenuti, ma alcuni miglioramenti e l'accettabilità sono ancora in corso. L'arte del restauro deve quindi essere temperata con cautela e sostenuta da un ampio bagaglio di conoscenze scientifiche. Se utilizzate correttamente, tuttavia, le moderne tecnologie possono offrire soluzioni interessanti e contribuire efficacemente a preservare il patrimonio. Sono state adottate diverse tecniche per il rafforzamento di costruzioni storiche, ad esempio cavi di precompressione, malta iniettata, barre d'acciaio inserite, assi di legno, crampi di ferro e fibre sintetiche di polipropilene. Acciaio inossidabile speciale, barrette vitreo/resina, barre di resina sintetica, fibre di carbonio, fibre polimeriche o altre corde sintetiche sono tutti materiali alternativi agli anelli in acciaio, legno o ferro. È importante notare che alcune delle tecniche più antiche sono ancora in uso, come lo smontaggio e il rimontaggio con possibile sostituzione di materiale obsoleto come la malta o alcuni elementi murari. Nel processo di restauro, elementi o strutture in muratura contengono parti che devono essere rimosse, sostituite o riparate, se un intervento locale non è fattibile. L'obiettivo principale è quello di recuperare la



funzionalità di una struttura mantenendo il suo valore storico e culturale, modificando un disegno errato. In questo capitolo vengono illustrate le principali tecniche di consolidamento, dalle più antiche alle più innovative.

## 2.1. POSSIBILI INTERVENTI SULLE MURATURE

Esistono numerose tecniche d'intervento potenzialmente applicabili alle strutture murarie. Le tipologie disponibili possono classificarsi in base all'uso di materiali e tecniche tradizionali e innovative, e rispetto al carattere "attivo" o "passivo" della tecnica, individuando per quest'ultimo la possibilità di operare senza asportazione di materiale e alterazione dell'aspetto esteriore. Alcune tecniche destinate al rafforzamento strutturale degli edifici in muratura.

### 2.1.1. CUCI-SCUCI

Si tratta di una tecnica di consolidamento finalizzata al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura. I nuovi elementi devono avere, quanto più possibile, caratteristiche simili a quelle della muratura esistente in termini di forma, dimensioni e caratteristiche meccaniche. Questa tecnica si applica generalmente a muratura di buona qualità con lesioni localizzate provocate da qualche dissesto e non presenta vantaggi significativi quando viene eseguita su pareti costituite da muratura scadente.

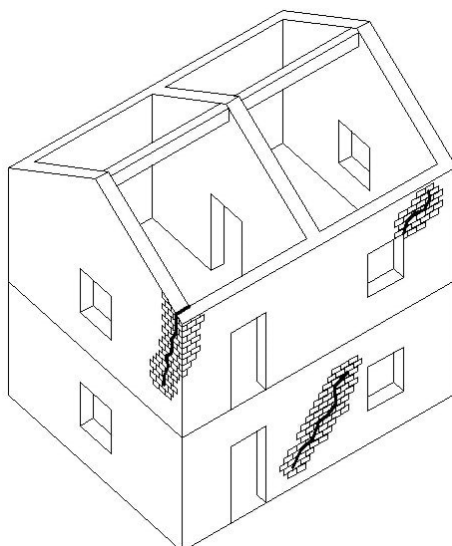


Figura 2.1 – Intervento Cuci-Scuci, Fonte Internet

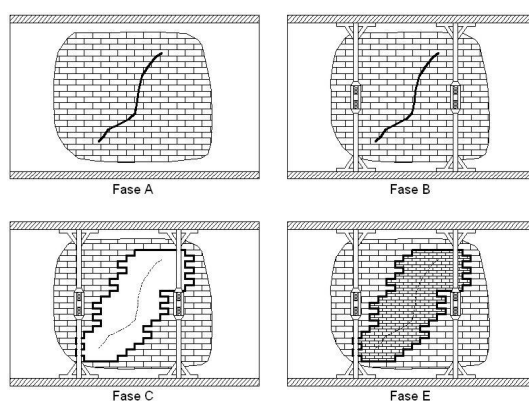


Figura 2.2 – Intervento Cuci-Scuci di un pannello murario

La tecnica del cuci-scuci è una tecnica che deve essere affiancata ad interventi atti ad eliminare la causa del deterioramento della struttura, altrimenti porta a benefici solo nel breve periodo. Se le lesioni sono dovute al cedimento della fondazione, occorre prevederne il consolidamento al fine di impedire alla lesione risanata di ripresentarsi. L'esecuzione di questa tecnica si articola in diverse fasi: inizialmente è necessario preparare la parete oggetto di intervento andando a mettere a nudo la muratura, rimuovendo l'intonaco superficiale. Successivamente la muratura deve essere puntellata per poter scaricare quanto più possibile la

parete oggetto di intervento di cuci-scuci, andando a caricare i puntelli. A questo punto si procede con la “scucitura” ovvero con la rimozione della muratura degradata o interessata dalla lesione. Tutto ciò viene effettuato manualmente al fine di evitare un ulteriore danneggiamento della struttura. Una volta rimossa una parte della struttura lesionata, è importante procedere con la pulitura delle parti interessate, effettuata con acqua spruzzata a bassa pressione. Solo a questo punto si conclude con la “cucitura” ovvero con la ricostruzione della parete asportata. La cucitura deve essere realizzata con materiali che hanno le stesse caratteristiche della muratura esistente, proseguendo dal basso verso l’alto. A questo punto la muratura può essere considerata risanata e si può procedere con la rimozione della puntellatura e con la messa in carico della struttura stessa.

#### 2.1.2. TIRANTATURE E CATENE ORIZZONTALI

L’ intervento consiste nell’inserimento di elementi metallici ancorati alle murature, al fine di garantire un comportamento monolitico del complesso edilizio. Qualora possibile, è conveniente pretendere i tiranti, che possono essere disposti all’interno o all’esterno delle murature, così da recuperare eventuali spostamenti dovuti a dissesti in atto. Questo intervento, se applicato all’intera struttura, è analogo alla cerchiatura. Inoltre, l’inserimento di tiranti migliora il comportamento nel piano di pareti forate, in quanto consente la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra.

Le tirantature sono ideali in caso di collegamenti inadeguati delle murature ortogonali e di vincoli non efficaci tra pareti e solai, per assorbire spinte non contrastate e prevenire collassi fuori dal piano. Il principale vantaggio di impiegare dei tiranti tra le

murature è quello di andare a migliorare lo schema strutturale attraverso un funzionamento monolitico del complesso edilizio, di ridurre le spinte orizzontali trasmesse alle murature verticali da strutture spingenti e di conferire maggiore duttilità alla struttura.

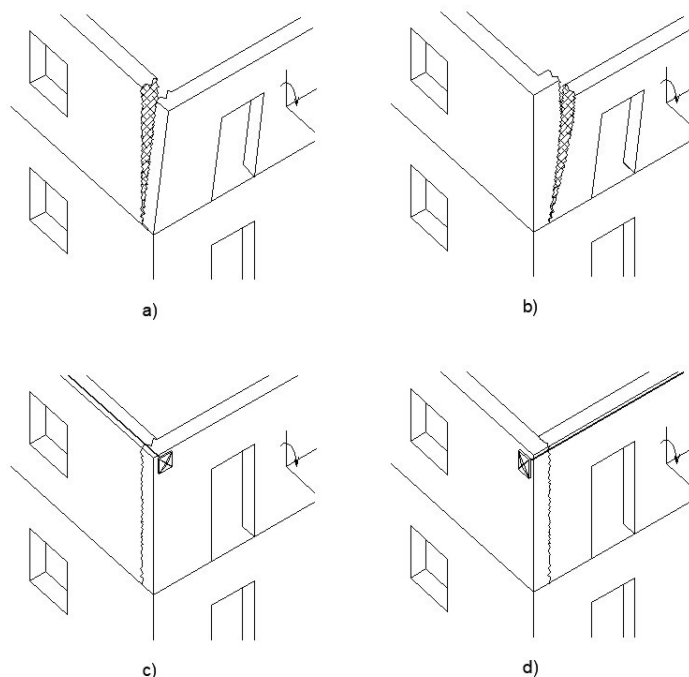


Figura 2.3 – Intervento di tirantatura e catene orizzontali – Fonte Internet

### 2.1.3. INTONACO ARMATO

La tecnica di consolidamento con l'intonaco armato consiste nella realizzazione di due lastre in calcestruzzo, di spessore compreso tra 3-5cm, affiancate sui due lati della muratura. Queste lastre vengono armate con una rete metallica e rese solidali alla muratura stessa tramite dei connettori trasversali. Questo intervento consente di migliorare le caratteristiche meccaniche della parete in termini sia di rigidità che di resistenza. L'impegno dell'intonaco armato può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate o incoerenti, sulle quali non è possibile

intervenire con altre tecniche di consolidamento. Al fine di garantire un consolidamento efficace, è fondamentale che le lastre in calcestruzzo siano presenti su entrambi i lati della parete e che siano rese solidali dalla presenza di connettori trasversali.

L' esecuzione di questo intervento consiste nell' iniziale messa a nudo della muratura mediante l' asportazione dell' intonaco esistente e nella successiva realizzazione di perforazioni atte a contenere i connettori trasversali. Una volta messi in opera i connettori si può proseguire con la posa della rete metallica su entrambi i lati della parete e con il getto finale delle lastre in calcestruzzo.

Questa tecnica presenta i seguenti vantaggi:

- incrementa di resistenza della parete sia nel piano che fuori dal piano;
- elimina gli effetti di eventuali lesioni isolate;
- intervento di semplice esecuzione e dai costi contenuti;
- i materiali impiegati nell' intervento sono di semplice reperibilità.

L' impiego dell' intonaco armato presenta però degli aspetti negativi che spesso ne impediscono l' impiego:

- non è applicabile su edifici di particolare interesse storico e monumentale;
- riduce la possibilità di deformazione della parete;
- l' armatura inserita può essere soggetta a corrosione se non protetta in modo corretto;
- altera la distribuzione dei carichi sismici a causa della sua maggiore rigidità;

- incrementa la massa della struttura;
- rende più difficoltosa la futura messa in opera di impianti.

#### 2.1.4. CORDOLI DI CORDINAMENTO

I cordoli di coronamento rappresentano una delle tecniche di consolidamento più efficaci per gli edifici in muratura. I benefici sono molteplici, tra cui:

- incremento del grado di connessione tra due pareti ortogonali;
- riduzione della possibilità di ribaltamento fuori piano delle pareti;
- incremento di resistenza nel proprio piano;
- migliore ripartizione delle azioni sismiche tra i setti dell'edificio;
- incremento del grado di connessione tra pareti e orizzontamenti.

Questo intervento consiste nella realizzazione di un elemento strutturale con funzione di cordolo. Può essere inserito sia a livello di piano sia in sommità e può essere realizzato in muratura armata con acciaio, in muratura armata con FRP, in acciaio o in cemento armato. Tra le tipologie di cordolo più utilizzate abbiamo quello in cemento armato, la cui altezza deve essere quanto più possibile limitata per evitare inutili appesantimenti della struttura che potrebbe collassare per schiacciamento o ribaltamento fuori dal piano (come è accaduto per numerose strutture durante il sisma di Amatrice). Questo intervento

favorisce il comportamento scatolare dell'opera, realizzando un collegamento continuo tra gli elementi strutturali. Se applicato in sommità, limita la vulnerabilità delle pareti per le azioni fuori dal piano. L'esecuzione dell'intervento consiste in una iniziale puntellatura del solaio oggetto di intervento, con un successivo scasso della muratura esistente qualora il solaio in esame sia un solaio di interpiano. In fine si esegue un cordolo in calcestruzzo che collega le pareti esistenti.

#### 2.1.5. RINFORZO CON UN SISTEMA DI CUCITURA ARMATA ATTIVA DELLA MURATURA (CAM)

Questo intervento Consiste nella cucitura armata attiva della muratura (CAM) e consente, infatti, di realizzare un "impacchettamento" della muratura con nastri in acciaio inox disposti nella direzione orizzontale e verticale, passanti attraverso lo spessore murario. Il sistema di rinforzo CAM Viene generalmente impiegato al fine di salvaguardare la struttura dalla disgregazione della tessitura muraria. Può essere applicato in caso di necessità di rinforzi diffusi ed è adatto per interventi di messa in sicurezza temporanea in quanto presenta una notevole celerità di applicazione. Esecuzione dell'intervento consiste nella preparazione degli elementi da rinforzare attraverso la rimozione dell'intonaco e del distacco di eventuali lesioni. Successivamente si prosegue con il tracciamento del percorso dei nastri e dell'esecuzione dei fori. Infine si installano i rinforzi che devono essere opportunamente sigillati. Questo intervento conferisce una maggiore resistenza e rigidità alla struttura; proprio come visto nell'intonaco armato, ma a differenza di quest'ultimo non ne presenta le controindicazioni: comporta, infatti, una variazione di massa trascurabile, presenta interazioni minime con gli impianti

e permette una regolare evaporazione dell'acqua di risalita capillare.

#### 2.1.6. RINFORZO CON POLIMERI FIBRO-RINFORZATI (FRP)

Negli ultimi anni circa, l'utilizzo di materiali compositi nel consolidamento di edifici in muratura è aumentato notevolmente, sia per le ottime prestazioni offerte dai materiali, sia per l'abbassamento dei costi dovuto ad un aumento della domanda.



Figura 2.4 – Intervento di rinforzo con FRP (Fonte Internet)

Le applicazioni con materiali compositi, nel caso di edifici in muratura, sono molteplici, in particolare si possono utilizzare per incrementare sia la resistenza nel piano (incrementando la resistenza a flessione e taglio), sia la resistenza fuori dal piano di un pannello murario. I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica, FRP, sono materiali compositi, eterogenei e anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico-lineare fino al collasso. Essi trovano largo impiego nel consolidamento e nel rinforzo delle strutture civili grazie alla loro



leggerezza e alle loro elevate proprietà meccaniche. I materiali compositi, inoltre, si adattano bene anche ad applicazioni in cui è necessario preservare le caratteristiche estetiche della struttura originaria, cosa che li vede spesso impiegati nel rinforzo di strutture catalogate come beni tutelati.

Grazie ai numerosi vantaggi che presentano tali interventi e grazie alla loro possibile applicazione anche in strutture classificate come beni tutelati.

Alla luce del loro carattere innovativo, si è scelto di studiare in maniera dettagliata l'impiego degli FRP come elementi di rinforzo per le strutture in muratura. A tale fine, nei capitoli 3 e 4 del presente elaborato di tesi, si farà una descrizione dettagliata dei compositi fibrorinforzati e si continuerà con l'illustrazione di un caso studio sul comportamento dei pannelli murari tradizionali e rinforzati con FRP.

## I MATERIALI COMPOSITI

---

Nel presente capitolo si tratteranno i materiali compositi fibro-rinforzati, valutando come questi, nel tempo hanno acquisito sempre maggiore rilevanza. Verranno inoltre illustrate le parti costituenti il composito (la matrice e le fibre) valutandone le differenti tipologie ad oggi disponibili e le loro diverse proprietà. In fine verranno introdotti i diversi meccanismi di crisi dell'elemento impiegato per il rinforzo strutturale.

Negli ultimi decenni è stata registrata una crescita esponenziale nell'uso dei materiali compositi polimerici fibro-rinforzati, comunemente contraddistinti con la sigla FRP. Questi materiali si sono dimostrati una preziosa risorsa se impiegati nella costruzione di nuove strutture ed in particolare per il miglioramento strutturale di quelle esistenti. I materiali compositi come i Fiber Reinforced Polymers (FRP) sembrano rappresentare una valida soluzione nella riabilitazione degli edifici in muratura.

### 3.1. CENNI STORICI E PRIMI APPROCCI AL RAFFORZAMENTO DELLE MURATURE STORICHE

La tecnologia del rinforzo di materiali mediante l'uso di fibre risale a tempi molto antichi. La prima testimonianza è fornita dai ritrovamenti di mattoni in terra cruda essiccata rinforzati con paglia nella città di Çatal Hüyük, in Anatolia, datata dagli archeologi intorno al 6500 AC. Un esempio più vicino sia nel tempo che nello spazio è costituito da malte e intonaci che gli antichi romani rinforzavano con fibre animali, secondo una tecnica che è stata utilizzata fino agli inizi del XX secolo. A partire dalla metà del XIX secolo si assiste ad una ricerca basata su sperimentazioni scientifiche su materiali rinforzati con fibre ed agli inizi del XX secolo viene messa a punto la prima macchina per la produzione di cemento-amianto, materiale composito largamente impiegato per tutto il secolo scorso, fino a quando è stato bandito a causa dell'accertata nocività per l'organismo umano.

Il successo iniziale del cemento-amianto, rivelatosi un materiale dalle ottime caratteristiche e alido per un largo campo di impieghi, aveva già portato ad una ricerca di altre soluzioni simili che prevedessero l'uso di fibre di diversa natura. Questo processo è poi stato accelerato dalla necessità di trovare un sostituto dell'amianto quando ci si è resi conto della sua nocività. Per avere i primi materiali compositi in FRP, ovvero i materiali compositi a matrice polimerica, bisogna aspettare il XX secolo: infatti solo nei primi anni quaranta viene prodotto il primo manufatto (una barca) in vetroresina (GFRP). La tecnologia dei materiali compositi fibro-rinforzati non è nata per il campo edilizio, ma per settori tecnologicamente più avanzati, come quello aeronautico, aerospaziale, meccanico, navale e della

difesa, dove si ha un ritorno più rapido e consistente rispetto alle risorse impiegate in fase di messa a punto delle nuove tecnologie.

Il passaggio all'edilizia non è comunque stato immediato, dovendo adattare i materiali ad applicazioni molto diverse da quelle per le quali erano stati progettati. La ricerca inizialmente si è concentrata sulle proprietà meccaniche dei materiali, ovvero sulla capacità di migliorare il comportamento delle strutture su cui essi sono applicati. In generale si può affermare che, da questo punto di vista, mediante l'impiego di FRP è possibile ottenere incrementi di resistenza e duttilità delle strutture.

Uno dei primi studi sull'uso dell'armatura non metallica per il rafforzamento delle pareti in muratura è stato quello di Croci et al. nel 1987, che ha testato campioni di parete di taglio con rinforzo verticale o inclinato in trecce di polipropilene a basso modulo (che non rientrano nella classe dei compositi FRP ad alta resistenza). Alcuni anni dopo, nel 1991, Sweidan ha dimostrato, attraverso sviluppi analitici, l'elevata efficacia di un sistema di post-tensionamento in FRP per il prestressing della muratura. Concetti dettagliati e risultati analitici sull'applicabilità e l'efficacia dei tendini FRP utilizzati per applicare la precompressione circonferenziale alle strutture murarie storiche sono forniti da Triantafillou e Fardis. Schwegler è stato il primo a proporre e studiare l'uso di laminati di carbonio (CFRP) come elementi di rafforzamento antisismici di strutture in muratura. I laminati erano legati con resina epossidica alla superficie della muratura, fungendo da rinforzo di trazione. Schwegler dimostrò l'efficacia di questa tecnica attraverso un test ciclico in piano e fuori piano delle pareti in muratura a un piano, e sviluppò un modello analitico per il comportamento in piano delle pareti rinforzate con CFRP nel quadro della teoria del campo di stress. Il lavoro di Saadatmanesh, Ehsani, e Ehsani si è concentrato su studi sperimentali (che coinvolgono prove statiche monotoniche) di

campioni in muratura non rinforzati con epossidica-tessuti in vetro legato, che porta all'applicazione della tecnica a una delle pareti esterne di un edificio commerciale di un piano a Glendale, in California.

Laursen ha studiato un concetto simile di sovrapposizione epossidica in fibre di carbonio unidirezionali, effettuando prove cicliche su pannelli murali in muratura a metà scala. Sovrapposizioni simili sono state utilizzate anche da Seible nel 1995 per rafforzare alcune pareti in muratura di un edificio in muratura su larga scala e hanno dimostrato (mediante un carico sismico simulato) di essere altamente efficaci nell'aumentare la resistenza, riducendo le deformazioni di taglio, e migliorare la duttilità strutturale complessiva. I primi risultati ottenuti dai suddetti studi indicano che, per ragioni di economia e di risposta meccanica, l'armatura unidirezionale in FRP sotto forma di laminati (o nastri di tessuto) può essere un metodo adeguato per il rafforzamento delle strutture in muratura. Questi approcci avevano portato ad un nuovo impulso per l'aggiornamento degli standard dedicati alla muratura in zona sismica, che spesso includono riferimenti a codici specifici o raccomandazioni sulla possibile applicazione dei FRP, purtroppo ancora molto limitati.

### 3.2. GENERALITA'

I materiali fibro-rinforzati a matrice polimerica (FRP) sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi, che mostrano un comportamento prevalentemente elastico-lineare fino al collasso. Essi appartengono alla vasta famiglia dei “compositi strutturali” e sono costituiti da fibre di rinforzo immerse in una matrice polimerica, generalmente a base di resine epossidiche. Normalmente la prima delle due fasi è discontinua,

più rigida e più forte, ed è quella chiamata “rinforzo” , mentre la fase meno rigida e più debole, è denominata “matrice” . Le due fasi che compongono il materiale presentano proprietà fisiche e meccaniche sufficientemente diverse tra loro, in modo da impartire al composito proprietà differenti da quelle delle fasi stesse. Le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità, mentre la matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre e tra queste ultime e l’ elemento strutturale a cui il composito è stato applicato.

### 3.3. LE MATRICI

La matrice è costituita da una fase continua omogenea, che ha il compito di racchiudere il rinforzo, garantendo la coesione del materiale composito e assicurando che le particelle o le fibre di rinforzo presentino la giusta dispersione all'interno del composito, evitando la segregazione dei diversi elementi costituenti il composito stesso. A seconda della natura della matrice, i materiali compositi si suddividono in varie categorie, tra cui:

- PMC (Polymer-Matrix Composite): compositi a matrice polimerica, ad esempio termoplastici (come il Nylon e l'ABS) o termoindurenti (come le resine epossidiche);
- MMC (Metallic-Matrix Composite): compositi a matrice metallica, generalmente alluminio, o titanio e loro leghe, più raramente magnesio o altri;
- CMC (Ceramic-Matrix Composite): compositi a matrice ceramica, generalmente carburo di silicio o allumina;
- Compositi carbonio-carbonio: sia la matrice che il rinforzo sono costituiti da carbonio.

Nella maggioranza dei casi le matrici sono polimeriche perché garantiscono bassa densità e quindi possiedono una maggiore leggerezza del composito finale. Tuttavia non presentano un buon comportamento nei confronti della temperatura: diminuiscono drasticamente le performances al salire della temperatura. Nei materiali compositi a matrice polimerica si possono utilizzare come matrice le resine epossidiche (le stesse usate in alcuni adesivi e poliesteri) oppure le resine fenoliche, eventualmente additivate con altri polimeri (per esempio il polivinilbutirrale, PVB) che contribuiscono a migliorare le caratteristiche meccaniche (come la flessibilità) del materiale composito pur mantenendo l'adesione al rinforzo.

Le matrici più utilizzate per la fabbricazione dei compositi fibro-rinforzati sono quelle di natura organica, come le resine. Per contro le matrici di natura inorganica, come quelle cementizie, metalliche o ceramiche, sono meno diffuse ma stanno assumendo un ruolo sempre più importante, in particolare quelle ceramiche, per via delle buone prestazioni in presenza di elevate temperature.

#### 3.4. MATRICI ORGANICHE – LE RESINE

La principale distinzione tra le diverse resine conosciute viene fatta in funzione della loro attitudine alle variazioni di temperatura. Difatti, in base a tale distinzione, si individuano due grandi macro-famiglie: le resine termoplastiche e le resine termoindurenti (Tabella 3.1).

- Le resine termoplastiche possono essere fuse, con un' adeguata quantità di calore, forgiate secondo la forma desiderata e solidificate per raffreddamento. Inoltre il

processo di fusione e solidificazione può essere ripetuto senza che le caratteristiche della resina decadano sensibilmente.

- Le resine termoindurenti invece, durante la fase di reticolazione, subiscono un processo chimico irreversibile e pertanto non possono essere riforgiate. Esse infatti, a differenza delle precedenti, se soggette nuovamente all'azione del calore degradano sensibilmente e successivamente solidificano.

A queste due macro-famiglie appartengono numerose tipologie di resine che, per conoscenza, vengono riportate nella tabella sottostante:

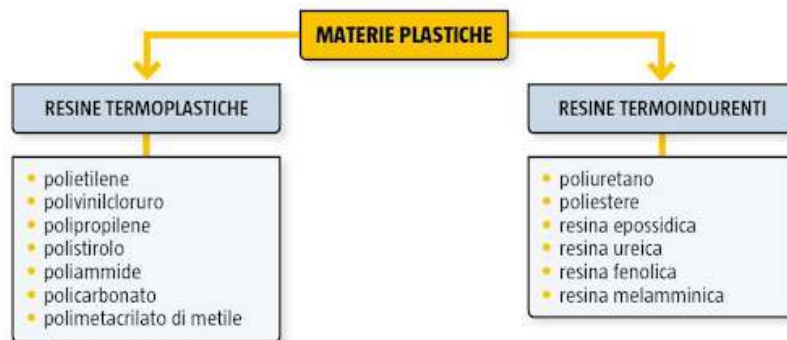


Tabella 3.1 – Classificazione delle resine – Fonte Internet

### 3.4.1. LE RESINE TERMOPLASTICHE

Le resine termoplastiche hanno la caratteristica di subire un processo di polimerizzazione reversibile, che dà la possibilità di fonderle mediante l' apporto di calore e, successivamente, di solidificarle nuovamente attraverso il raffreddamento. Tale processo non comporta alterazioni chimiche del materiale e il prodotto finale non presenta sensibili decadimenti delle proprietà rispetto a quello iniziale. La cristallizzazione nei polimeri termoplastici avviene con difficoltà e pertanto si formano zone



amorfe alternate a zone cristalline. Le prime hanno una temperatura di transizione vetrosa che permette il passaggio da stato vetroso a stato gommoso, mentre le seconde sono caratterizzate dalla loro temperatura di fusione. Le resine termoplastiche più note sono le acriliche, i policarbonati dalle buone proprietà meccaniche, i poliesteri, il polivinilacetato, il polifluoruro e i materiali poliolefinici come il polietilene e il polipropilene.

Gli aspetti negativi caratteristici delle resine termoindurenti hanno portato allo studio di matrici termoplastiche per i compositi. Queste sono caratterizzate da una temperatura di esercizio più alta, una maggiore tenacità rispetto alle resine termoindurenti e una maggiore resistenza agli agenti ambientali. Inoltre, se portate a temperature adeguatamente alte, possono essere modellate secondo la forma desiderata e successivamente solidificate per raffreddamento. La principale limitazione è rappresentata dalla difficoltà di impregnazione delle fibre a causa della viscosità elevata, che richiede l'ausilio di apparecchiature di lavorazione complesse.

### 3.4.2. LE RESINE TERMOINDURENTI

le resine termoindurenti sono resine che subiscono un processo di trasformazione irreversibile durante la fase di polimerizzazione, che le rende insolubili e infusibili. I vantaggi che queste resine presentano sono diversi: sono caratterizzate da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, dalla possibilità di avere formulazioni che reticolano a temperatura ambiente, da una buona resistenza agli agenti chimici e dall'assenza di una temperatura di fusione. I principali svantaggi

sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura che provoca un comportamento “ fragile ” e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura. Tra le resine termoindurenti, le più importanti da un punto di vista di applicazioni commerciali sono le resine fenoliche e quelle ammidiche, mentre per il settore edile sono le resine epossidiche.

- Le resine fenoliche sono prodotte dalla reazione della formaldeide con il fenolo, in presenza di catalizzatori che possono essere sia acidi che basici, la cui scelta determina le caratteristiche dei prodotti della reazione stessa.
  
- Le resine ammidiche sono prodotte dalla reazione di policondensazione dell'urea e della melammina con la formaldeide. Rispetto alle resine fenoliche, presentano un processo produttivo molto simile, ma il prodotto finale è una resina trasparente avente proprietà meccaniche più elevate che però possiede una minore resistenza all'umidità e al calore.
  
- Le resine epossidiche derivano il loro nome dal materiale utilizzato per la produzione e dalla presenza di gruppi epossidici agli estremi del polimero prima della reticolazione. Queste, come già detto, sono le resine maggiormente impiegate in ambito civile e, per questo motivo, saranno analizzate nel dettaglio nel Paragrafo 3.4.3.

### 3.4.3. LE RESINE EPOSSIDICHE

Esse presentano buone caratteristiche di resistenza all'umidità e agli agenti chimici e presentano inoltre ottime proprietà adesive, caratteristica che le rende particolarmente adatte per la realizzazione di compositi da impiegare nel settore civile. Non hanno particolari limiti per la temperatura minima di utilizzo, mentre ci sono delle accortezze da non tralasciare se si ha a che fare con temperature di esercizio superiori ai 60 ° C. Tale temperatura è la massima di esercizio delle resine epossidiche in quanto, raggiunta la temperatura di 60 ° C si incorre all'abbassamento delle caratteristiche meccaniche delle resine stesse. Per questo motivo, quando si prevede di dover lavorare a temperature maggiori, è consigliato impiegare delle resine differenti. Il reagente principale nelle resine epossidiche è composto da liquidi organici contenenti gruppi epossidici, ovvero anelli composti da un atomo di ossigeno e da due atomi di carbonio, come visibile nella Figura 3.4.3.1.

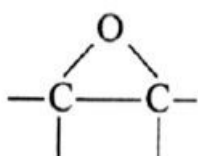


Figura 2.5

Questo reagente principale, detto prepolimero epossidico, è un fluido viscoso, la cui viscosità dipende dal grado di polimerizzazione, cui viene aggiunto un agente reticolante. La reazione che ne deriva è esotermica, ovvero una reazione che sviluppa calore, ma non comporta la formazione di prodotti secondari. Variando la composizione del prepolimero epossidico si possono ottenere resine con strutture chimiche tra loro differenti.

### 3.4.4. PROPRIETA' DELLE RESINE

Le proprietà delle resine portano ad una caratterizzazione delle stesse che è indipendente dal tipo di resina e dalla particolare destinazione del prodotto. Le proprietà che caratterizzano le resine possono essere di natura chimica, fisica, meccanica, fino ad arrivare a proprietà di tipo commerciale che caratterizzano i prodotti normalmente reperibili sul mercato. Il tutto è riassunto nella Tabella 3.2.

Proprietà delle resine	
Proprietà chimico-fisiche	% di elementi volatili
	viscosità
	densità
	peso specifico
	flash point
	pH
	acidità massima
	contenuto massimo di acqua
	tempo di gelo
	temperatura di transizione vetrosa (Tg)
	temperatura di fusione
	assorbimento dell'umidità
	famiglia del polimero
	metodologie di polimerizzazione
	metodologie di lavorazione e formatura
Proprietà meccaniche	tossicità
	apparenza - colore
	compatibilità con altri materiali
	modulo elastico (trazione - compressione - torsione)
	tensione di snervamento (trazione - compressione - torsione)
Caratteristiche commerciali	allungamento a rottura (trazione - compressione - torsione)
	resistenza all'impatto
	modulo elastico specifico
	costo al kg
	tempo e modalità di stoccaggio
	principali produttori
	nomi commerciali

Tabella 3.2 – Proprietà delle resine

### 3.5. MATRICI INORGANICHE

Con l' appellativo "inorganico" si intende quel composito che non contiene atomi di carbonio. In questo ambito è possibile individuare diverse matrici inorganiche tra le quali si evidenziano quelle metalliche, ceramiche e cementizie.

#### 3.5.1. MATRICI METALLICHE

Questo tipo di matrice è poco utilizzata per motivi insiti nell' introduzione delle fibre nella matrice stessa, che naturalmente, deve essere allo stato liquido, ma anche ad una temperatura tale da non danneggiare le fibre stesse. Altro problema è ottenere un' uniforme distribuzione delle fibre nella matrice, oltre ad un loro perfetto allineamento. La bagnabilità è uno dei requisiti più difficili da rispettare: spesso la matrice metallica non bagna completamente le fibre per cui si ha l'impossibilità a formare un composito. Per migliorare la bagnabilità, ad esempio di fibre di carbonio, bisogna che i materiali metallici che formano la matrice, concorrano alla formazione di carburi che ne migliorano la bagnabilità ma, allo stesso tempo, possono danneggiare la superficie della fibra in modo notevole. Il pericolo principale, comunque, risiede nella temperatura con cui la matrice bagna la fibra, temperatura che in questo caso è elevata, creando così la possibilità di formare depositi intermedi che possano danneggiare le fibre stesse. Proprio alla luce di tali difficoltà, le matrici metalliche non vengono impiegate in ambito civile.

### 3.5.2. MATRICI CERAMICHE

Le matrici ceramiche presentano una bassa resistenza e una ridotta tenacità, caratteristiche intrinseche del materiale stesso. Al fine di ovviare a questa problematica, la progettazione del rinforzo deve essere molto accurata: l'incremento di resistenza viene garantito interrompendo la propagazione delle cricche, arrivando così a raddoppiare la resistenza a trazione del materiale. Nel caso dei compositi a matrice polimerica si cerca di massimizzare i rapporti tra resistenza meccanica e densità e tra modulo elastico e densità. Nei compositi a matrice metallica si cerca di incrementare il modulo elastico. Nel caso dei compositi ceramici si vuol ottenere essenzialmente un aumento della tenacità della matrice. Per quanto riguarda i compositi a matrice ceramica, il principale problema risiede nell'inserimento delle fibre. Per i compositi a matrice polimerica e metallica il problema non è banale ma affrontabile: la matrice può essere portata allo stato liquido o fluido, di conseguenza durante la reticolazione o il raffreddamento la quantità e le dimensioni dei vuoti sono piuttosto piccole. Differente è il caso dei compositi ceramici: la matrice non può essere portata allo stato fuso perché si decompone prima. L'unico mezzo per densificare la matrice è dunque il processo di sinterizzazione. Questo implica che si deve partire da delle polveri alle quali va aggiunta una seconda fase, che molto spesso è costituita da particelle con dimensioni di diversi micron e con forme allungate. Anche in questo caso l'impiego di matrici ceramiche non è diffuso in ambito civile.

### 3.5.3. MATRICI CEMENTIZIE

Le matrici inorganiche cementizie sono costituite da un legante idraulico pozzolanico e da additivi specifici che favoriscono lo sviluppo di caratteristiche meccaniche e fisiche differenti da quelle tipiche degli FRP con matrici organiche a base polimerica. Facendo un rapido confronto tra le caratteristiche meccaniche dei compositi a matrice cementizia e quelle dei compositi a matrice polimerica, è possibile verificare che i compositi a matrice cementizia possiedono un maggiore modulo elastico, mentre le resine epossidiche presentano una maggiore resistenza a trazione. Inoltre hanno un migliore comportamento nei confronti delle alte temperature e dell'umidità, una tossicità nulla ed un comportamento prevalentemente duttile. Invece i compositi con matrici costituite da resine epossidiche hanno una bassa viscosità il che permette una facile impregnazione delle fibre.

### 3.6. LE FIBRE

La fibra è la parte costituente il rinforzo che ha il compito di esercitare la funzione resistente vera e propria. Nella realizzazione dei compositi le fibre possono essere continue o discontinue, nel primo caso la loro disposizione è allineata a formare dei nastri, dei tessuti o delle lamine anche di grandi dimensioni, mentre nel secondo caso le fibre sono corte e la loro disposizione è usualmente casuale. In tal modo creano una tessitura multidirezionale distribuita che migliora il composito in termini di duttilità, resistenza a trazione, modulo elastico, durabilità, ritiro, resistenza agli urti, resistenza all'abrasione e resistenza al fuoco. In generale, però, l'aggiunta di fibre abbassa

la lavorabilità del composto, ma l' inconveniente può essere superato impiegando un fluidificante. Le fibre maggiormente diffuse sono quelle di carbonio, vetro e aramide, la loro geometria filiforme, garantisce una grande versatilità nelle applicazioni e conferisce spiccate caratteristiche di rigidità e resistenza rispetto al loro uso tridimensionale, questo grazie alla diminuzione dei difetti che spesso sono causa di innesco di crisi locali. Le fibre sono costituite da filamenti molto sottili e quindi difficili da manipolare singolarmente, proprio per tale motivo le fibre vengono classificate in base alle diverse forme, come riportato nella Figura 2.6:

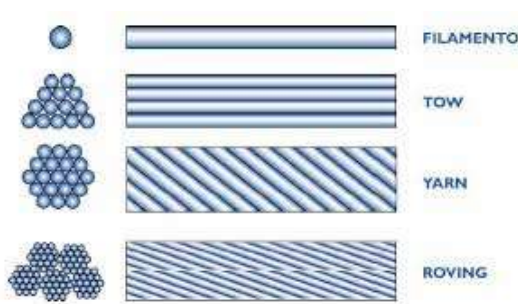


Figura 2.6 – Tipologie di Fibre classificate in base alla forma

### 3.6.1. FIBRE DI CARBONIO

Le fibre di carbonio si ottengono con un processo industriale di lavorazione ad alta temperatura di particolari polimeri denominati precursori. Il poliacrilonitrile, indicato generalmente con il suo acronimo PAN, è quello più utilizzato sia nel campo tessile dell'abbigliamento, sia nel campo dei prodotti per l' edilizia. Il PAN subisce il suo processo di trasformazione in carbonio passando attraverso tre stadi:

- Stabilizzazione: fase durante la quale le fibre vengono sottoposte ad un trattamento termico a



200-240° C per circa 24 h in aria in modo che la struttura molecolare subisca un'orientazione preferenziale nella direzione del carico applicato;

- Carbonizzazione: durante questa fase la temperatura a cui sono sottoposte le fibre di PAN cresce fino a 1500° C in atmosfera inerte, in questo lasso di tempo la maggior parte degli elementi chimici diversi dal carbonio vengono eliminati;
- Grafitizzazione: nel corso di questa ultima fase, mantenendo le fibre in atmosfera inerte, la temperatura viene portata a 3000° C, grazie a queste particolari condizioni la struttura cristallina delle fibre può svilupparsi completamente avvicinandosi a quella della grafite.

Ovviamente i processi produttivi possono dare vita a materiali più o meno puri, questo è il motivo per cui sul mercato sono presenti diversi tipi di fibre di carbonio caratterizzate da parametri dell'elasticità e resistenza molto diversi tra loro. La resistenza specifica delle fibre di carbonio (circa 40 volte superiore al comune acciaio da cemento armato) è il parametro che maggiormente caratterizza le scelte di mercato, nelle applicazioni edilizie si prediligono le fibre ad alto modulo e ad alta resistenza. Esse presentano un comportamento anisotropo, che varia a seconda delle direzioni, a causa della struttura cristallina della grafite che è di tipo esagonale, con atomi di carbonio organizzati in strutture planari, tenute insieme da forze trasversali di Van Der Waals, molto più deboli dei legami covalenti che legano gli atomi nel piano. Le fibre di carbonio sono usate per la fabbricazione di compositi ad elevate prestazioni, esse presentano un comportamento a rottura fragile, caratterizzato da un

assorbimento di energia relativamente modesto. Pur avendo maggiori tensioni di rottura, le fibre di carbonio risultano meno sensibili (rispetto alle fibre di vetro ed aramide) ai fenomeni di scorrimento viscoso (creep) e di fatica, essendo contraddistinte da una modesta riduzione della resistenza a lungo termine.

### 3.6.2. FIBRE DI VETRO

Le fibre di vetro si ottengono con un processo industriale di fusione di vari ossidi. Gli ossidi di calcio, silicio, magnesio, alluminio e boro vengono fusi a 1500° C, e poi quindi miscelati e raffreddati bruscamente fino a 1200° C. Il vetro fuso viene fatto passare per gravità attraverso appositi fori praticati sul fondo di filiere di platino. I filamenti sono quindi raggruppati a formare una treccia o fibra (strand o end) tipicamente costituita da 204 filamenti i quali presentano un diametro medio di circa 10  $\mu$  m e sono ricoperti da un legante (binder o size). Al variare delle proporzioni delle materie prime impiegate si ottengono prodotti con caratteristiche e prestazioni meccaniche diverse tra loro.

Sul mercato è possibile reperire 7 diversi tipi, riportati nella Tabella 3.3:

IMPIEGO DELLE FIBRE	TIPO DI VETRO
Alta resistenza meccanica ed alla corrosione di acidi	R, S
Resistenti alla corrosione di acidi	A,C,R
Multiscopo	E
Alte caratteristiche dielettriche	D

*Tabella 3.3 – Impieghi delle diverse tipologie di fibre di vetro*

Le fibre di vetro hanno un modulo di Young inferiore a quello delle fibre di carbonio e di aramide, offrono una resistenza all'abrasione relativamente modesta, che richiede una certa cura nella manipolazione durante la messa in opera. Questo tipo di fibra ha una pronunciata attitudine allo scorrimento viscoso ed una modesta resistenza a fatica.

### 3.6.3. FIBRE DI ARAMIDE

Le fibre aramidiche sono di natura organica e sono caratterizzate da elevatissime prestazioni meccaniche. Il termine aramide indica delle poliammidi aromatiche e deriva da aramid, dall'inglese ARomatic poly-AMIDES. Le poliammidi sono macromolecole caratterizzate dal legame ammidico CO-NH, formalmente derivante dalla condensazione di un acido carbossilico e di un'ammina, da cui dipendono molte proprietà di questo tipo di molecole (Figura 3.6.3.1).

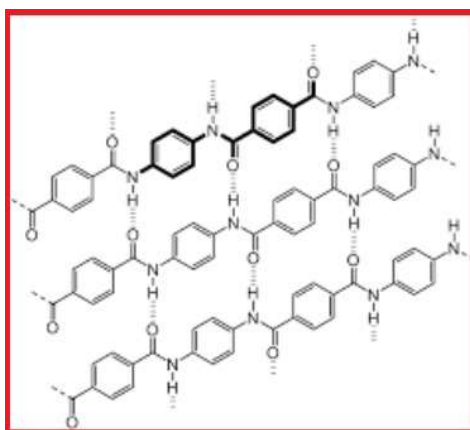


Figura 2.7 – Struttura chimica delle fibre aramidiche

Le aramidiche hanno modulo elastico superiore a quello delle fibre di vetro ma pari a circa 1/3 di quelle di carbonio come anche la loro resistenza a trazione risulta superiore a quella del vetro ma inferiore a quella del carbonio, proprio per questi motivi il loro impiego non è competitivo nel ripristino del cemento armato. Il punto di forza delle fibre aramidiche sta nel fatto che la loro rottura avviene con la formazione di microfibrille, questo fenomeno consente una grande dissipazione di energia di frattura, conferendo al Kevlar (una tra le principali fibre aramidiche impiegate) una grande resistenza all'impatto che la rende ideale per la produzione di una vasta gamma di prodotti che vanno da cabine antiuragano a giubbotti antiproiettile. Le prime fibre aramidiche prodotte risalgono al 1961, commercializzate sotto la denominazione di Nomex, ma sono poi state successivamente brevettate e commercializzate come Kevlar nel 1971 dalla Dupont. Il Kevlar, nella versione finale, si differenzia in commercio in varie tipologie per la struttura chimica e per le prestazioni meccaniche. I più diffusi sono così distinti:

- Kevlar-29: bassa densità e viene utilizzato per tubi flessibili.
- Kevlar-49 (ad alto modulo di elasticità): viene utilizzato per materiali compositi.
- Kevlar-149 (ad altissimo modulo di elasticità): utilizzato per la fabbricazione di materiali ad altissima prestazione.

### 3.7. CONFRONTO TRA LE DIVERSE TIPOLOGIE DI FIBRE

Tutte le fibre descritte presentano una buona resistenza, ma solo quelle di carbonio presentano una maggiore rigidità. Tuttavia queste risultano essere molto costose, mentre le fibre di vetro sono, tra tutte, le più economiche.

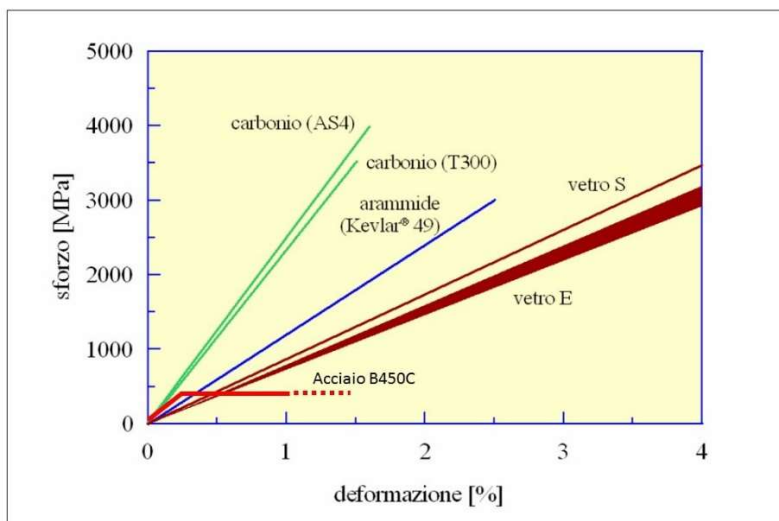


Figura 2.8 – Legami costitutivi delle diverse tipologie di fibre

La Figura 2.8 confronta i tipici grafici sforzo-deformazione per le fibre di carbonio, aramidiche e di vetro. Si tratta di diagrammi che riportano le deformazioni in ascissa e le tensioni in ordinata. In base al loro andamento è possibile distinguere un comportamento fragile (con piccole capacità di deformazione) da un comportamento duttile (grandi capacità di deformazione). Le fibre di carbonio forniscono la migliore combinazione tra elevata resistenza meccanica, elevata rigidezza (elevato modulo) e bassa densità, ma presentano una bassa capacità di allungamento. La fibra aramidica Kevlar 49 ha una buona combinazione tra elevata resistenza a trazione, modulo elevato (ma minore di quello delle fibre di carbonio), bassa densità ed elevato allungamento (resistenza all'urto). Le fibre di vetro, che presentano valori di densità più elevati, hanno resistenza a trazione e modulo elastico più bassi delle altre fibre. In pratica, però, le fibre di vetro sono molto più economiche delle altre per cui risultano anche le più impiegate. Tuttavia nel settore delle costruzioni civili, le fibre aramidiche sono più adatte ad essere impiegate sulle strutture in muratura dove non è necessario un elevato modulo elastico del rinforzo, che invece potrebbe essere sfavorevole. D'altra parte queste fibre non trovano grande impiego nel consolidamento delle strutture in cemento armato dove hanno la meglio le fibre di

carbonio, che, a parità di costi, garantiscono un più alto modulo elastico e quindi maggiore capacità di assumere carichi a parità di deformazioni della struttura rinforzata.

### 3.8. I MECCANISMI DI CRISI DEI COMPOSITI

Il comportamento meccanico dei materiali compositi è molto complesso, a causa della disomogeneità e dell'anisotropia del materiale. Anche i meccanismi di crisi sono molto più complessi rispetto a quelli dei materiali omogenei ed isotropi, e questo rende difficile sia la previsione delle tensioni di crisi, sia l'interpretazione dei risultati sperimentali.

I principali meccanismi di crisi che si sviluppano nei materiali compositi sono:

- Trazione parallela alle fibre;
- Taglio nel piano;
- Trazione non parallela alle fibre;
- Compressione.

#### 3.8.1. TRAZIONE PARALLELA ALLE FIBRE

Quando un composito unidirezionale è sollecitato a trazione fino a rottura, la crisi è generalmente causata da una combinazione di cause, legate sia alla presenza dei difetti, sia al raggiungimento della deformazione ultima dei singoli componenti. La crisi può avere inizio con la rottura delle singole fibre nella loro sezione

più debole e tale rottura può avvenire anche a partire da tensioni molto inferiori a quelle di crisi, per la presenza di difetti.

Il fenomeno inizialmente riguarda una piccola percentuale di fibre, ma la resina, lavorando a taglio, trasmette lo sforzo alle fibre adiacenti e in questo modo, anche le fibre rotte possono rimanere attive per quasi tutta la loro lunghezza, consentendo al composito di mantenere praticamente invariate le sue proprietà. La crisi si verifica quando il fenomeno si propaga in maniera instabile.

Ciò può verificarsi in due modi:

- Propagazione in direzione trasversale (Figura 2.9.a): l'aderenza tra le estremità della fibra rotta e la resina impedisce il distacco all'interfaccia; la resina subisce una crisi localizzata per modo I e la frattura giunge alle fibre adiacenti, provocando in esse un incremento localizzato di tensione, che ne può provocare la rottura. Una crisi di questo tipo si verifica in genere con piccole frazioni volumetriche di fibra;
- Propagazione in direzione longitudinale (Figura 2.9.b): è caratterizzata da una crisi provocata dalle tensioni tangenziali, crisi che può interessare l' interfaccia tra fibra e resina (taglio intralaminare), oppure soltanto la resina. La crisi si propaga, a partire dalla sezione di rottura della fibra, lungo la fibra stessa. Questo tipo di crisi si verifica frequentemente in caso di elevate frazioni volumetriche di fibra.

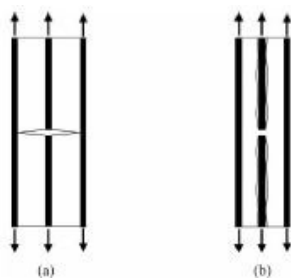
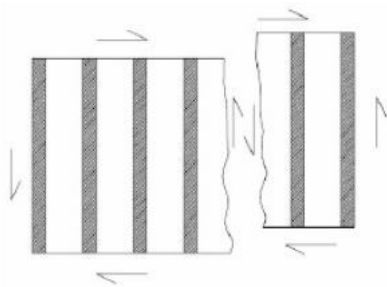


Figura 2.9 – (a) Propagazione trasversale; (b) Propagazione longitudinale

Le due modalità possono anche coesistere, o verificarsi in successione. Spesso si verificano dapprima fratture normali alle fibre, che interessano soprattutto la matrice, successivamente si verifica la frattura intra-laminare, inizialmente in zone limitate e in seguito in modo più diffuso, fino a quando il fenomeno diviene instabile e sfocia nel collasso della lamina. Le fasi precedenti il collasso non danno luogo a un sensibile scostamento dalla linearità del legame tensione-deformazione, e la crisi si manifesta in maniera improvvisa. Se il composito è sollecitato a trazione nella direzione ortogonale alle fibre, la crisi avviene per il raggiungimento della tensione ultima di trazione della matrice.

### 3.8.2. TAGLIO NEL PIANO

Se il composito è sollecitato a taglio nel piano, la crisi avviene per il raggiungimento della tensione tangenziale ultima della matrice (Figura 2.10).



*Figura 2.10 – Crisi per taglio nel piano (INTRALAMINARE)*

### 3.8.3. TRAZIONE NON PARALLELA ALLE FIBRE

Se si considera il comportamento a trazione di una lamina unidirezionale sollecitata secondo una direzione  $\theta$  rispetto alla direzione delle fibre, si possono distinguere angoli di carico per i



quali sono più evidenti alcuni tipi di rottura rispetto ad altri (Tabella 3.4).

Angolo $\theta$	TIPO DI ROTTURA
tra $0^\circ$ e $5^\circ$	Rottura trasversale per cedimento delle fibre
tra $5^\circ$ e $20^\circ$ , $25^\circ$ e $45^\circ$	Rottura per taglio intralaminare e Rottura matrice per trazione
tra $45^\circ$ e $90^\circ$	Rottura matrice per trazione

Tabella 3.4 – Angolazione del carico applicato e corrispondente tipologia di rottura

### 3.8.4. COMPRESSIONE

Nei compositi unidirezionali sollecitati a compressione nella direzione delle fibre, la crisi del composito può avvenire per:

- Compressione longitudinale con distacchi tra fibre e matrice (Figura 2.11.a);
- Instabilità delle fibre a causa della loro grandissima snellezza, che solo in parte la matrice può contrastare (Figura 2.11.b e 2.11.c).

In ogni caso la resistenza a compressione è molto inferiore rispetto a quella a trazione.

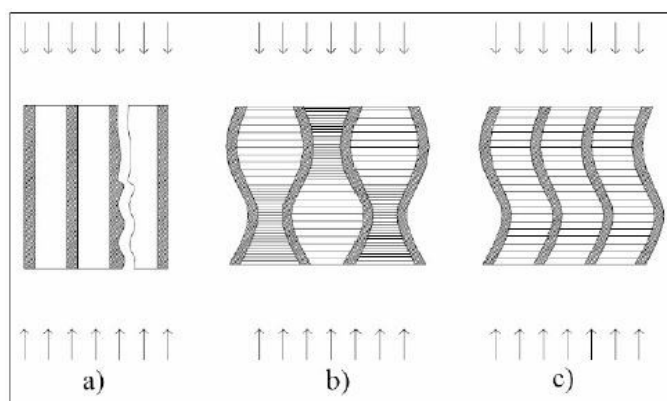
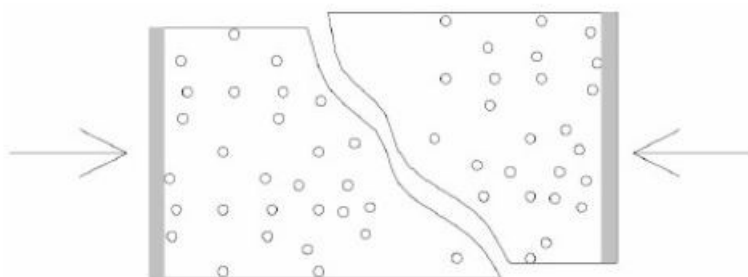


Figura 2.11 – Meccanismi di crisi di un composito soggetto a compressione parallela alle fibre

Nella direzione ortogonale alle fibre la crisi avviene per compressione della matrice e spesso si creano superfici di scorrimento (Figura 2.12).



*Figura 2.12 – Crisi di un composito unidirezionale per compressione ortogonale alle fibre*

In una lamina bidirezionale, e soprattutto in un laminato composto da più lamine, tutte queste tipologie di rottura interagiscono tra loro e la crisi si manifesta in maniera più complessa.

In questo capitolo è stata fatta una panoramica generale dello stato dell'arte dei compositi. Sulla base di quanto illustrato fino a qui, nel capitolo seguente ed ultimo si illustrerà la risposta sperimentale di un pannello murario rinforzato con strisce di GFRP.

# RISPOSTA SPERIMENTALE DI PANNELLO MURARIO RINFORZATO CON GFRP

---

Nelle aree sismiche italiane i muri in muratura o mattoni sono comunemente presenti negli edifici storici. In tempi recenti anni, il rafforzamento delle pareti in muratura con polimeri rinforzati con fibra esterna legata (EB) (FRP) è stato aumentato per migliorare la capacità di trazione della muratura che è normalmente debole. Molti aspetti di questo metodo di rafforzamento non sono ancora completamente noti; in particolare, i meccanismi di distacco delle strisce FRP devono essere analizzati attraverso ulteriori indagini.

Gli obiettivi sono stati, da un lato, di indagare il comportamento a taglio delle pareti sotto carico con e senza rinforzo da parte delle strisce di vetro-FRP e, dall'altro, di analizzare i meccanismi di scioglimento. Due muri sperimentali, costruiti con mattoni solidi di argilla storica in scala 1/3, sono stati sottoposti a precompressione per simulare le condizioni di carico effettivo in muratura per carichi di servizio e testati con forza di taglio ciclica.

Uno è stato rinforzato dopo i danni con strisce EB GFRP - e poi ancora una volta-sottoposto allo stesso carico fino al fallimento; un altro è stato rinforzato con strisce GFRP senza danni e

sottoposto allo stesso percorso di carico fino al fallimento. La risposta di entrambi i modelli viene presentata e confrontata; Infine, vengono discussi i meccanismi di fallimento.

*In questo capitolo l'analisi del comportamento della muratura rinforzata con materiali compositi si sviluppa sulla base di sperimentazioni condotte su pannelli murari sottoposti a stati di sollecitazione combinati di taglio e compressione nel piano principale. I grafici e le immagini di seguito riportate sono parte di una pubblicazione realizzata dal prof. R. Capozucca e ing. E. Magagnini e con il supporto tecnologico e finanziario dell'Università Politecnica delle Marche*

#### 4.1. TEST SPERIMENTALE

In questo documento, il comportamento dei muri costruiti in scala con mattoni solidi di argilla, storici, con e senza rinforzo diagonale con strisce di FRP, viene analizzato sperimentalmente. Nelle prove qui descritte, due modelli di parete, W1 e W2, sono stati sottoposti a un carico verticale costante combinato a una forza di taglio ciclica. Uno primo modello è stato rafforzato dopo danni con strisce GFRP e poi ancora una volta sottoposto allo stesso carico fino a rottura; un secondo modello è stato rafforzato con strisce di GFRP prima di essere sottoposta allo stesso percorso di carico.



*Figura 4.1 - Modellino in scala utilizzato per le prove di laboratorio – Configurazione della parete U-W1 non rinforzata*

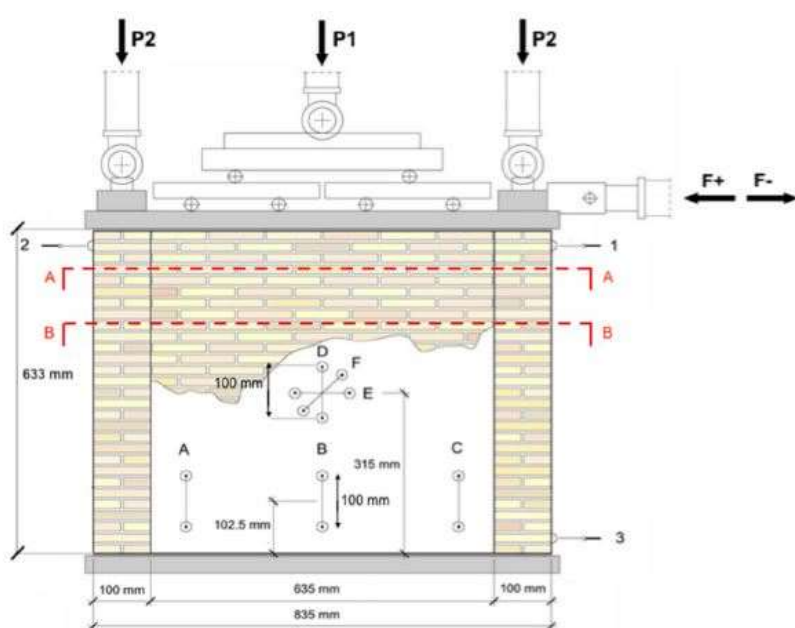


Figura 4.2 - Modello grafico del pannello murario e illustrazione dei carichi applicati

Le risposte del modello della parete, sia non rinforzate che rinforzate, sono state analizzate e confrontate. Per ultimo è stato analizzato il meccanismo di rottura dovuto al distacco delle strisce di GFRP durante le prove di taglio.

#### 4.1.1. FASE PRELIMINARE

L'indagine descritta in questo capitolo vuole analizzare il comportamento delle pareti sottoposte a taglio e rinforzate con strisce di GFRP; di seguito vengono descritte le prove combinate di compressione e di taglio su due pareti rinforzate con strisce di GFRP. I risultati sperimentali ottenuti saranno utili ad evidenziare tutti gli aspetti rilevanti per il rafforzamento delle pareti sottoposte a sollecitazione di taglio. Le prove statiche sono state eseguite su due modelli di parete, ottenuti a mano a grandezza naturale con mattoni misura 50-60mm\*150mm\*300mm

recuperati dal restauro di un palazzo storico settecentesco del sud delle Marche, in Italia, investita dal terremoto nel 2016. Per determinare la resistenza a compressione di mattoni storici, sono state effettuate prove su campioni di mattoni che sono stati prodotti da diverse tipologie di argilla:

- mattoni: mattoni rossi (R), quando presentano un'elevata percentuale di ferro;
- arancio (O) e giallo (Y), con percentuali inferiori.

Nove campioni, tre di ogni tipo cromatico di dimensioni circa 60mm 55mm 60mm, sono stati testati per compressione; come noto, le pareti in muratura storiche spesso costruite con unità di argilla di bassa resistenza alla compressione possono essere pericolosamente danneggiate sotto carico da meccanismi di cracking locali.

Le dimensioni dei modelli testati, identificati come W1, W2, costruiti con mattoni di argilla solida in scala 1/3; la larghezza del nastro era di circa 50 mm. E' noto dalla letteratura di Benjamin e Williams, (1958) che ha studiato il comportamento a taglio su larga scala della muratura in mattoni. I loro risultati hanno portato alla conclusione importante che l'effetto calcolato su modelli a grande o piccola scala non ha alcuna importanza per la resistenza finale a taglio. In-oltre è stata effettuata una serie di prove di ricerca sperimentale su modelli di pareti in mattoni, dimostrando chiaramente che la resistenza a taglio può essere adeguatamente calcolato su modellini ridotti, a piccola scala. I modelli di pareti in muratura sono stati testati sotto carico di taglio combinato a compressione e ciclico come descritto di seguito. La scelta di utilizzare sezioni a doppia T è causata dalla necessità di avere fessurazioni dovute alla sola sollecitazione di taglio. La malta è stata caratterizzata dai seguenti valori medi di resistenza:

- resistenza alla compressione,  $f_m = 3,5 \text{ N/mm}^2$
- resistenza alla flessione,  $f_{mt} = 1.8 \text{ N/mm}^2$ .

Pareti in muratura di  $200\text{mm} \times 200\text{mm}$  in piano e spessore di 50 mm, sono stati testati a compressione fino rottura; la resistenza media alla compressione ottenuta è stata:

- $f_w = 13.5 \text{ N/mm}^2$  con modulo di elasticità di Young,  $E_w = 8550 \text{ N/mm}^2$  e Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,20$ .

I test di taglio hanno coinvolto un solo modello senza rinforzo, W1, mentre il modello W2 è stato rinforzato con strisce GFRP poco prima dei test di taglio ciclico; le strisce diagonali GFRP sono state incollate su una sola superficie della bobina. W1 dopo il danneggiamento dovuto alla fessurazione diagonale è stato anche rinforzato con strisce GFRP nello stesso modo di W2. La parete non rinforzata (U-W1), danneggiata e rinforzata (DR -W1) e la parete rinforzata W2 (R -W2) sono state sottoposte allo stesso stress normale di pre-compressione uguale a  $\sigma_v = 1.2 \text{ N/mm}^2$ , mantenuto costante durante il carico di taglio ciclico. I carichi verticali,  $P_1$  e  $P_2$ , sono stati applicati alla parete attraverso un sistema di distribuzione del carico da tre martinetti idraulici ad una piastra in acciaio posta sulla parte superiore del modello. La piastra in acciaio, posizionata sulla sommità della parete, distribuisce sia il carico verticale che il carico ciclico orizzontale alla parete in muratura. Il carico orizzontale,  $F$ , è stato applicato con un jack a doppia fase. Le basi per misurare le tensioni verticali vennero situate in cinque posizioni lungo la lunghezza della parete, etichettate A, B, C sulla tela. Le basi di misura sono state utilizzate anche per valutare i principali ceppi al centro della parete D, E, F, al fine di monitorare l'evoluzione delle tensioni della parete completando un ciclo di carico. La misurazione della deformazione laterale è stata effettuata utilizzando tre trasduttori di spostamento lineare induttivo (LVTD<sub>s</sub>) (Figura 4.1.1). LVTD<sub>s</sub> sono stati applicati su ogni flangia per misurare lo spostamento

massimo della parte superiore della parete risultando pari a circa 25 mm.

#### 4.1.2. RISULTATI DELLA PROVA SULLA PARETE NON RINFORZATA U-W1

Il modello della parete non rinforzata (U-W1) è stato testato in una prima fase sotto un carico verticale combinato e una forza di taglio orizzontale ciclica,  $F$ , fino alla rottura che controlla la deformazione nelle fasi fino al danneggiamento; anche le deformazioni sono state misurate in varie fasi. Sono stati eseguiti sei cicli di carico completi con un aumento di circa 5 KN per ogni ciclo fino ad una forza laterale pari a 55 KN. Dopo il sesto ciclo, la parete è stata sottoposta ad altre due fasi di carico con carico crescente solo nella direzione positiva. La prima crepa è apparsa quando la parete è stata sottoposta ad un valore di carico orizzontale pari a  $F = 30,66$  KN. Le crepe si verificarono all'interfaccia malta-mattone e mostrarono una tendenza prevalentemente diagonale con un angolo di circa  $\pi/4$ . La prova è stata effettuata fino a un valore di forza orizzontale pari a circa  $F = 62,10$  KN e  $\delta = 3,39$  mm per la parete non rinforzata W1, con un valore medio di sollecitazione di taglio, riferito alla zona resistente della parete, pari a  $\tau_u = 1,90$  N/mm<sup>2</sup>.



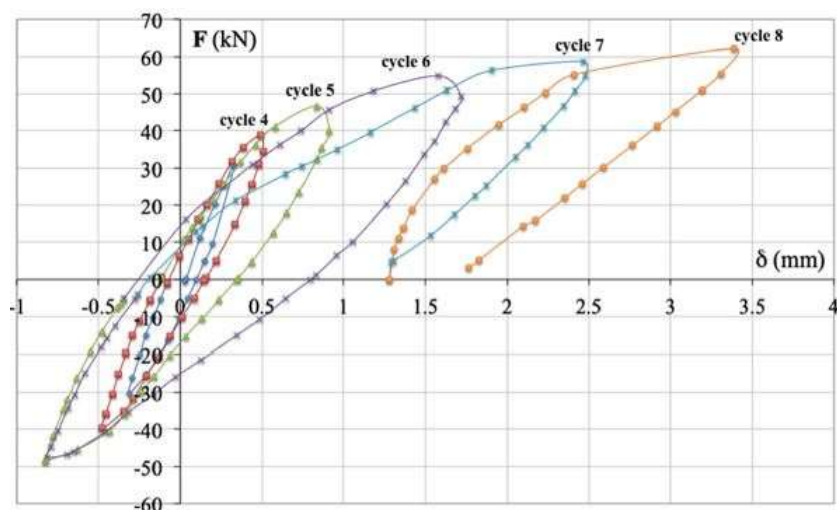


Figura 4.3 - Diagrammi della Forza ciclica,  $F$ , in funzione della deformazione laterale  $\delta$  (U-W1)

#### 4.1.3. RISULTATI DELLA PROVA SULLA PARETE RINFORZATA

La parete modello W1 danneggiata e, successivamente, rinforzata è stata sottoposta allo stesso percorso di carico. La parete è stata rinforzata con strisce di GFRP incollate seguendo la tecnica di lay-up bagnato. Il materiale utilizzato per rafforzare i modelli è un composito caratterizzato da fibre di vetro costituite principalmente da silice in una struttura tetraedrica con ossidi di alluminio e ioni metallici in varie proporzioni. Come matrice è stata adottata una resina epossidica; la resina epossidica presentava una resistenza a trazione media pari a  $F_{\text{resistente}} = 30 \text{ N/mm}^2$  e modulo di Young  $E = 1760 \text{ N/mm}^2$ . Le fibre di vetro sono state impregnate di resina epossidica come matrice polimerica ad alta adesione (Kimitech EP-IN), con una densità di  $\rho = 1.08 \text{ g/cm}^3$ . Le pareti sottoposte a prove di taglio sono state rinforzate adottando sei strisce diagonali di GFRP con inclinazione di  $\pi/4$ ; con larghezza di 50mm, spessore  $t_{\text{GFRP}} = 1.2\text{mm}$  e valore sperimentale del modulo di Young pari a

$E_{GFRP} = 64 \text{ GPa}$ . Per applicare il rafforzamento con GFRP sono state effettuate una serie di operazioni:

- preparazione del sostegno;
- applicazione di un primer ottenuto miscelando due componenti; applicando un primer e uno strato di adesivo.

Oltre a tutti gli strumenti utilizzati per la prova sul modello non rinforzato, ne sono stati utilizzati anche per registrare i valori di deformazione lungo le strisce GFRP (Figura 4.1.3.1).

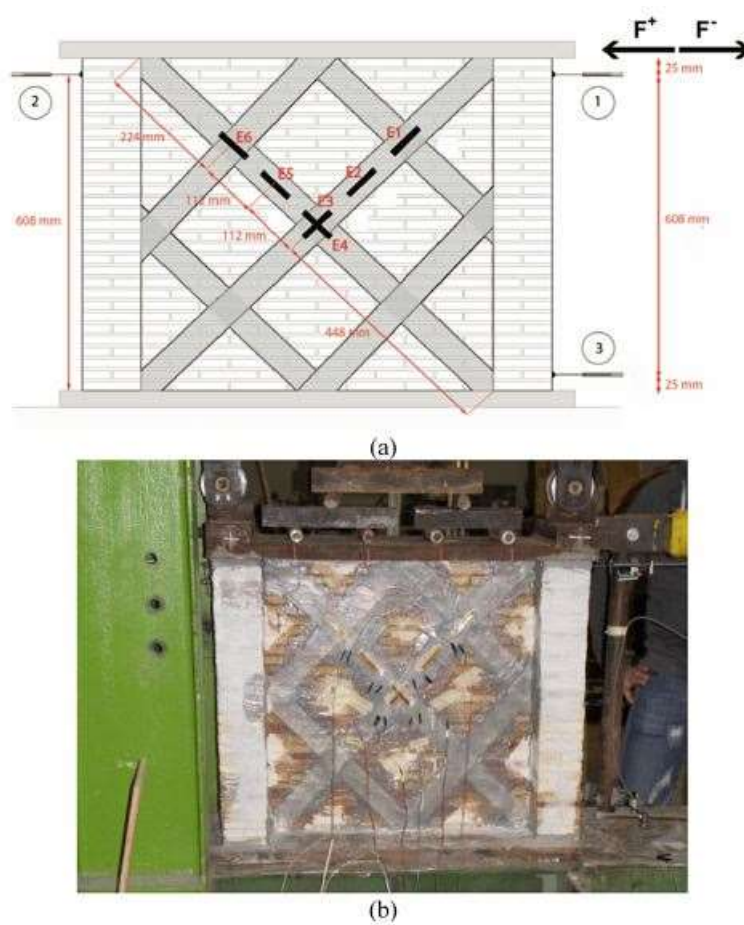


Figura 4.4 - (a) DR-W1 con estensimetri  $E_1, \dots, E_6$  sulle strisce di GFRP lungo le diagonali principali; (b) vista della parete rinforzata

Il modello a parete danneggiato e rinforzato (DR-W1) è stato sottoposto alla stessa precompressione verticale  $\sigma_v = 1.2 \text{ N/mm}^2$  e caricato con forza di taglio ciclica,  $F$ , fino a cedimento.

La prova è stata eseguita con la stessa procedura adottata per la prova sulla parete non armata: la forza di taglio orizzontale è stata applicata con cicli di intensità crescente con un aumento di 5 KN per ogni ciclo. Al modello DR-W1 sono stati applicati quindici cicli di carico completi. Durante il sedicesimo ciclo, la parete DR-W1 è stata sottoposta ad un carico crescente fino al fallimento. Durante i primi cicli di carico, il pannello DR-W1 inizialmente presentava un comportamento elastico lineare e non sono apparse nuove crepe, nemmeno di piccole dimensioni. Nel corso del nono ciclo si è raggiunta una fessurazione di carico pari a  $F=40$  KN. La parete ha raggiunto la fase di rottura al sedicesimo ciclo di carico orizzontale con  $F = 92,20$  KN. Nella Figura 4.1.3.2 vengono mostrati i dati sperimentali relativamente a tutti i cicli di carico.

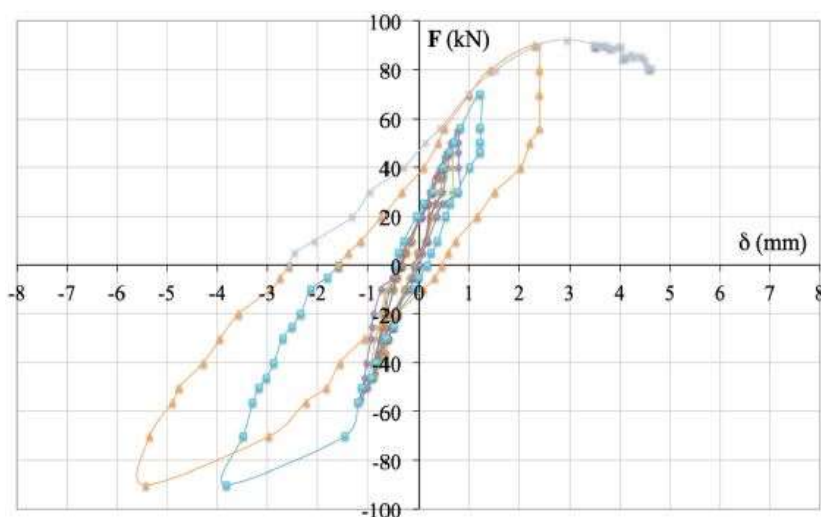


Figura 4.5 - Diagrammi della Forza ciclica,  $F$ , in funzione della deformazione laterale  $\delta$  (DR-W1)

La prima crepa è apparsa quando il muro è stato sottoposto ad un carico orizzontale molto vicino al valore misurato nella parete non rinforzata. Le crepe si sono verificate all'interfaccia malta-mattone e hanno mostrato una tendenza prevalentemente diagonale con un angolo di circa  $\pi/4$ . Il valore massimo del carico

di taglio raggiunto e di circa  $F = 92,00$  KN con una deformazione laterale  $\delta = 3,85$  mm.

Da un'analisi iniziale del cracking, si potrebbe certamente affermare che le fessurazioni sono di tipo diagonale e che attraversano i giunti di malta. Tuttavia, il modello fessurativo differisce da quello relativo alla parete non rinforzata. La parete rinforzata presenta una fessurazione più diffusa rispetto al pannello murario non rinforzato (Figura 4.1.3.3).

Il meccanismo di rottura del muro DR-W1 rinforzato riguarda la de-laminazione della fibra GFRP con disossamento delle strisce diagonali a causa della tensione (Figura 4.1.3.4).



Figura 4.6- Rottura pannello murario non rinforzato



Figura 4.7 Guasto dovuto al distacco della striscia di GFRP

La prova di taglio sul modello W2 non danneggiato e rinforzato (R-W2) con le strisce GFRP su un lato è stata effettuata utilizzando la stessa metodologia e con lo stesso percorso di carico del modello DR-W1. Anche in questo caso, sono state disposte sei strisce di GFRP, con una larghezza di 50mm per il rafforzamento del modello W2. Gli stessi strumenti utilizzati in DRW1 per misurare la deformazione e la deformazione verticale sono stati adottati qui, con sei estensimetri E1, ..., E6 posto sulle diagonali principali delle strisce GFRP. Undici cicli di carico completi sono stati applicati al modello R-W2.

La parete rimase senza fessurazioni fino al 10° ciclo e la prima crepa apparve per un carico pari a  $F = 37,00$  KN. Il valore massimo di taglio è pari a circa 55 KN (Figura 4.8).



*Figura 4.8 Distribuzione delle fessurazioni dopo il ciclo di carico n° 11 per  $F_{MAX} = 55$  KN (R-W2)*

Nella Figura 4.9 i diagrammi sperimentali della forza ciclica ,F, in funzione della deformazione  $\sigma$ .

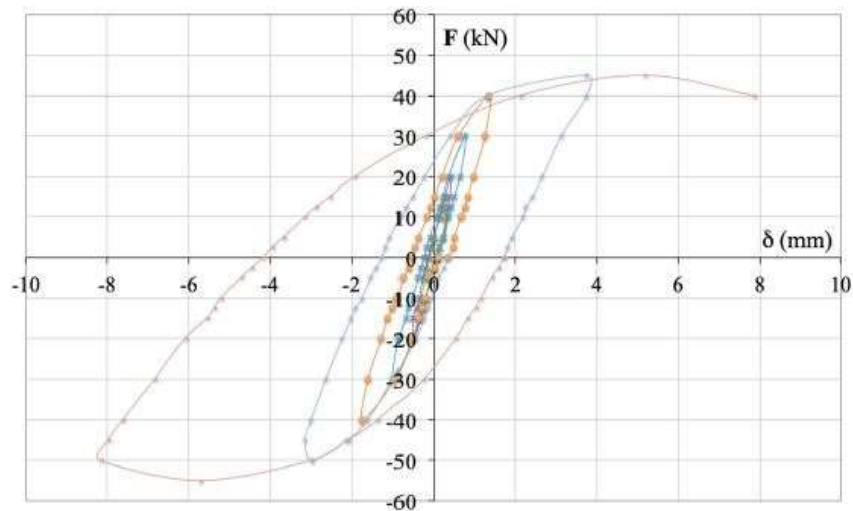


Figura 4.9 Diagramma ciclico della forza  $F$  in funzione della deformazione  $\sigma$  (R-W2)

In questo caso, più fattori hanno influenzato i meccanismi di danno e la capacità di resistenza della parete rinforzata R-W2; quando la capacità di trazione della muratura è stata aumentata, un distacco delle strisce di GFRP si è verificato vicino al fondo del muro con crepe sui giunti di malta. Il crollo della parete è stato assunto per un valore massimo di carico orizzontale pari a circa  $F = 55 \text{ kN}$  con completo distacco della striscia di GFRP a causa della compressione e dello spostamento della flangia con danneggiamento della muratura (Figura 4.10).



Figura 4.10 Guasto sperimentale della parete R-W2 e dettaglio della deformazione di delaminazione della striscia di GFRP.

Dai diagrammi di spostamento del carico, si può notare come il rafforzamento della parete attrezzata GFRP ha portato ad un forte aumento della capacità di deformazione laterale per aumentare la

duttilità. L'aumento della resistenza è basso, dovuto principalmente al meccanismo di danneggiamento della striscia GFRP che può essere considerata come delaminazione sotto le sollecitazioni di compressione e cracking della muratura.

#### 4.2. CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI SPERIMENTALI

Una considerazione importante riguarda l'energia che è stata dissipata nella fase di test dalle pareti rinforzate. I diagrammi sperimentali ci permettono di valutare l'energia dissipata durante la prova di taglio ciclico sia per i modelli non rinforzati, U-W1 che per quelli rinforzati, DR-W1 e R-W2 (Figura 4.11 (a) e (b)).

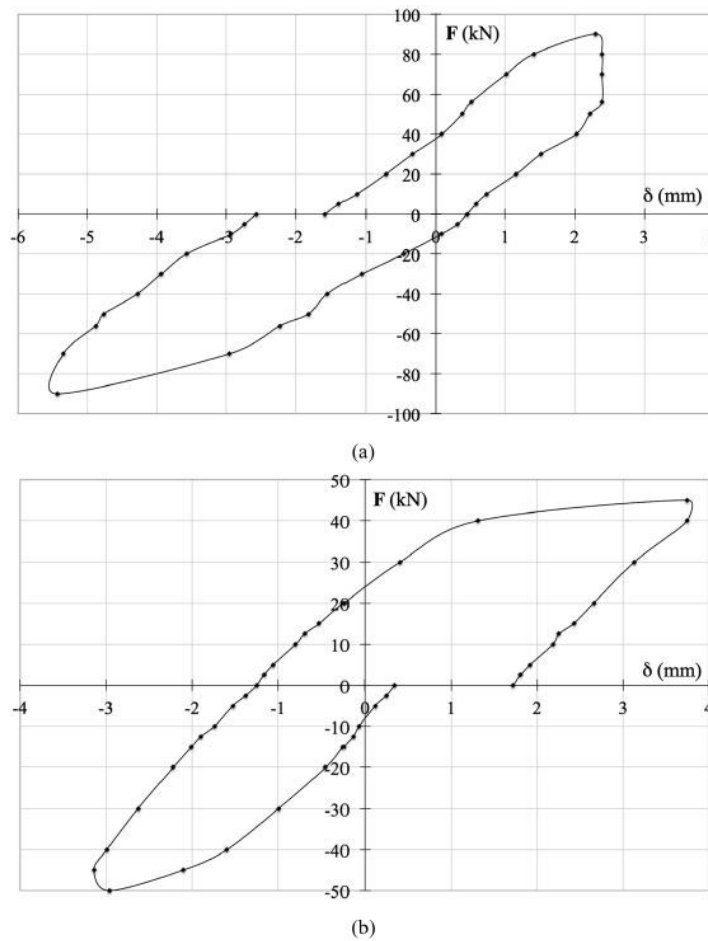


Figura 4.11 Diagramma della forza ciclica  $F$ , e deformazione laterale,  $\delta$ , per (a) DR-W1 al ciclo n° 15 e (b) per R-W2 al ciclo n° 10

Per le pareti rinforzate vengono definiti i valori energetici di  $E_{DR}$  ed  $E_R$ , delle pareti DR-W1 e R-W2, e viene anche definita l'energia  $E_U$  delle pareti calcolata al ciclo n° 8. I rapporti tra questi coefficienti,  $E_{DR}/E_U$  e  $E_R/E_U$ , relativamente la parete R-W2 e U-W1, sono abbastanza simili e pari a circa 3. Questo rapporto permette di notare che è possibile ottenere un buon aumento della capacità di dissipazione dell'energia rafforzando la muratura con strisce di GFRP. La fase di prima fessurazione delle pareti di rinforzo DR-W1 e R-W2 è avvenuta a valori simili di forza di taglio orizzontale pari a circa 37 kN e 40 kN; dopo questo valore di taglio,  $F$ , il valore delle tensioni registrate sulle strisce di GFRP (Figura 4.12) è aumentato rapidamente e la capacità di taglio dipende principalmente dalla resistenza a trazione delle strisce di GFRP in grado anche di limitare lo spessore delle crepe.

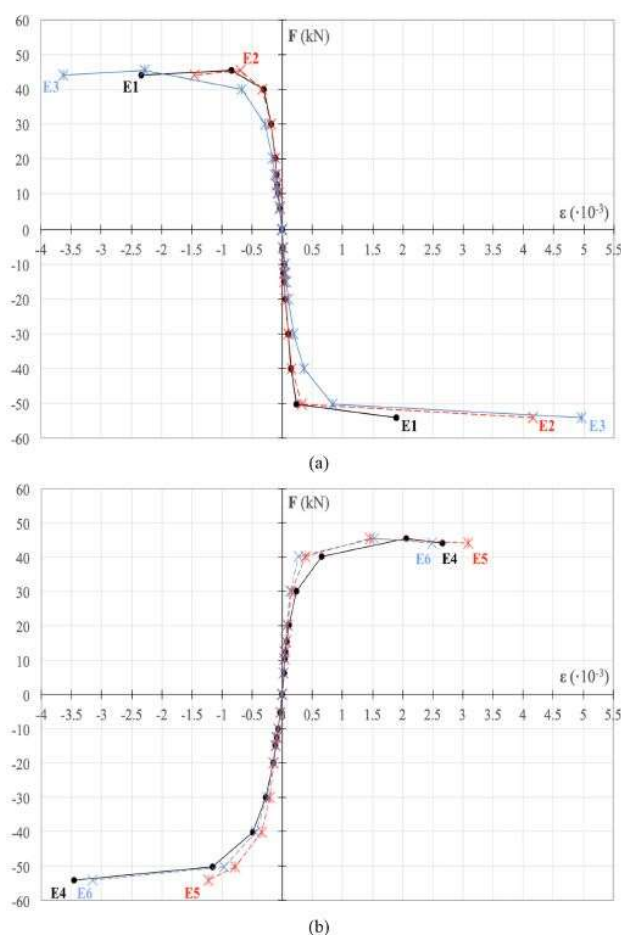


Figura 4.12 Valori di deformazione valutati su strisce diagonali GFRP in R-W2 nei punti (a) E1, E2, E3 e (b) E4, E5 ed E6



Ulteriori risultati ottenuti dalle prove sulle pareti DR-W1 e R-W2, consentono di osservare che il rafforzamento con strisce di GFRP modificano l'intensità del danno potenziale modificando la risposta meccanica ed il meccanismo di rottura della parete.

In particolare, il rafforzamento conferito alla muratura, consente, una maggiore capacità di assorbire ampi spostamenti orizzontali e quindi di flettersi dissipando energia attraverso la formazione di crepe diffuse su tutta la superficie. In effetti ciò che si osserva principalmente in entrambi i casi esaminati è un forte aumento della deformazione laterale con aumento della duttilità.

La resistenza a compressione dei mattoni storici influenza la resistenza degli elementi strutturali nella formazione di possibili meccanismi di cracking locale che possano rendere la muratura fragile. Questo aspetto si concentra sulla grande influenza dei parametri meccanici sulla risposta delle pareti storiche sotto carico ed anche sul comportamento di cracking della muratura nel meccanismo di legame tra il rafforzamento con GFRP e la superficie della muratura stessa. Nel caso di muratura storica, lo sviluppo locale di cracking può causare più meccanismi locali di trazione causando la delaminazione delle strisce di GFRP come è successo per l'esemplare R-W2.

#### 4.3. LEGAME DELLE STRISCE DI GFRP

Il legame del rinforzo gioca un ruolo importante nell'efficienza del sistema e sarà ulteriormente analizzato di seguito dalle misure di deformazione registrate durante le prove. La perdita di resistenza della giunzione FRP-muratura può avvenire in diverse modalità: distacco del materiale composito, che coinvolge una

pellicola superficiale della superficie della parete; a contatto tra lo strato sottile di adesivo e il composito e lungo la superficie di contatto del materiale della parete e dell'adesivo; al contatto tra lo strato sottili di adesivo e il composito. Generalmente la resistenza alla tensione dello strato adesivo è elevata, in modo che il collasso del giunto si verifica a causa del distacco di una parte del sotto-strato di muratura, che rimane incollato sulle strisce FRP. Indagini sperimentali suggeriscono che uno dei modi di guasto delle giunzioni muratura FRP-muratura è il cedimento per delaminazione che si verifica a pochi millimetri dalla superficie della muratura. Come noto, il carico finale di rinforzo con strisce di GFRP dipende fortemente dall'energia della frattura,  $G_f$ , che può essere valutata secondo le leggi di scorrimento di taglio.

Un'analisi teorica per prevedere la capacità di legame delle strisce di GFRP e muratura, considerando un modello elastico semplificato, è stata sviluppata assumendo la striscia GFRP come materiale adesivo sottoposto a deformazioni assiali e di taglio. La muratura può essere assunta come materiale adesivo con porosità mentre l'adesivo polimerico come elemento intermedio ideale, tra la striscia GFRP e la muratura, sottoposto a sollecitazioni di taglio. La larghezza, lo spessore, il modulo di Young e il modulo di taglio dello strato intermedio sono indicati rispettivamente da  $b_m$ ,  $t_m$ ,  $E_m$  ed  $G_m$ ; lo strato superficiale adesivo ed l'elemento intermedio ideale sono supposti di materiale elastico. L'analisi teorica permette di ottenere il seguente valore massimo dell'energia di frattura interfacciale,  $G_f$ , i.e. rappresenta l'energia esterna totale per unità di superficie necessaria per creare e propagare la delaminazione lungo la giunzione tra muratura e GFRP:

$$G_f = \frac{1}{2} \cdot \tau_{max} \cdot u_{max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{t_m}{G_m} \cdot \tau_{max}^2 = \frac{P^2}{2 \cdot b_1^2 \cdot E_1 \cdot t_1}$$

4.1

$$P = b_1 \cdot \sqrt{2 \cdot E_1 \cdot t_1 \cdot G_f}$$

4.2

dove ,P, rappresenta il valore della capacità di carico dello strato incollato di GFRP;  $b_1$  ,  $t_1$  ed  $E_1$  sono rispettivamente la lunghezza, lo spessore ed il Modulo di Young dello strato superficiale aderente.

Dall'indagine sulla muratura storica rinforzata con GFRP sottoposta a prove di trazione è stato valutato che la gamma di energia di frattura necessaria per raggiungere il processo di delaminazione è compreso tra:  $G_f = 0.21$  N/mm ed  $0.52$  N/mm. Il valore massimo sperimentale del carico di trazione sulla striscia GFRP, applicata in diagonale principale, nella parete DR-W1, può essere stimato con riferimento i valori di deformazione registrati in fase sperimentale. I valori massimi di trazione applicabili al nastro di GFRP possono anche essere valutati con la seguente relazione:

$$T_{GFRP} = \varepsilon_{max} \cdot E_{GFRP} \cdot b_{GFRP} \cdot t_{GFRP}$$

4.3

considerando il valore massimo sperimentale della deformazione,  $\xi_{MAX}$ ; Il valore della forza di trazione  $T_{GRFP}$  sul nastro GFRP è circa pari a 16 KN per uno spessore stimato di  $t_{GFRP}$  1.0 mm con  $\xi_{MAX} = 5 \cdot 10^{-3}$  rilevato all'estensimetro E5. Considerando anche il valore più alto di  $G_f = 0.52$  N/mm è possibile confermare che il processo di delaminazione è stato raggiunto, per la striscia di GFRP nel muro DR-W1, durante le prove di taglio.

La parete R-W2 sottoposta a prova sperimentale ha raggiunto la massima forza di taglio pari a  $F = 55 \text{ KN}$ . Come già sottolineato, sopra la striscia di GFRP, chiusa al punto di estensimetro E6, ha perso il legame con la superficie in muratura con un meccanismo di delaminazione sotto compressione (Figura 4.1.3.7). Le forze orizzontali,  $F$ , con doppio verso determinano alternativamente sia le tensioni di trazione che di compressione nella muratura rafforzata con GFRP.

Anche se la muratura può assorbire la parte principale della forza di compressione, anche la striscia GFRP è sottoposta a compressione. La delaminazione per instabilità diventa a volte il principale meccanismo di danno per il rafforzamento della muratura storica. E' stato proposto un modello teorico semplificato che può essere utilizzato per analizzare la risposta della fibra. La striscia di GFRP è assunta come un fascio elastico incorporata in un mezzo elastico e sottoposta a forze di compressione all'estremità. La striscia può cedere sotto un sistema di carichi  $P$ , a causa di forze di compressione e reazione di carico  $q$ , di una molla ideale con costante elastica  $k$ . Con test sperimentale sul modello di parete R-W2, è possibile stimare il valore della costante  $k$  ed il valore di  $P_{cr}$ . Il valore di deformazione della striscia di GFRP lungo la diagonale principale di compressione all'inizio del processo di eliminazione per la forza orizzontale  $F = 55 \text{ KN}$  può essere assunto come  $\xi_{max} = 1 \cdot 10^{-3}$ . Possiamo determinare il valore di  $P_{cr}$  con la seguente formula:

$$P_{cr} = \epsilon_{max} \cdot E_{GFRP} \cdot A_{GFRP} \approx 3200N$$

4.4

$$P_{cr} = 2\sqrt{kEI}$$

4.5

con area  $A_{GFRP}$  pari a  $50 \text{ mm}^2$ . Confrontando la Formula 4.4 e la 4.5 otteniamo che il valore di  $k$ , la costante della molla è pari a

9.6 N/mm<sup>2</sup>, valore rappresentativo del modulo ideale della molla.

Dalla Formula 4.6 otteniamo che:

$$l = \frac{\pi}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\beta} = \pi \cdot \sqrt{\frac{EI}{k}}$$

4.6

la più piccola lunghezza  $l$ , della zona delaminazione,  $l = 40$  mm.

#### 4.4. CONCLUSIONI

Questo capitolo presenta un'indagine sperimentale sul comportamento delle pareti in muratura, con e senza strisce di GFRP, per analizzare la risposta sotto carico combinato di compressione e taglio. I modelli adottati forniscono il rafforzamento solo su un lato della parete perché di solito gli edifici in muratura rivestono un carattere storico e monumentale e quindi non è possibile intervenire su entrambi i lati della muratura.

I risultati principali sono i seguenti:

- Il rafforzamento con strisce di GFRP ha determinato un aumento della resistenza solo per uno dei modelli esaminati (DR-W1), mentre nel caso di R-W2 si attivano i meccanismi di guasto con conseguente riduzione della resistenza finale. Tuttavia per entrambi gli esemplari ciò che è principalmente emerso è un aumento delle deformazioni laterali ammissibili e duttilità.
- Il guasto delle pareti rinforzate con strisce di GFRP si è verificato con cracking della muratura ed il fallimento delle strisce di GFRP.

- Il rafforzamento con strisce di GFRP ha determinato un aumento dell'energia di deformazione dovuta a cicli di carico più ampi;

In oltre i risultati sperimentali permettono di focalizzare l'attenzione sull'uso di strisce composite GFRP per aumentare la resistenza delle pareti trasversali che condizionata dalla fessurazione della muratura; tuttavia permette di confidare in una maggiore capacità di spostamento anche se il possibile fenomeno locale di instabilità del rinforzo può causare disservizi fragili derivanti da meccanismi dipendenti.

In questa tesi si è affrontato lo studio del meccanismo di crisi della muratura storica rinforzata con tessuti di FRP. Si è scelto di realizzare un testo che descrivesse le principali tecniche del passato e quelle più innovative come i materiali compositi. Tali considerazioni vengono poi avvalorate dalla sperimentazione descritta nel capitolo 4, dove viene ampiamente studiato il comportamento di un pannello murario sottoposto a sollecitazioni di compressione e taglio e successivamente rinforzato con fibra GFRP e nuovamente sottoposto a sollecitazioni. Vengono evidenziate le criticità e i punti di forza dei materiali compositi.

Dati i risultati ottenuti dalle sperimentazioni effettuate possiamo sostenere che i materiali compositi come i Fiber Reinforced Polymers (FRP) sembrano rappresentare una valida soluzione nella riabilitazione degli edifici in muratura. I FRP sono una classe di materiali che hanno il potenziale di migliorare significativamente la risposta della muratura degli edifici in aree sismiche. Il rafforzamento delle pareti in muratura con FRP sta aprendo nuove sedi di ricerca sperimentale incentrate sulle possibili prestazioni della muratura soggetta a carichi sismici.

- [1] R. Capozucca, E. Magagnini. *“Experimental response of masonry walls in-plane loading strengthened with GFRP strips”*
- [2] R. Capozucca *“Teoria e Tecnica delle Strutture in Muratura”*
- [3] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti *“Normative Tecniche per le Costruzioni 2018”*
- [4] *CNR-DT 200/2004*
- [5] UNI EN 1015 – 11:2007 *“Methods of test for mortar for masonry. Part. 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, 2007”*.
- [6] L. Hollaway *“Polymer composites for civil and structural engineering” (1993)*
- [7] Dolmen *“Capitolo 6: Murature” In: Manuale Dolmen (2017)*
- [8] MAPEI *“Manuale del rinforzo strutturale – Sistemi e soluzioni all’avanguardia per il ripristino e il rinforzo statico e sismico di edifici mediante l’impiego di materiali compositi fibrorinforzati”*
- [9] G. Stipo *“Analisi del comportamento meccanico dei materiali compositi a matrice cementizia del rinforzo delle strutture murarie” 2013*
- [10] I.C. Visconti *“Materiali compositi. Tecnologie, progettazione, applicazioni” 2009*



Ringraziamenti:

*Dedico questo mio traguardo alla mia famiglia, ai miei amici e a me stesso. Nonostante le tante difficoltà oggi posso dire di essere felice per non aver mollato e per aver creduto in me. Adesso speriamo di coglierne i frutti.*

*Un ringraziamento speciale al Prof. Roberto Capozucca per la sua disponibilità e professionalità.*

Grazie