



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Civile e Ambientale
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA (DICEA)

**“Analisi della sperimentazione sulla muratura
storica e sistemi di rinforzo con FRP”**

**“Analysys of experimentation on historical masonry
and FRP reinforcement technique”**

Relatore:
Prof. Ing. Capozucca Roberto

Tesi di Laurea di:
Manfroi Leonardo

Anno accademico 2023 / 2024

INDICE

PREMESSA.....	5
INTRODUZIONE.....	7
La Muratura secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni.....	7
Gli FRP come sistema di rinforzo delle murature.....	9
Capitolo 1 – LA SPERIMENTAZIONE SULLE MURATURE STORICHE NELLE MARCHE.....	10
1.1 Metodologia per la raccolta dei dati.....	10
1.1.1 Classificazione delle Murature – Base dati Tipologica.....	10
1.1.2 Caratterizzazione delle Murature – Base dati Sperimentale.....	10
1.1.3 Ricerca bibliografica scientifica.....	10
1.2 Classificazione dei dati.....	11
1.2.1 Livelli di Informazione, materiale tipologico e sperimentale.....	11
1.2.2 Tipologie murarie.....	13
1.3 Modalità di esecuzione delle prove.....	19
1.3.1 Martinetti Piatti Doppi (MPD).....	19
1.3.2 Martinetti Piatti Verticali (MPV).....	20
1.3.3 Compressione Diagonale (CDS e CDL).....	20
1.3.4 Shove Test (ST).....	21
1.4 Caratterizzazione sperimentale delle murature.....	22
1.4.1 I dati di riferimento.....	22
1.4.2 Analisi della caratterizzazione sperimentale.....	25
Capitolo 2 - I MATERIALI FIBRORINFORZATI.....	37
2.1 Caratteristiche e proprietà meccaniche degli FRP.....	37
2.1.1 Legame costitutivo.....	38
2.1.2 Criteri di rottura.....	41
2.2 Classificazione e tipologie di FRP.....	41
2.2.1 Classificazione delle fibre.....	41

2.2.2	Tipologie di fibre principali.....	42
2.3	Filati e tessuti.....	46
2.3.1	Caratteristiche tecniche dei filati (yarn)	46
2.3.2	Tipologie di tessuti non impregnati	47
2.3.3	Caratteristiche dei tessuti non impregnati.....	47
2.4	Lamine e laminati.....	48
2.5	Tipologie di matrici.....	49
2.5.1	Resine epossidiche.....	50
2.5.2	Resine poliestere.....	50
2.5.3	Altri tipi di resine.....	51
Capitolo 3 RINFORZO DI MURATURE STORICHE CON MATERIALI COMPOSITI FIBRORINFORZATI (FRP).....		52
3.1	Criteri generali per gli interventi sulle murature.....	52
3.2	Valutazione della sicurezza	53
3.3	Ricerche sperimentali sugli FRP.....	54
3.3.1	Risposta sperimentale della muratura rinforzata con GFRP	54
3.3.2	Risposta sperimentale della muratura a doppio strato rinforzata con GFRP/SRG	58
CONCLUSIONI.....		62
BIBLIOGRAFIA.....		63
NORMATIVA		63

PREMESSA

Le costruzioni in muratura nella regione Marche, ma anche in tutta Italia, costituiscono un pezzo importante del panorama edilizio. Si stima infatti che oltre la metà degli edifici attualmente presenti sul suolo nazionale presentino tale tecnica costruttiva¹; inoltre un buon 20% di questi si trovano in uno stato di “cattiva conservazione”.

Il presente lavoro ha come scopo l’analisi della sperimentazione effettuata sulle murature storiche presenti nella regione Marche e su come esse possano essere rinforzate con FRP. Quando ci si riferisce a murature storiche, normalmente si parla di edifici antichi che possono essere soggetti a degrado di vario tipo, e in alcuni casi possono avere rilevanza storico-culturale; è necessario valutare in anticipo la sicurezza e il grado di conservazione di tali opere al fine di pianificare i corretti interventi. È infatti in ambito di consolidamento strutturale, miglioramento o adeguamento sismico che trovano largo impiego i sistemi innovativi come quello degli FRP (*fiber reinforced polymers*, ovvero materiali fibrorinforzati) che permettono di migliorare le caratteristiche meccaniche delle strutture senza applicare ulteriore carico all’opera.

L’argomento oggetto di relazione sarà studiato partendo da un’introduzione alla muratura storica presente in Italia (in particolare nella regione Marche) e alla normativa che la regola.

Sarà poi fatto un’analisi approfondita riguardante la sperimentazione effettuata sulle murature storiche presenti nella regione Marche effettuata dagli ingegneri Enrico Quagliarini, Giuseppe Pace e Guido Romano [1], descrivendone le

¹ https://dati-censimentopopolazione.istat.it/Index.aspx?DataSetCode=DICA_EDIFICI1.
Edifici in muratura: Italia 57%, Marche 53%

caratteristiche tipologiche, materiche e meccaniche, le prove effettuate e i risultati da esse ottenuti.

In una seconda fase, saranno analizzate le caratteristiche dei materiali compositi fibrorinforzati.

Infine, si studierà come questi ultimi possono fornire una valida soluzione in materia di miglioramento o adeguamento sismico di strutture in muratura, analizzando approfonditamente sperimentazioni effettuate dal professor Roberto Capozucca presso il Laboratorio Prove, Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA) dell'Università Politecnica delle Marche.

INTRODUZIONE

La muratura è una tecnica costruttiva largamente diffusa in campo edilizio sul territorio nazionale. L'elevata pericolosità sismica dell'Italia mette costantemente a rischio lo stato di conservazione del nostro patrimonio storico e culturale e va a incidere sia sulla sicurezza dell'opera stessa che su quella dei suoi abitanti e fruitori. Di conseguenza, al fine di garantire sicurezza e funzionalità degli edifici è fondamentale un'approfondita conoscenza dell'opera in muratura, delle sue caratteristiche materiche e tipologiche e delle tecniche costruttive utilizzate per la sua realizzazione.

La Muratura secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni

Le NTC 2018 e la Circolare 7/2019 stabiliscono al capitolo 8 diversi criteri generali per la valutazione della sicurezza, per la progettazione, per l'esecuzione e per il collaudo degli interventi su costruzioni esistenti. In particolare, nella tabella C8.5.I (*tabella 1*) sono individuate 8 diverse tipologie di muratura e relativi valori medi, minime e massimi dei loro parametri di resistenza e deformabilità. Nonostante ciò, si rimanda alle regioni stesse il compito di tenere conto delle specificità costruttive del territorio (C8.5.3.1 Circ. n°7/2019) permettendo una “catalogazione locale” delle tipologie murarie non sono incluse nella normativa.

Prima di poter intervenire in modo efficace sulle murature tuttavia, è necessario avere un'adeguata conoscenza del manufatto in questione tramite analisi storico-critiche, rilievi e caratterizzazione meccanica dei materiali che lo compongono². Sono dunque per questi motivi che l'analisi sperimentale eseguita sulle murature storiche è di fondamentale importanza.

² La tabella 8.5.II della Circ. 7/2019 fornisce dei coefficienti migliorativi da applicare ai parametri meccanici delle murature sulla base della presenza o meno di determinate condizioni.

Tabella 1) tratta dal capitolo 8.5 della Circolare n°7/2019

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: **f** = resistenza media a compressione, **τ_0** = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), **f_{v0}** = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), **E** = valore medio del modulo di elasticità normale, **G** = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, **w** = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella 2) tratta dal capitolo 8.5 della Circolare n°7/2019

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

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

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Gli FRP come sistema di rinforzo delle murature

I materiali compositi fibrorinforzati o FRP (fiber reinforced polymers) sono degli strumenti all'avanguardia nel campo del rinforzo strutturale e dell'adeguamento sismico.

Lo scopo principale di un intervento di rinforzo su una struttura muraria è quello di garantire un aumento delle prestazioni meccaniche e della resistenza alle azioni sollecitanti.

L'utilizzo di questi materiali innovativi presenta enormi vantaggi rispetto ai metodi tradizionali. Infatti, la leggerezza degli FRP non grava sulla struttura con l'aggiunta di nuovi carichi, ma allo stesso tempo permettono di apportare un'elevata resistenza a trazione alla struttura esistente.

Capitolo 1 – LA SPERIMENTAZIONE SULLE MURATURE STORICHE NELLE MARCHE

Si fa riferimento in questo intero capitolo alla caratterizzazione tipologica e meccanica sperimentale effettuata sulle murature storiche nella regione Marche per opera degli Ingegneri Enrico Quagliarini, Giuseppe Pace e Guido Romano [1].

1.1 Metodologia per la raccolta dei dati

Per la realizzazione di un “abaco delle murature” appartenente alla regione Marche, si è partiti dalla raccolta dei dati principali relativi alle opere murarie presenti sul suolo regionale. Tale raccolta si è articolata in tre fasi che sono state condotte in contemporanea:

- Classificazione delle Murature, costituente la base dati tipologica;
- Caratterizzazione delle Murature, costituente la base dati sperimentale;
- Ricerca bibliografica scientifica.

1.1.1 Classificazione delle Murature – Base dati Tipologica

È basata sulla determinazione tipologica, materica e delle tecniche costruttive ricorrenti in territorio regionale.

I principali canali di raccolta dati sono state le campagne fotografiche, sopralluoghi, collaborazioni con professionisti locali e fonti istituzionali, consultazione di fonti bibliografiche e sitografiche.

1.1.2 Caratterizzazione delle Murature – Base dati Sperimentale

Sono state qualificate le caratteristiche meccaniche dei materiali ottenute mediante l'esecuzione di prove sperimentali in situ da parte di laboratori certificati. La raccolta dati è avvenuta mediante la compilazione di un questionario articolato in cinque punti (dati generali del laboratorio, dati generali della prova, descrizione del pannello murario, parametri meccanici misurati, documentazione fotografica).

1.1.3 Ricerca bibliografica scientifica

Grazie alla raccolta di pubblicazioni avvenute in letteratura scientifica e prendendo in considerazione risultati di studi precedenti analoghi, sono state esaminate le murature presenti nel contesto nazionale italiano; sono state indagate sia le tipologie murarie che sono riconducibili alla normativa attualmente in vigore, che quelle non regolamentate da quest'ultima ma riconosciute come tipicità locali.

1.2 Classificazione dei dati

I dati raccolti secondo le metodologie precedentemente spiegate sono stati poi classificati utilizzando i criteri specificati di seguito.

1.2.1 Livelli di Informazione, materiale tipologico e sperimentale

Le fonti sono state classificate offrendo un quadro riepilogativo per comuni e province, in base alla tipologia di materiale a disposizione.

I dati dei 225 comuni presenti in regione sono elaborati inizialmente in funzione di 3 diversi livelli di informazione relativi alla copertura nelle aree di ricerca elencate nel capitolo precedente (*tipologica, sperimentale, bibliografica*). Il 1° livello indica la copertura di una sola area di ricerca ed è raggiunto da 105 comuni (47% del totale); il 2° livello indica la copertura di due aree di ricerca ed è raggiunto da 51 comuni (23% del totale); il 3° livello indica la copertura di tutte le aree di ricerca ed è raggiunto da 17 comuni (8% del totale); nei rimanenti 52 comuni (23% del totale) non sono state reperite informazioni.

MAPPA DELLE INFORMAZIONI REPERITE NEI COMUNI

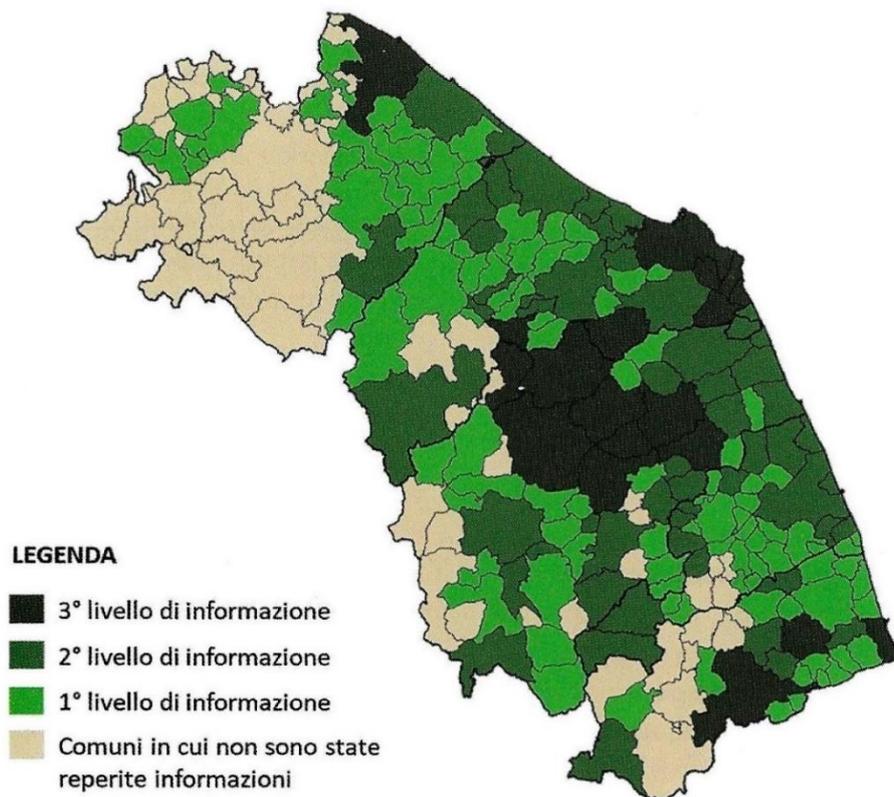


Figura 1) mappa delle informazioni reperite nei vari comuni, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

COMUNI COPERTI DALLO STUDIO ORGANIZZATI PER PROVINCIA E PER LIVELLI DI INFORMAZIONE NEL DATABASE

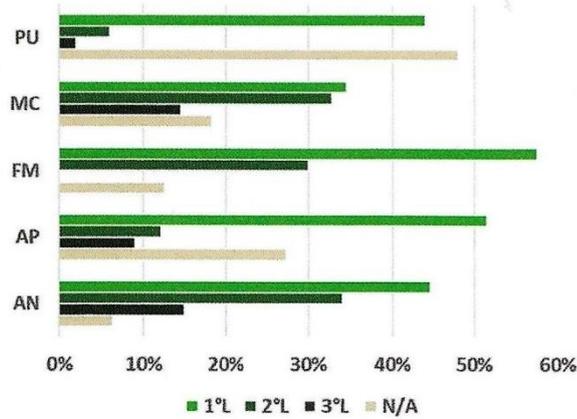


Figura 2) diagramma della distribuzione provinciale delle informazioni reperite, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Per quanto riguarda l’area di ricerca tipologica e sperimentale, invece, le aree di maggior oggetto di studio sono state quelle site nel cratere degli eventi sismici avvenuti nel 2016.

Per la caratterizzazione dei parametri meccanici sono state eseguite un totale di 440 prove divise nei seguenti modi:

- 408 prove con martinetti piatti doppi (MPD);
- 6 prove a compressione diagonale in situ (CDS);
- 2 prove a compressione diagonale in laboratorio (CDL);
- 4 prove “shove test” (ST);
- 7 prove con martinetti piatti verticali (MPV).

DISTRIBUZIONE PER PROVINCIA DELLE PROVE

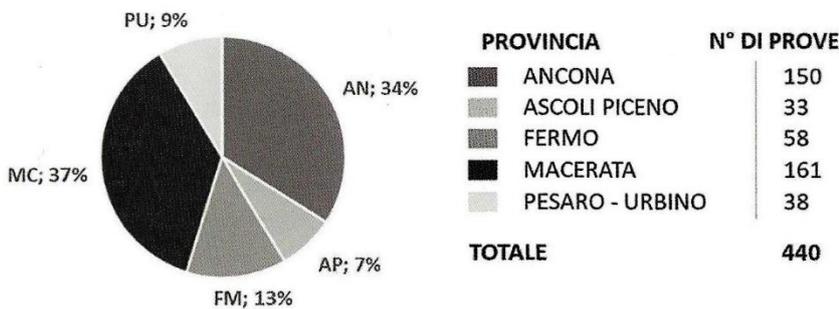


Figura 3) diagramma della distribuzione provinciale delle prove effettuate sulle murature, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

MAPPA DELLE PROVE RACCOLTE

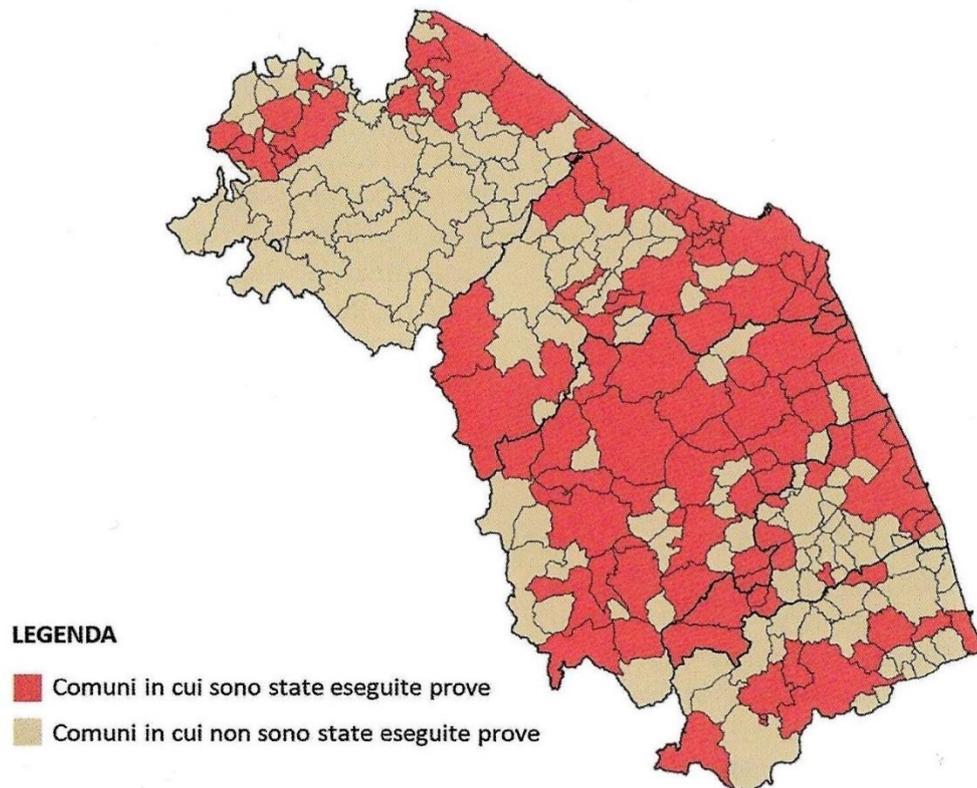


Figura 4) mappa delle prove raccolte nei vari comuni, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Sono state eseguite anche prove endoscopiche (PE) e prove penetrometriche (PP) in numero ridotto, quindi inadatte alla caratterizzazione meccanica.

In generale più dell'80% delle prove sono state eseguite su tipologie murarie in mattoni (85% su mattoni pieni e malta di calce, 15% su mattoni semipieni con malta cementizia), mentre il rimanente 20% sono state effettuate su murature in pietra.

1.2.2 Tipologie murarie

Sono divise in murature regolamentate dalla Circolare n°7/2019 e murature non regolamentate da quest'ultima.

1.2.2.1 Murature Regolamentate

Murature in Pietra

Dai dati raccolti e dalle prove che sono state effettuate si riscontra come questo tipo di murature sia più frequente nella fascia appenninica e nella zona del maceratese. Le tipologie di muratura in pietra presenti su territorio regionale sono le seguenti:

a. Pietrame disordinato

Muratura realizzata da pietre in prevalenza tondeggianti di vario genere, forma e dimensione; presentano una tessitura caotica e casuale, lo sfalsamento verticale dei giunti non viene rispettato e sono inesistenti i filari orizzontali. In seguito a sismi, i meccanismi di rottura più frequenti relativi a questo tipo di muratura sono le disgregazioni, espulsioni localizzate, meccanismi fuori piano dovuti al mancato ammorsamento delle pareti alla struttura.

b. Pietre a spacco

Murature realizzate con pietre di vario genere e con differenti dimensioni e forme, che sono state spaccate in modo grossolano, presentando spigoli vivi e scaglie; la tessitura è irregolare e prevalentemente caotica, mentre lo sfalsamento dei giunti e i filari orizzontali non sono rispettati.

c. Conci sbazzati

In questo caso la muratura è realizzata con elementi di vario genere e dimensione, con forme pressoché regolari (parallelepipedi) con spigoli tondeggianti e un manto cresco; la tessitura è prevalentemente irregolare, mentre sono approssimativamente rispettati lo sfalsamento dei giunti e i filari orizzontali.

d. Blocchi lapidei squadrati

Muratura realizzata con conci in pietra di grande pezzatura, perfettamente lavorati e con forma regolare parallelepipeda; la tessitura è regolare, i filari orizzontali possono essere anche di diverse altezze e i giunti verticali sono sfalsati.



Figura 5) diversi tipi di murature in pietra. Rispettivamente muratura a conci sbazzati a sinistra, muratura in pietra a spacco al centro e muratura in blocchi lapidei squadrati a destra.

Murature in Pietra Tenera

I campioni di riferimento di questo tipo di murature sono in numero limitato, ma il loro utilizzo è prevalente su area appenninica maceratese. Si tratta di murature realizzate in pietre tenere come il tufo o le calcareniti, che possono presentarsi sia a conci regolari, che a conci irregolari.



Figura 6) diversi tipi di murature in pietra tenera. Rispettivamente muratura in tufo a sinistra e muratura in pietra tenera mista a destra.

Murature in Mattoni

Sono le tipologie murarie più presenti in territorio regionale e nazionale e sono costituite da murature realizzate in mattoni pieni e murature realizzate in mattoni semipieni (con percentuale di foratura <45%).

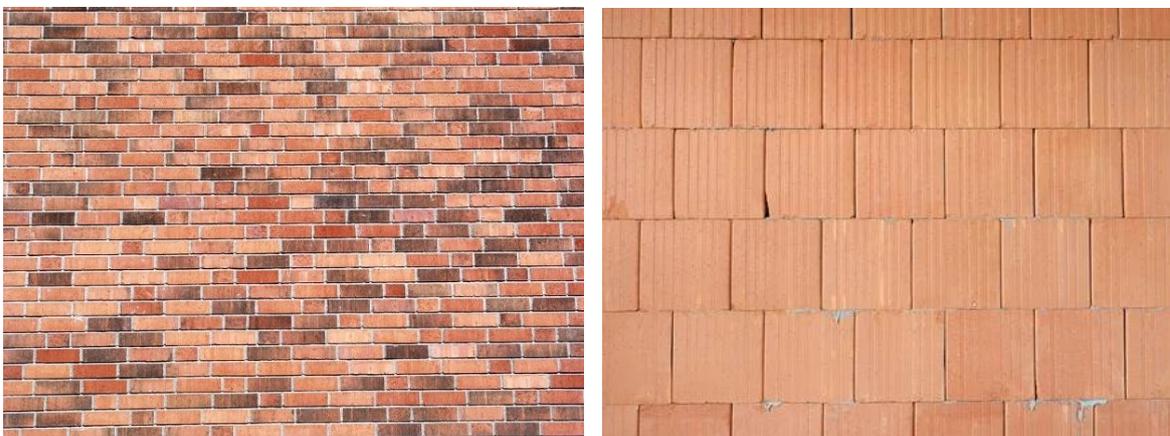


Figura 7) diversi tipi di murature in mattoni. Rispettivamente muratura in mattoni pieni a sinistra e muratura in mattoni porotoni a destra.

1.2.2.2 Murature non Regolate

Murature miste in Pietra e Mattoni Pieni

Queste tipologie di murature risultano ricorrenti sia nell'area appenninica che in quella adriatica. Sono caratterizzate dalla presenza diffusa di elementi lapidei, con forma e dimensioni variabili, posti in opera in maniera disordinata, senza

concorrere alla realizzazione di piani di posa regolari. I pannelli possono presentare sia pietre scarsamente o non lavorate che pietre squadrate e anche la qualità dell'ammorsamento è variabile.



Figura 8) diversi tipi di murature miste in pietra e mattoni pieni.

Muratura in Terra Cruda

Sono murature largamente diffuse nelle zone del paese caratterizzate dalla larga presenza di terreno argilloso, che forniva la materia prima necessaria alla loro realizzazione. Si distinguono in base ai metodi costruttivi:

- L'*adobe*, realizzato con mattoni in terra, sabbia e ghiaia essiccato al sole, con argilla come legante.
- Il *cob*, realizzato ammucchiando e battendo grossi pani cilindrici di terra mista a paglia e acqua, formando muri di elevato spessore che tendono a rastremare alla sommità
- Il *pisé*, realizzato comprimendo la terra cruda dentro delle casseforme in legno, che ne evitano la fessurazione durante l'essiccazione.



Figura 9) alcuni esempi di edifici caratterizzati da muratura in terra cruda.

Altre strutture Murarie in Mattoni

Le seguenti murature non hanno ricevuto una caratterizzazione meccanica per via del numero insufficiente di prove eseguite:

- Le murature in mattoni pieni a sacco sono murature che presentano un nucleo interno a sacco di spessore non trascurabile rispetto ai paramenti esterni;
- Le murature in laterizi forati con percentuale foratura maggiore del 45%;
- Le murature con blocchi di calcestruzzo forati.

Ogni muratura oggetto di caratterizzazione meccanica sperimentale è identificata singolarmente dal proprio codice identificativo (ID) come riportato nella tabella seguente.

Tabella 3) tipologie murarie oggetto di caratterizzazione tipologica e meccanica sperimentale

ID	TIPOLOGIA MURARIA
M1	<i>Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)</i>
M2	<i>Muratura a conci sbizzati con paramenti di spessore disomogeneo</i>
M3	<i>Muratura in pietre a spacco con buona tessitura</i>
M4	<i>Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcareniti, ecc...)</i>
M5	<i>Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcareniti, ecc...)</i>
M6	<i>Muratura a blocchi lapidei squadrati</i>
M7	<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</i>
M8	<i>Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia</i>
MX1	<i>Muratura mista in pietre e mattoni</i>
MX2	<i>Muratura in mattoni pieni a sacco</i>
MX3	<i>Muratura in blocchi di calcestruzzo forati</i>
MX4	<i>Muratura in terra cruda</i>

murature regolamentate

murature non regolamentate

1.3 Modalità di esecuzione delle prove

1.3.1 Martinetti Piatti Doppi (MPD)

Sono prove che consentono di determinare il comportamento tenso-deformativo locale di una muratura. La prova consiste nel sottoporre a compressione monoassiale una porzione di muratura che è compresa tra due martinetti paralleli, i quali sono messi in funzione in contemporanea.

I martinetti esercitano sulla muratura un incremento graduale e costante della pressione, consentendo una contemporanea misurazione delle deformazioni volumetriche.

Si ottengono in questo modo sia misurazioni delle proprietà elastiche della muratura oggetto di studio, che dati sulla tensione di compressione ultima in caso la muratura sia portata a rottura.

La normativa di riferimento per questo tipo di prove è la ASTM C1197.

La prova inizia mediante individuazione della porzione di muratura da indagare. Si ricavano due tasche dove poter inserire i martinetti posizionate normalmente alla superficie muraria, lungo i giunti di malta e sulla stessa verticale; inoltre, i tagli devono essere orizzontali e a sufficiente distanza da isolare una porzione di muratura di sufficienti dimensioni che può garantire un numero sufficiente di elementi resistenti. Si posizionano tre basi di misura verticali e una trasversale nella porzione di muratura compresa tra i due tagli ricavati. Dopodiché si inseriscono i martinetti piatti nelle tasche e, mediante pompaggio di olio in pressione all'interno di questi ultimi, si eseguono diversi cicli di carico e scarico della muratura con incrementi graduali di sollecitazione, fino al raggiungimento della prima fessurazione. Quindi le basi di misura rilevano la deformazione relativa alla pressione secondo la relazione:

$$f = K_m \cdot K_a \cdot p \text{ [MPa]} \quad (1.1)$$

Con: K_m = costante adimensionale determinata sperimentalmente che tiene conto della proprietà geometriche, della rigidità del martinetto;

K_a = costante che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto e l'area media del taglio;

p = pressione media necessaria per ripristinare la distanza iniziale misurata tra i punti fissi di misura.

1.3.2 Martinetti Piatti Verticali (MPV)

Questo tipo di prova è stata introdotta abbastanza di recente ed è nata principalmente per risolvere il problema dell'invasività delle prove di taglio tradizionali. La prova, eseguita in situ, serve a valutare la resistenza per rottura a taglio diagonale su un piano orizzontale di una muratura.

Per eseguire questa tipologia di prova, vengono eseguiti due tagli verticali sul supporto murario, distanti tra loro circa 60-80cm per formare delle tasche di lunghezza 160-200mm. All'interno della prima tasca si inserisce il martinetto piatto, mentre nell'altra tasca si inseriscono le basi di un deformometro bimillesimali.

Tramite il martinetto, si imprime un carico graduale fino al raggiungimento della chiusura del secondo taglio o alla fessurazione diagonale della struttura muraria indagata. Il carico è dunque applicato con incrementi di massimo 1bar alla volta e il carico massimo resistente della muratura corrisponderà alla tensione massima di taglio totale che è ricavata dalla seguente formula:

$$\tau_0 = \frac{K_m \cdot P_m \cdot A_m}{A_r} \quad [MPa] \quad (1.2)$$

Con: K_m = costante adimensionale determinata sperimentalmente che tiene conto della proprietà geometriche, della rigidità del martinetto;

P_m = pressione letta al manometro sul punto di flesso del grafico tensione-spostamento;

A_m = sezione del martinetto in mm.

A_r = sezione resistente, pari al prodotto tra lo spessore della muratura e la distanza dei tagli.

Tali prove si eseguono solitamente in aree localizzate al di sotto delle finestre, poiché sono soggette a carichi verticali trascurabili e si è in grado di studiare isolatamente la resistenza a taglio sul piano orizzontale.

1.3.3 Compressione Diagonale (CDS e CDL)

Le prove di compressione diagonale possono essere eseguite sia in situ (CDS) che in laboratorio (CDL) e sono prove regolamentate dalla normativa ASTM E519. Generalmente sono eseguite su pannelli murari quadrati di dimensioni 120x120cm e spessore variabile in base a quello del pannello stesso.

Per l'esecuzione della prova si eseguono tre tagli che consentono di ricavare la forma necessaria del pannello ai fini della prova e lo isolano dalla parete circostante. Si collegano poi due putrelle di contrasto mediante l'uso di quattro tiranti posti a coppie sui due lati del pannello murario lungo una delle due diagonali; lo scopo è di controllare che la distanza dei due tiranti sia uguale da entrambi i lati in modo da evitare eccentricità che disturbano il carico. Poi si posizionano lungo la seconda diagonale dei trasduttori per la misurazione della deformazione del pannello sotto carico. Il martinetto idraulico viene infine agganciato a due spigoli opposti del pannello in modo tale che si possa realizzare un sistema di sollecitazione chiuso.

Le prove sono eseguite attraverso una storia di carico ciclica (nonostante la rottura di tipo fragile del meccanismo di collasso) per poter individuare un valore della resistenza di taglio più realistico.

La resistenza a taglio τ_0 viene determinata facendo riferimento a uno stato tensionale puro che si sviluppa nel baricentro del pannello, in assenza di sforzo normale, secondo la seguente formula:

$$\tau_0 = 0.707 \frac{F}{A} \quad (1.3)$$

con la direzione principale delle tensioni inclinata di 45° nella direzione del carico F. Il modulo di taglio viene calcolato invece:

$$G = \frac{\tau_0}{\gamma} ; \text{ con } \gamma = \left| \frac{\Delta l_1}{L_1} \right| + \left| \frac{\Delta l_2}{L_2} \right| \quad (1.4)$$

Con: γ = deformata angolare;

$\Delta l_1, \Delta l_2$ = variazione di lunghezza lungo le due diagonali:

L_1, L_2 = lunghezza delle basi di misura lungo le due diagonali.

1.3.4 Shove Test (ST)

È una prova a taglio diretta lungo i corsi di malta che consente di determinare la resistenza a taglio in situ dei giunti di una muratura. Solitamente si esegue su murature che presentano una tessitura regolare, ma può essere eseguita anche su murature irregolari quali murature in pietrame e miste. La prova è regolamentata dalla ASTM C1531.

Per l'esecuzione della prova, si rimuovono il corretto numero di elementi fino a garantire il corretto alloggiamento di un pistone oleodinamico all'interno del paramento murario. Si rimuove poi il giunto di malta verticale opposto rispetto all'elemento da testare e si inserisce il pistone nel primo alloggiamento ricavato. Si fissano

dunque dei trasduttori con relative piastrine e si avvia la prova tramite step di carico prestabiliti fino al raggiungimento dello scorrimento dell'elemento in esame.

1.4 Caratterizzazione sperimentale delle murature

Il presente paragrafo eseguirà un'analisi della caratterizzazione meccanica sperimentale delle murature storiche presenti nella regione marche, analizzando i risultati ottenuti per le singole tipologie murarie.

1.4.1 I dati di riferimento

Tutti i valori meccanici sono stati ottenuti per mezzo di prove meccaniche sperimentali prescritte dalla normativa attualmente vigente³ al fine di poter raggiungere un "LC3"⁴. Le prove sono state eseguite da laboratori autorizzate su uno spettro di murature ampio presente in regione.

I meccanismi macroscopici che conducano alla rottura nel piano del maschio murario dipendono dalla geometria, dalle condizioni al contorno (vincoli, carichi) e dalle caratteristiche meccaniche e dagli elementi che costituiscono l'apparecchiatura. Per questo motivo la normativa stabilisce dei modelli che richiedono l'utilizzo dei parametri f , E , τ_0 , f_{v0} , G per eseguire le corrette verifiche. Inoltre, le NTC individuano tre tipi di rottura con tre conseguenti prove da effettuare: rottura per pressoflessione, per taglio-scorrimento, per taglio con fessurazione diagonale.

1.4.1.1 Verifiche a pressoflessione

Tale verifica si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente assumendo una muratura non resistente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una muratura a sezione rettangolare, con diagramma delle tensioni rettangolare, il momento ultimo M_u può essere calcolato come segue:

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85f_d} \right) \quad (1.5)$$

Con: M_u = momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione;

l = lunghezza complessiva parete (inclusa eventuale zona tesa);

t = spessore zona compressa parete;

³ C8.5.4 e Tab.C8.5.III della Circolare n°7/2019 normano le prove con martinetto piatto doppio, prove a taglio diretto e prove a compressione diagonale.

⁴ Il livello di conoscenza (LC) indica il grado di approfondimento raggiunto nello studio di una struttura. Esistono 3 livelli di conoscenza, ad ognuno dei quali corrisponde un "fattore di confidenza" (FC) che permette di ridurre i parametri meccanici dei materiali. C.8.5.4.1 della Circ. n° 7/2019.

σ_0 = tensione normale media riferita all'area totale della sezione $\left(\frac{N}{I_t}\right)$;

f_d = resistenza a compressione di progetto della muratura.

Per la determinazione della **resistenza a compressione f** e del **modulo elastico E** , i dati sono stati raccolti mediante prove con *martinetti piatti doppi* (MPD). Per campioni normali sono analizzati attraverso diagrammi in formato scatola e baffi (boxplot) dove si sovrappongono i valori della Circolare n°7/2019 e quelli ricavati dallo studio attraverso analisi per quartili; per campioni non normali sono riportati puntualmente i valori massimi, minimi e medi. Sono inoltre calcolati i coefficienti di variazione DSR (deviazione standard relative) come rapporto tra le deviazioni standard e i valori medi.

1.4.1.2 Verifiche a taglio

Per questo tipo di verifiche si distinguono due tipologie di murature:

- Murature a tessitura irregolare, con rottura per trazione diagonale;
- Murature a tessitura regolare, con fessurazione a scaletta o diagonale attraverso gli inerti.

Nel primo caso, la resistenza a taglio può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} \quad (1.6)$$

Con: V_t = taglio ultimo;

l = lunghezza complessiva parete (inclusa eventuale zona tesa);

t = spessore zona compressa parete;

σ_0 = tensione normale media riferita all'area totale della sezione $\left(\frac{N}{I_t}\right)$;

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi

sulla sezione; dipende dalla snellezza della parete e può essere assunto pari a $1 \leq b = h/l \leq 1.5$ con h altezza del pannello murario;

τ_{0d} = valore di progetto della resistenza a taglio della muratura.

Nel secondo caso invece, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione (1.2) oppure essere ottenuta mediante la seguente relazione se si tratta di crisi dei giunti di malta (con fessurazione a scaletta):

$$V_t = \frac{lt}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1+\mu\varphi} - \frac{\mu}{1+\mu\varphi} \sigma_0 \right) \leq lt \frac{f_{bdt}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bdt}}} \quad (1.7)$$

Con: V_t = taglio ultimo;

l = lunghezza complessiva parete (inclusa eventuale zona tesa);

t = spessore zona compressa parete;

σ_0 = tensione normale media riferita all'area totale della sezione $\left(\frac{N}{I_t}\right)$;

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi

sulla sezione; dipende dalla snellezza della parete e può essere assunto pari a $1 \leq b = l/h \leq 1.5$ con h altezza del pannello murario;

μ = coefficiente d'attrito (assumibile pari a 0.577 in mancanza di valutazioni accurate);

φ = coefficiente di ingranamento murario, pari al rapporto tra altezza del blocco e lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi;

f_{bdt} = rottura a trazione dei blocchi; ricavata sperimentalmente in laboratorio o da dati di letteratura scientifica;

f_{v0d} = resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali

Per la determinazione della **resistenza a taglio** τ_0 , f_{v0d} e del **modulo di taglio** G i risultati sono stati forniti in riferimento ai valori puntuali per via del ridotto campione di dati a disposizione. Tali dati sono stati ricavati mediante prove con *martinetti piatti verticali* (MPV), prove a *compressione diagonale in sito* (CDS) e *in laboratorio* (CDL) e prove *shove test* (ST).

1.4.2 Analisi della caratterizzazione sperimentale

M1 - Muratura in pietrame disordinato

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 7 (MPD)

valori di riferimento normativi: $1.00\text{MPa} < f < 2.00\text{MPa}$

$690\text{MPa} < E < 1050\text{MPa}$

dispersione dei dati: $\text{DSR}_{f,M1}=0.43$; $\text{DSR}_{E,M1}=0.65$

Come si osserva dalla figura 10A, le resistenze a compressione massima e minima sperimentali sono risultate inferiori di circa 0.60MPa rispetto ai valori previsti dalla normativa, mentre i valori sperimentali medi (croce) sono in linea con i minimi previsti dalla normativa ($\approx 1.00\text{MPa}$). La figura 10B invece, mostra come i valori sperimentali relativi al modulo elastico abbiano un intervallo più ampio rispetto a quello della normativa, nonostante i valori medi risultino comparabili ($\approx 900\text{MPa}$).

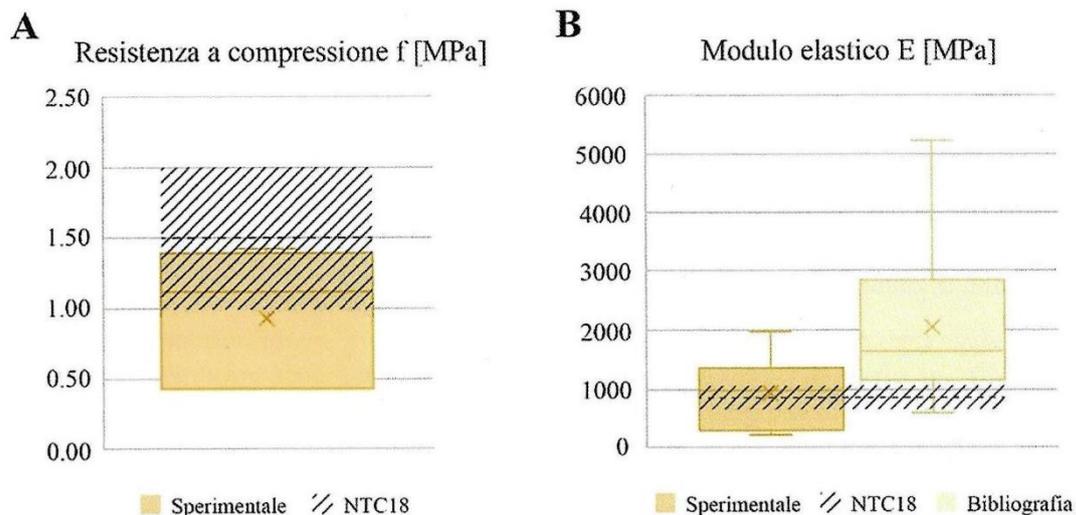


Figura 10) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M1, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Resistenza a taglio τ_0 e modulo di taglio G

n° di prove effettuate: 2 (MPV)

valori di riferimento normativi: $0.018\text{MPa} < \tau_0 < 0.032\text{MPa}$

$230\text{MPa} < G < 350\text{MPa}$

Dalla figura 11 è possibile notare come una prova risulti rientrante nei limiti normativi ($\approx 0.03\text{MPa}$), mentre la seconda supera l'intervallo di più del doppio del valore. Non sono però state effettuate misurazioni sperimentali del modulo di taglio G.

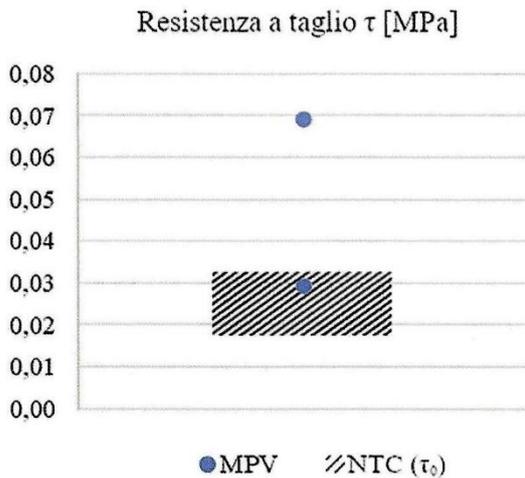


Figura 11) diagramma di tipo boxplot relativo alle prove di taglio sulla muratura M1, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

M2 - Muratura a conci sbalzati

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 6 (MPD)

valori di riferimento normativi: $f=2.00\text{MPa}$

$1020\text{MPa} < E < 1440\text{MPa}$

dispersione dei dati:

$\text{DSR}_{f,M2}=0.42; \text{DSR}_{E,M2}=0.36$

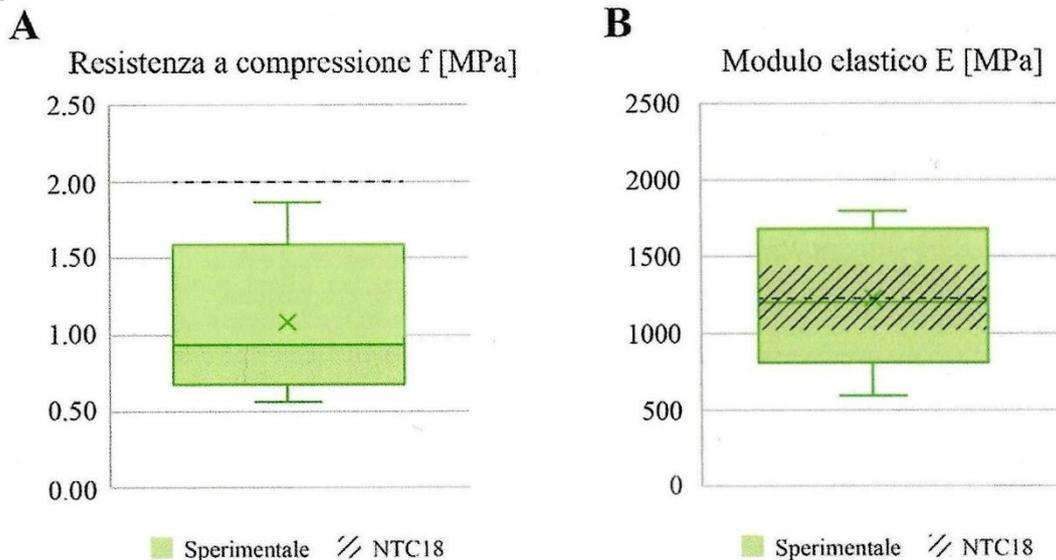


Figura 12) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M2, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Come si evince dalla figura 12A, i valori di riferimento relativi alla resistenza a compressione sperimentale risultano esterni e inferiori rispetto al valore normativo; il valore sperimentale della media (croce) risulta pari a circa 1.00MPa. Al contrario, la figura 12b mostra come per il modulo elastico il valore sperimentale medio (croce) risulti paragonabile a quello della normativa (≈ 1200 MPa), mentre i valori massimi e minimi sono distanziati per via della dispersione non trascurabile.

M3 - Muratura in pietre a spacco

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 8 (MPD)

valori di riferimento normativi: $2.60\text{MPa} < f < 3.80\text{MPa}$

$1500\text{MPa} < E < 1980\text{MPa}$

dispersione dei dati: $DSR_{f,M3}=0.32$; $DSR_{E,M3}=0.57$

I risultati sperimentali massimi e minimi della resistenza a compressione sono risultati inferiori ai livelli normativi di circa 1.00MPa (figura 13A); anche il valore medio sperimentale (2.20MPa) è inferiore al valore medio da normativa (3.20MPa). Il modulo elastico invece, presenta un valore minimo sperimentale in linea con il minimo previsto dalla normativa, mentre il valore massimo sperimentale è di circa 2.5 volte maggiore rispetto a quello della normativa.

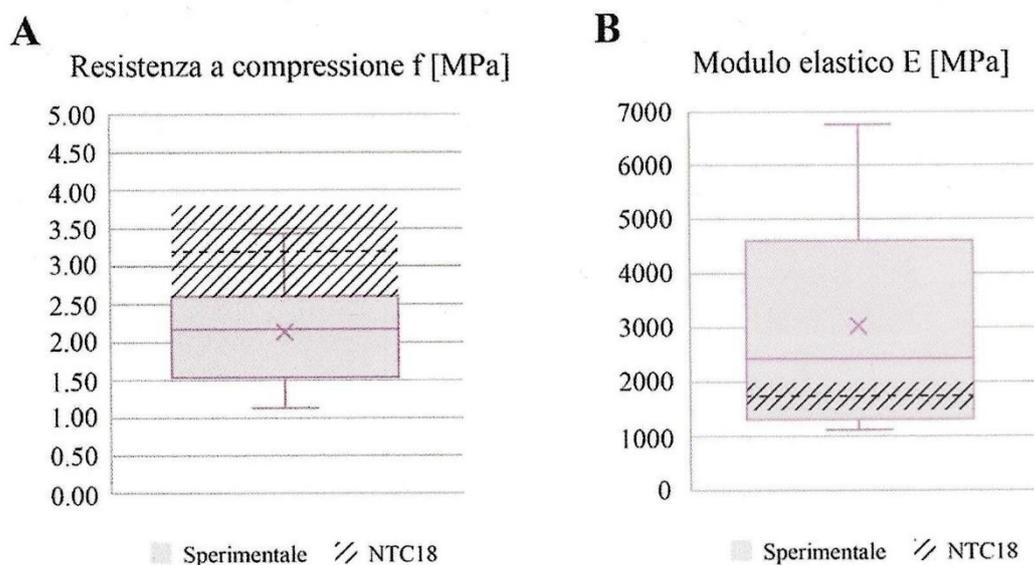


Figura 13) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M3, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

M4 - Muratura irregolare di pietra tenera

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 3 (MPD)

valori di riferimento normativi: $1.40\text{MPa} < f < 2.20\text{MPa}$

$900\text{MPa} < E < 1260\text{MPa}$

Per la scarsità delle prove effettuate i risultati sono stati riportati in forma puntuale. Come visibile in figura 14, la prima prova presenta i risultati sperimentali inferiori ($f=1.80$; $E=794$) che sono però in linea con i valori di riferimento normativi. La seconda ($f=2.58$; $E=2107$) e la terza prova ($f=2.79$; $E=1733$) riportano valori notevolmente superiori, che sono però più in linea con i riferimenti normati per le murature a conci regolari di pietra tenera (M5).

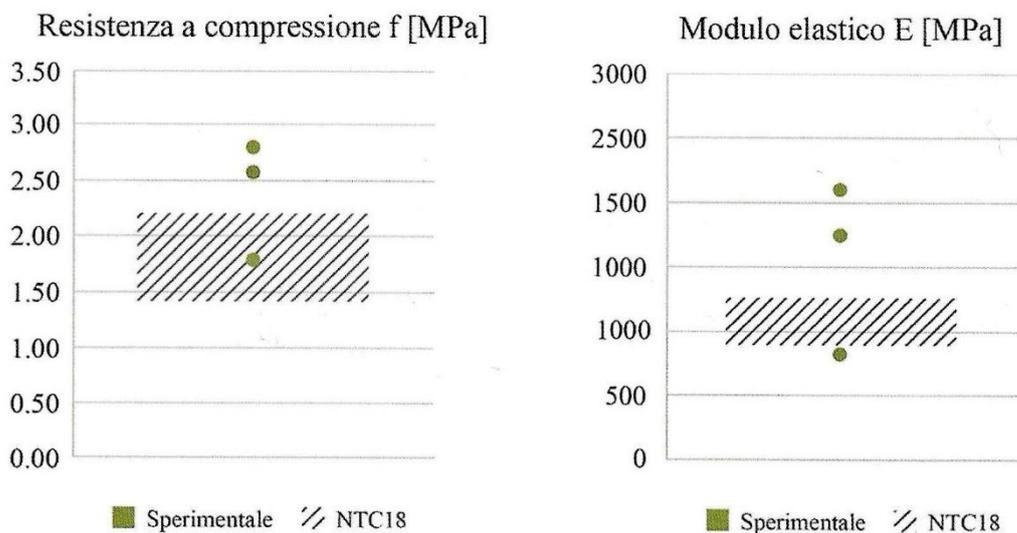


Figura 14) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M4, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

M5 - Murature a conci regolari di pietra tenera

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 10 (MPD)

valori di riferimento normativi: $2.00\text{MPa} < f < 3.20\text{MPa}$

$1200\text{MPa} < E < 1620\text{MPa}$

dispersione dei dati: $\text{DSR}_{f,M5}=0.50$; $\text{DSR}_{E,M5}=0.49$

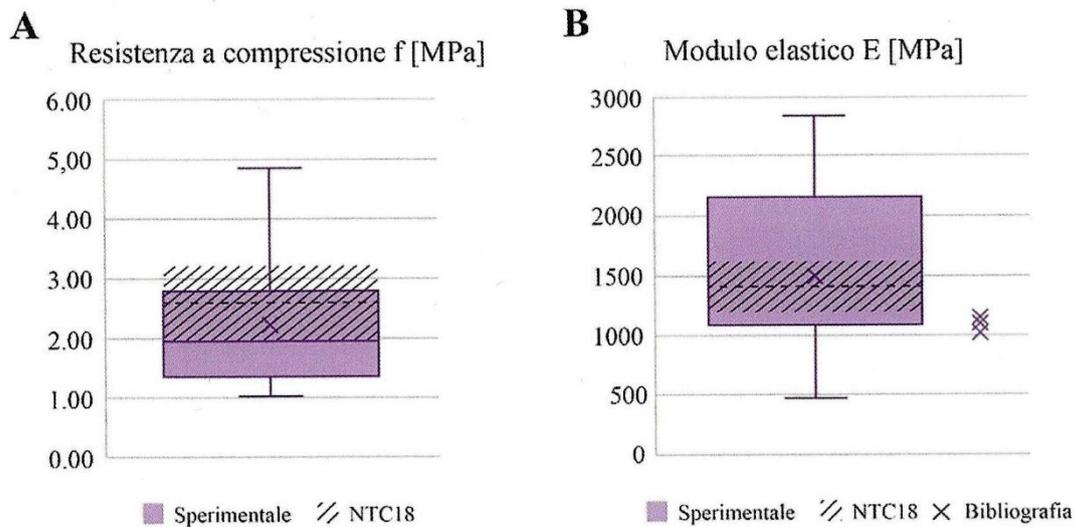


Figura 15) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M5, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

In questo caso i dati sperimentali della resistenza a compressione sono inferiori ai limiti da normativa di circa 0.5MPa (figura 15A). Tuttavia, il limite superiore sperimentale sembra risultare in linea con il valore medio da normativa (2.6MPa) mentre il valore medio sperimentale è paragonabile a quello minimo da normativa. Il modulo elastico invece ha limiti inferiori sperimentali paragonabili a quelli da normativa ($\approx 1200\text{MPa}$) e lo stesso vale per i valori medi ($\approx 1500\text{MPa}$), come riscontrabile nella figura 15B; infine, il valore massimo è circa 1.3 volte superiore al valore massimo da normativa.

M6 - Muratura a blocchi lapidei quadrati

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 12 (MPD)

valori di riferimento normativi: $5.80\text{MPa} < f < 8.20\text{MPa}$

$2400\text{MPa} < E < 3300\text{MPa}$

dispersione dei dati: $\text{DSR}_{f,M6}=0.38$; $\text{DSR}_{E,M6}=0.59$

La resistenza a compressione sperimentale riportata nella figura 16A risulta notevolmente inferiore rispetto all'intervallo fornito dalla normativa. La figura 16B mostra come non sia possibile effettuare un efficace confronto del modulo elastico sperimentale con i valori da normativa a causa dell'elevata dispersione dei dati ottenuti.

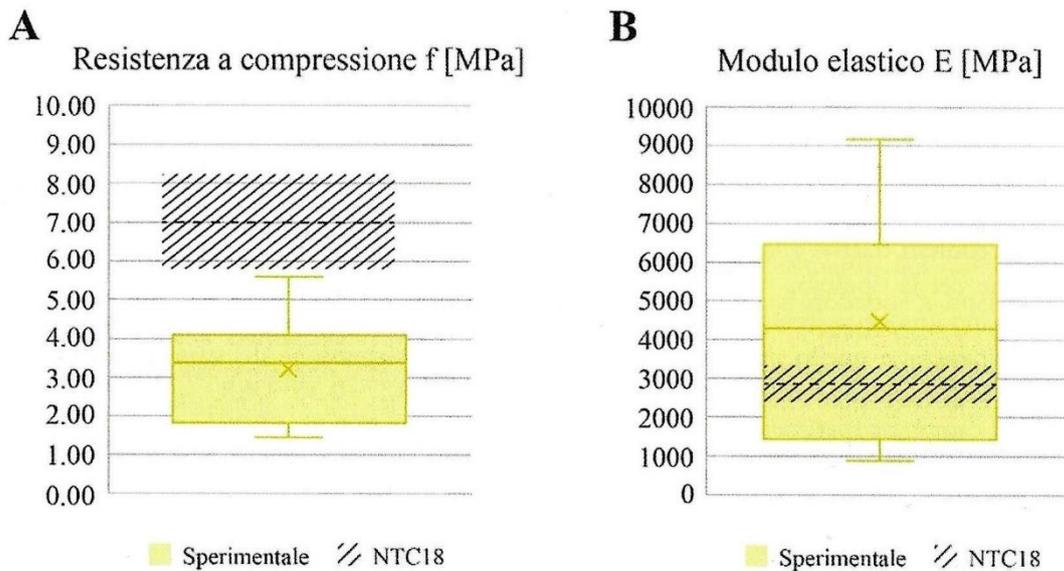


Figura 16) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M6, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

M7- Muratura in mattoni pieni con malta di calce

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 87 per f (MPD); 273 per E (MPD)

valori di riferimento normativi: $2.60\text{MPa} < f < 4.30\text{MPa}$

$1200\text{MPa} < E < 1800\text{MPa}$

dispersione dei dati: $\text{DSR}_{f,M7}=0.54$; $\text{DSR}_{E,M7}=0.73$

Nonostante una dispersione del dato importante, l'intervallo dei dati sperimentali risulta sovrapponibile rispetto a quello fornito dalla normativa, delineando una distribuzione del campione normale (figura 17A). Il modulo elastico sperimentale ha invece una dispersione estremamente elevata e la media risulta doppia rispetto ai valori normativi; in questo caso la distribuzione del campione è non normale (figura 17B).

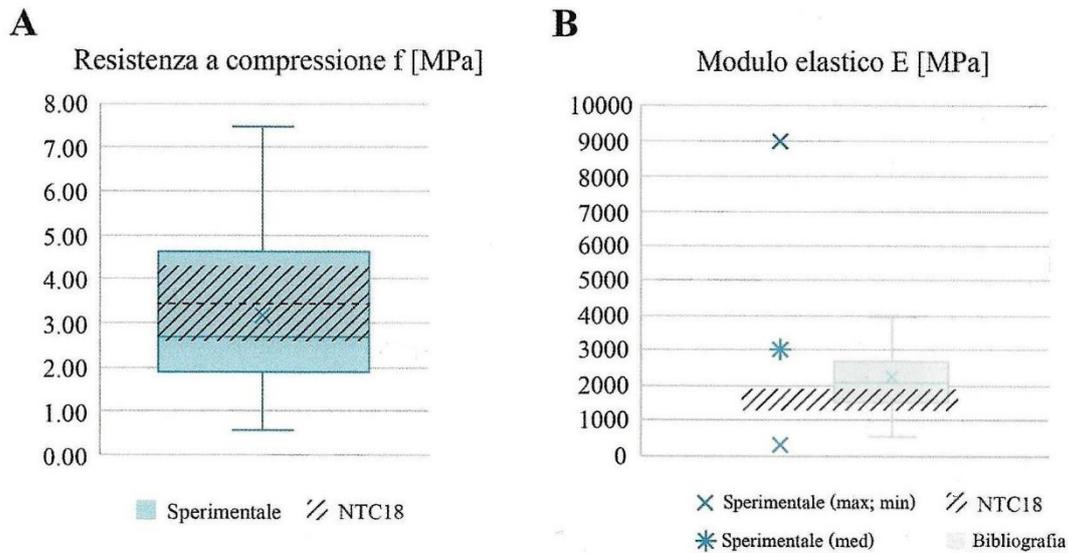


Figura 17) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M7, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Resistenza a taglio τ_0 e modulo di taglio G

n° di prove effettuate: 12 (4 MPV; 4 CDS; 4 ST)

valori di riferimento normativi: $0.05\text{MPa} < \tau_0 < 0.13\text{MPa}$

$0.13\text{MPa} < f_{v0} < 0.27\text{MPa}$

$400\text{MPa} < G < 600\text{MPa}$

Le prove a fessurazione diagonale (figura 18A) eseguite con MPV e CDS provocano la crisi del pannello per trazione diagonale. I valori medi delle prove di compressione diagonale risultano in linea con i valori normativi, mentre i valori medi delle prove con martinetti piatti verticali sono leggermente superiori al limite normativo ($\approx 0.16\text{MPa}$). Le prove di fessurazione a scaletta (figura 18B) eseguite mediante ST hanno condotto alla crisi dei giunti; due di queste prove sono risultate inferiore al valore minimo (0.05MPa ; 0.06MPa), mentre le altre due sono risultate superiori al valore massimo (0.44MPa ; 0.36MPa). Il modulo di taglio G ottenuto dalle prove CDS risulta 397 , quindi in linea con i minimi normativi.

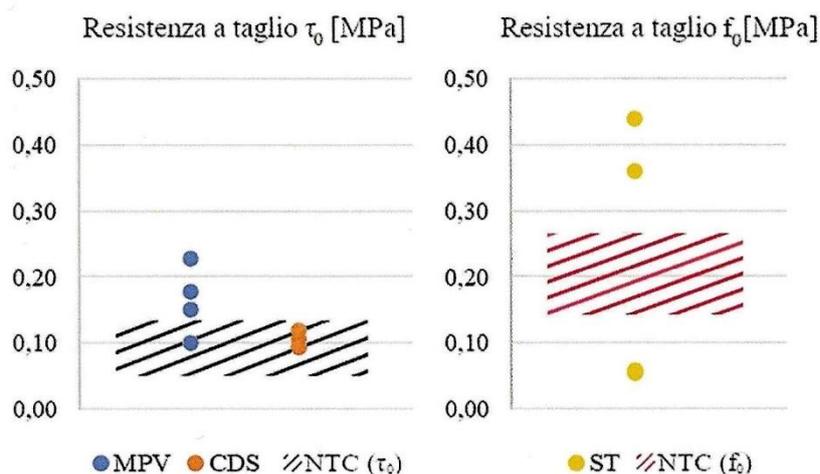


Figura 18) diagramma di tipo boxplot relativo alle prove di taglio sulla muratura M7, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

M8 - Murature in mattoni semipieni con malta cementizia

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 37 per f (MPD); 50 per E (MPD)

valori di riferimento normativi: $5.00\text{MPa} < f < 8.00\text{MPa}$

$3500\text{MPa} < E < 5600\text{MPa}$

dispersione dei dati: $\text{DSR}_{f,M8}=0.43-0.50$; $\text{DSR}_{E,M8}=0.69-0.70$

Per quanto riguarda le murature in cattive condizioni (figura 19) la resistenza a compressione ha risultati normali sebbene si discostino ampiamente dall'intervallo fornito dalla normativa; invece, il modulo elastico ha una distribuzione dei dati sperimentali non normale e la media è inferiore all'intervallo normato di circa un 20%.

Per quanto riguarda invece la muratura con malta in buono stato (figura 20) sia la resistenza a compressione che il modulo elastico presentano una distribuzione dei dati non normale. Nello specifico, la resistenza a compressione sperimentale risulta inferiore all'intervallo presente nella normativa, ma il massimo sperimentale coincide circa con il minimo da normativa ($\approx 6.00\text{MPa}$); il modulo elastico presenta anch'esso una differenza sostanziale con i valori da normativa.

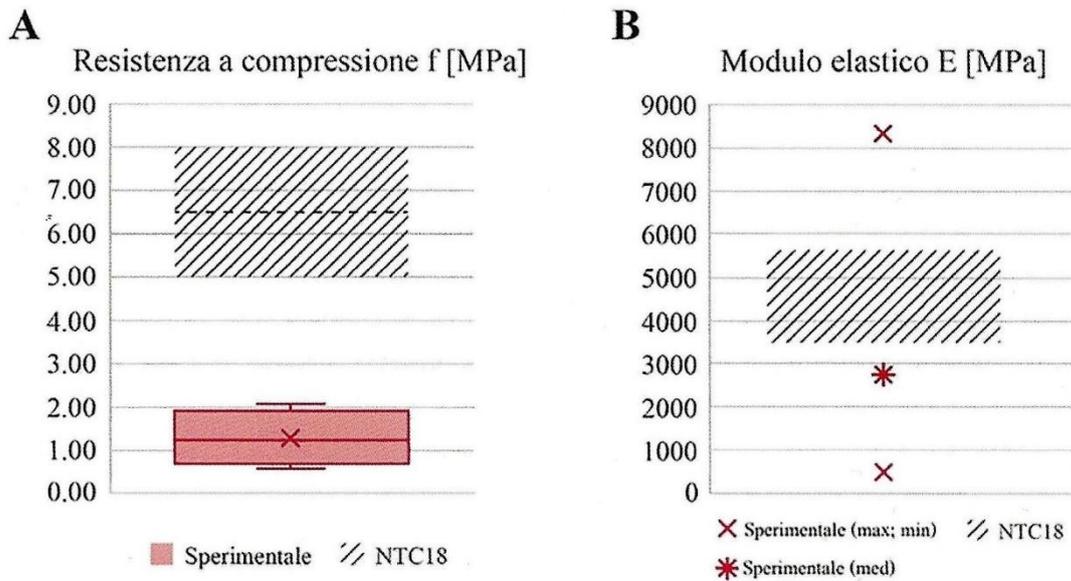


Figura 19) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M8 in cattive condizioni, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

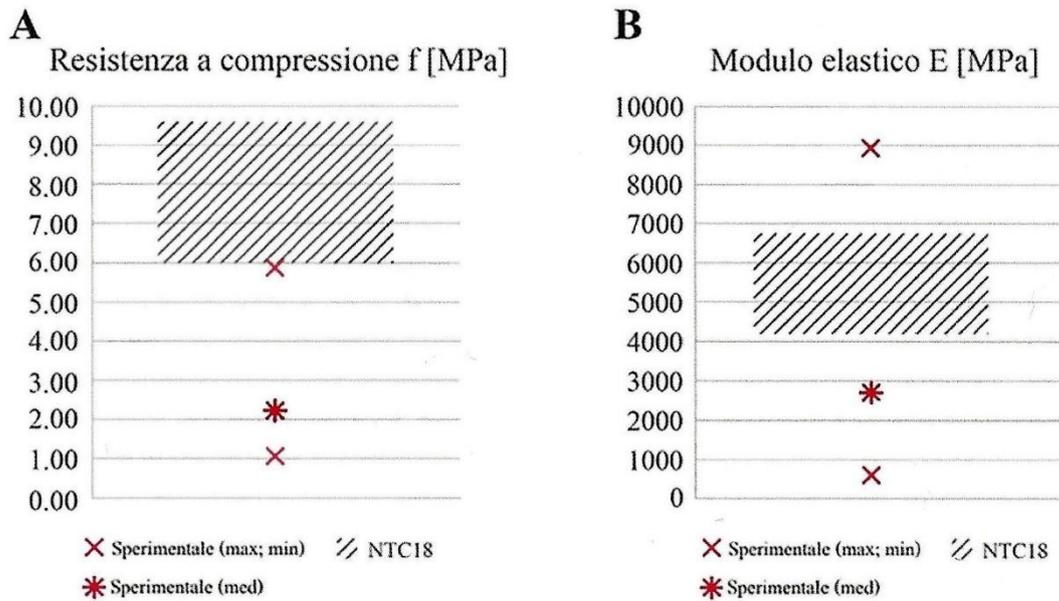


Figura 20) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura M8 con buona malta, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Resistenza a taglio τ_0 e modulo di taglio G

n° di prove effettuate: 4 (2 MPV; 2 CDL)

valori di riferimento normativi: $0.08\text{MPa} < \tau_0 < 0.17\text{MPa}$

In questo caso tutti i valori sperimentali risultano superiori al massimo previsto da normativa sia per le prove MPV che per quelle CDL. Non sono state effettuate misurazioni sperimentali del modulo di taglio.

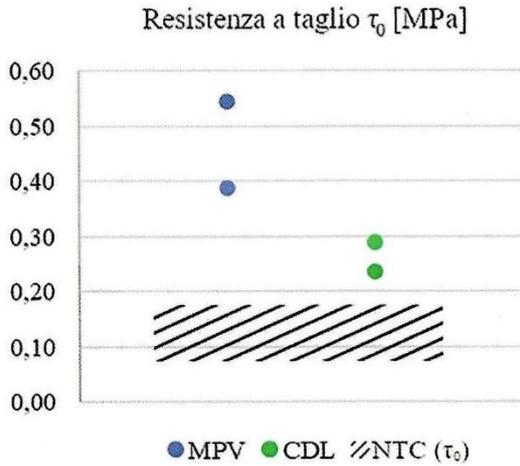


Figura 21) diagramma di tipo boxplot relativo alle prove di taglio sulla muratura M8, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

MX1 - Muratura mista in pietra e mattoni pieni

Resistenza a compressione f e modulo elastico E

n° di prove effettuate: 20 (MPD)

dispersione dei dati: $DSR_{f,MX1}=0.59$; $DSR_{E,MX1}=0.85$

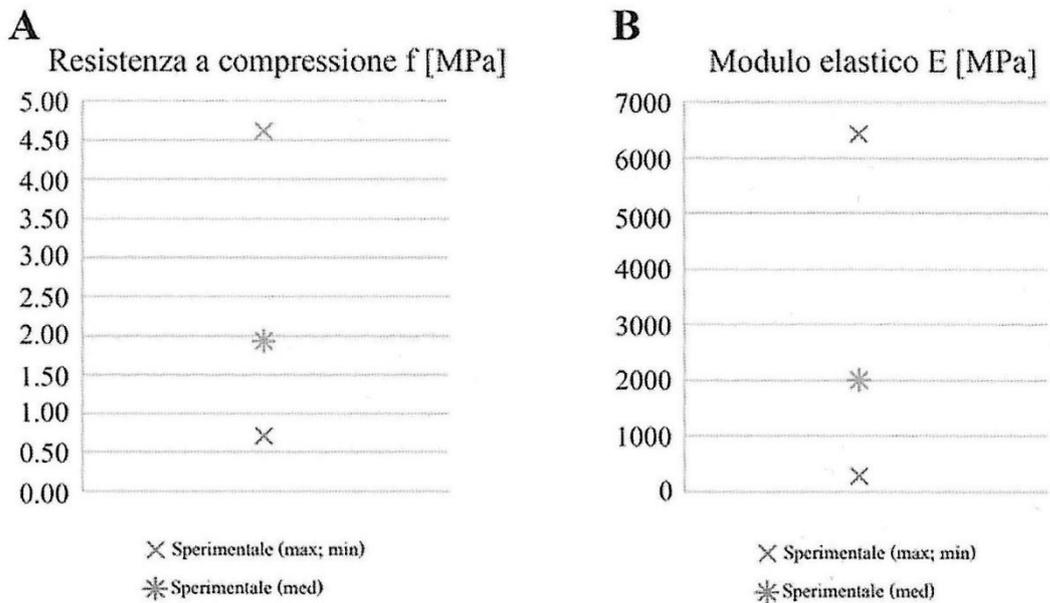


Figura 22) diagrammi di tipo boxplot relativi alle prove di compressione sulla muratura MX1, fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

Nonostante questa muratura risulti comune in contesto regionale e nazionale, non viene inclusa all'interno del quadro normativo, pertanto non è stato possibile effettuare un confronto dei valori. Gli intervalli dei valori ottenuti dalle prove sperimentali hanno una dispersione molto elevata e sembrano rientrare nei range normativi relativi alle murature in pietra.

Altre murature

Per quanto riguarda le murature MX2 (in mattoni pieni a sacco) e MX3 (in blocchi di calcestruzzo forati), le prove effettuate sono così scarse da non poter costituire una caratterizzazione meccanica dei paramenti murari.

Sulle murature MX4 (in terra cruda) non sono state eseguite prove sperimentali di alcun tipo.

Tabella 4) Tipologie murarie e numero di prove effettuate. Rispettivamente le prove sono divise in prove con martinetti piatti doppi (MPD), martinetti piatti verticali (MPV), compressione diagonale in situ (CDS), compressione diagonale in laboratorio (CDL) e shove test (ST); fonte: “Murature Storiche nella Regione Marche. specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale” di Quagliarini E., Pace G., Romano G. (2023)

ID	TIPOLOGIA MURARIA	PROVE EFFETTUATE					
		MPD	MPV	CDS	CDL	ST	
		f [n]	E [n]	τ_0 [n]	τ_0 [n]	τ_0 [n]	f_{v0} [n]
M1	<i>Muratura in pietrame disordinata</i>	7	7	2	-	-	-
M2	<i>Muratura a conci sbazzati</i>	6	6	-	-	-	-
M3	<i>Muratura in pietre a spacco</i>	8	8	-	-	-	-
M4	<i>Muratura irregolare di pietra tenera</i>	3	3	-	-	-	-
M5	<i>Muratura a conci regolari di pietra tenera</i>	10	10	-	-	-	-
M6	<i>Muratura a blocchi lapidei squadriati</i>	12	12	-	-	-	-
M7	<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</i>	87	273	4	4	-	4
M8	<i>Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia</i>	37	50	2	-	2	-
MX1	<i>Muratura mista in pietre e mattoni</i>	20	20	1	2	-	-
MX2	<i>Muratura in mattoni pieni a sacco</i>	3	1	-	-	-	-
MX3	<i>Muratura in blocchi di calcestruzzo forati</i>	-	1	-	-	-	-
MX4	<i>Muratura in terra cruda</i>	-	-	-	-	-	-

Capitolo 2 - I MATERIALI FIBRORINFORZATI

2.1 Caratteristiche e proprietà meccaniche degli FRP

Gli FRP (fiber reinforced polymers) sono dei materiali compositi rinforzati con lunghe fibre continue e costituiti da una matrice polimerica di natura organica.

L'utilizzo degli FRP è abbastanza recente; tali materiali trovano largo impiego nel campo della riabilitazione e del consolidamento strutturale anche per via delle loro elevate proprietà meccaniche, delle caratteristiche anticorrosive e della loro leggerezza che permette di non aggiungere ulteriori carichi alle strutture da rinforzare. L'utilizzo dei materiali compositi può dunque risultare necessario sia in caso si debba limitare l'impatto estetico sulla struttura, sia per permettere di intervenire su edifici di interesse storico e artistico dove potrebbe essere difficile il ricorso a tecniche più tradizionali.

Il comportamento dei materiali compositi, dal punto di vista costruttivo, risulta prevalentemente elastico lineare fino alla rottura; sono inoltre materiali eterogenei poiché composti da più "fasi" (ovvero differenti materiali) di differente natura, macroscopicamente distinguibili e con proprietà fisico-meccaniche sufficientemente differenti; infine sono materiali anisotropi in quanto le fibre che li costituiscono presentano diverse proprietà nelle diverse direzioni.

Le loro caratteristiche in esercizio sono poi definite dalla geometria (forma, dimensione e distribuzione delle dimensioni), dalla disposizione (ovvero l'orientamento rispetto agli assi di simmetria del materiale) e dalla concentrazione (frazione di volume, dispersione).

Le fibre degli FRP possono essere disposte in tre modi diversi ovvero:

- Unidirezionali → le fibre sono orientate nella direzione della lunghezza e tenute insieme da una trama leggera di tipo non strutturale.
- Bidirezionali → hanno una tessitura trama-ordito ortogonale con solitamente la stessa quantità di fibre nelle due direzioni.
- Multiassiali → presenta fibre orientate in diverse direzioni.

Generalmente sono le fibre a svolgere il ruolo di elemento portante, mentre è compito della matrice quello di protezione delle fibre e di permettere una ripartizione uniforme degli sforzi.

In Figura 23 sono rappresentati qualitativamente i legami costitutivi di un materiale composito fibrorinforzato unidirezionale e delle sue fasi costituenti: matrice e fibre. Il composito mostra rispetto alle fibre una rigidità inferiore ma la medesima deformazione a rottura $\varepsilon_{\text{fib,max}}$ superata la quale non è reso possibile un completo trasferimento degli sforzi dalle fibre alla matrice.

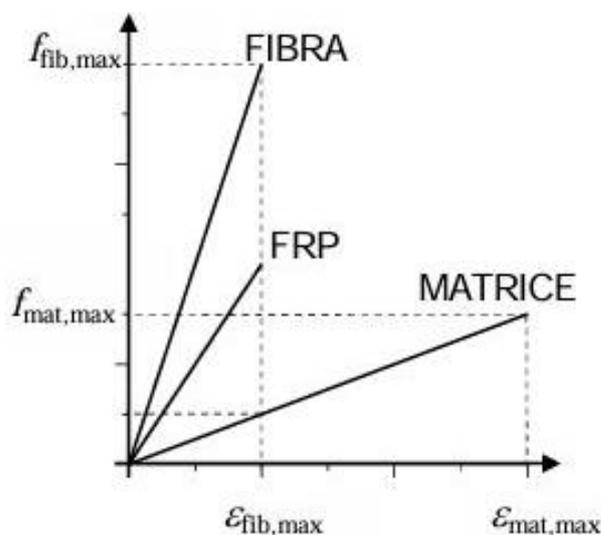


Figura 23) Diagramma dei legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito, fonte: CNR-DT 200 R1/2013

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ϵ_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm ³]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
Fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
Fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
Fibre aramidiche	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
Matrice polimerica	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
Acciaio da costruzione	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Tabella 5) Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzioni (valori indicativi), fonte: CNR-DT 200/2004

2.1.1 Legame costitutivo

Nonostante i materiali compositi siano eterogenei, per via del fatto che la scala delle applicazioni che interessano l'ingegneria civile è di gran lunga più grande di quella relativa alla microstruttura del materiale, è possibile trascurare l'eterogeneità schematizzando il materiale reale con un continuo omogeneo. Quindi se si assume che gli stati di sforzo e di deformazione in un punto generico del continuo siano rappresentabili dalle componenti del tensore degli sforzi, $\underline{\sigma}$, e dalle relative

componenti del tensore di deformazione, $\underline{\varepsilon}$, il comportamento meccanico di un solido omogeneo elastico e anisotropo è definibile mediante 21 costanti elastiche indipendenti per il tramite di una relazione matriciale del tipo:

$$\underline{\sigma} = [C] \underline{\varepsilon} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{15} & C_{25} & C_{35} & C_{45} & C_{55} & C_{56} \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & C_{46} & C_{56} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

con $[C]$ = matrice di rigidità.

Per una caratterizzazione completa della matrice è richiesta la valutazione delle costanti attraverso opportune combinazioni e prove di taglio; il numero delle costanti può ridursi sensibilmente nel caso il materiale abbia qualche simmetria, come nella quasi totalità dei materiali compositi di interesse ingegneristico. Molti compositi unidirezionali costituiti di fibre allineate in un'unica direzione possono essere considerati trasversalmente isotropi e in tal caso le costanti elastiche indipendenti si riducono a 5 e la matrice di rigidità assume la seguente forma:

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{23} & C_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(C_{22} - C_{23}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

Nella pratica è però più conveniente riferirsi alle costanti ingegneristiche (E, ν, G) in quanto presentano valori distinti nelle diverse direzioni. In funzioni di tali costanti si può esprimere la matrice di deformabilità $[S]$ del materiale, corrispondente all'inversa della matrice di rigidità $[C]$. Le costanti ingegneristiche indipendenti sono anche esse in numero di cinque e risultano $E_1, E_2, \nu_{12}, \nu_{23}, G_{12}$ e permettono di esprimere la matrice come segue:

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1 + \nu_{23})}{E_2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Un' ulteriore semplificazione permette di ridurre le costanti a 4, considerando che i materiali fibrorinforzati sono in genere costituiti dall'incollaggio di più strati sottili unidirezionali detti lamine. Infatti, la sola lamina può essere schematizzata come uno strato di materiale trasversalmente isotropo in stato piano di tensione, in cui il legame costitutivo si semplifica nel seguente modo:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Le quattro costanti vengono determinate con prove di trazione monoassiale cambiando l'angolo di inclinazione delle fibre, θ , rispetto alla direzione di carico: E_1 e ν_{12} si ricavano con $\theta=0^\circ$, mentre E_2 con $\theta=90^\circ$ si calcola; per calcolare G_{12} l'angolo θ dipenderà dalla geometria del rinforzo.

In questo modo, la conoscenza delle costanti ingegneristiche permette di definire con opportune formule di trasformazione il comportamento di un materiale fibrorinforzato indipendentemente dalla direzione di sollecitazione.

2.1.2 Criteri di rottura

Se studiato a livello micromeccanico, il comportamento a rottura dei compositi fibrorinforzati è un fenomeno particolarmente complesso che dipende da diversi fattori quali la tipologia del carico e le proprietà dei materiali costituenti (fibra, matrice ed interfaccia). Per tale motivo, i criteri di rottura dei materiali compositi sono preferibilmente riferiti ad una scala macromeccanica e basati sull'assunzione di omogeneità. Inoltre, viene ipotizzato un comportamento lineare sino a collasso. Il comportamento fragile degli FRP induce però a due questioni importanti:

- La fragilità dei materiali compositi potrebbe limitare il comportamento duttile del calcestruzzo. Tuttavia, questi materiali possono migliorare e la resistenza e la duttilità di elementi confinati (per esempio colonne);
- La distribuzione degli sforzi è limitata a causa della mancanza di duttilità, rendendo necessari criteri di progettazione del rinforzo diversi dai tradizionali rinforzi in acciaio).

Nel caso di una lamina soggetta ad uno stato piano di tensione, uno dei criteri di rottura più semplici è quello dello sforzo massimo, che comunque si rivela affidabile e in accordo con i dati sperimentali solo per prove di trazione monoassiale con angoli di inclinazione delle fibre minori di 15° e maggiori di 45° . La resistenza e le proprietà del materiale composito sono quindi variabili in base alla disposizione delle fibre al suo interno, in funzione della direzione d'applicazione del carico.

2.2 Classificazione e tipologie di FRP

Le fibre più comuni utilizzate per la produzione dei materiali compositi sono quelle di vetro, quelle di carbonio e quelle aramidiche. Differiscono tra di loro per le corrispondenti proprietà meccaniche quali modulo elastico, resistenza a trazione, densità e coefficiente di dilatazione termica α .

2.2.1 Classificazione delle fibre

L'applicazione degli FRP può essere eseguita mediante l'uso di lamine monostrato (fibre disposte in un unico strato) oppure laminati (fibre disposte liberamente). Le fibre vengono distinte secondo le loro forme più comuni in:

- Filamento → elemento base con dimensioni di circa $10\ \mu\text{m}$ di diametro;

- cavo di filatura (tow) → prodotto dalla macchina di filatura e costituito da un fascio formato da migliaia di filamenti, senza torsione, usati come fibra discontinua;
- filo o filato (yarn) → filo formato da fibre tenute insieme da torsione;
- filo assemblato (roving) → fascio costituito da filati assemblati in parallelo e senza torsione intenzionale.

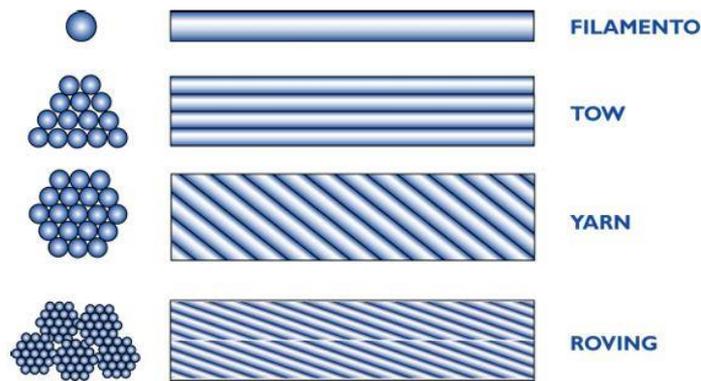


Figura 24) tipologie di fibre più comuni, fonte: CNR-DT 200/2004

Questi fili possono venire dunque combinati tra loro per formare dei teli di fibre (disposte casualmente) per formare dei tessuti (fabric). Questi ultimi sono ottenuti tramite cucitura o incollatura di più fili e sono forniti in rotoli pronti all'uso. Possono essere poi ulteriormente distinti in base alla disposizione delle fibre in:

- tessuti monodirezionali, con le fibre tutte orientate nella direzione principale (ordito, *warp*);
- tessuti bidirezionali, con fibre disposte nella direzione della trama (*weft*) e ordito in maniera bilanciata;
- tessuti multiassiali, con fibre orientate in più direzioni.

2.2.2 Tipologie di fibre principali

Fibre di vetro

Gli FRP base di fibre di vetro sono definiti normalmente con l'acronimo GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers). Questa tipologia di fibre è prevalentemente utilizzata in campo navale e industriale per la fabbricazione di compositi con prestazioni medio-alte. Le fibre di vetro si caratterizzano in particolare per la loro elevata resistenza.

I GFRP sono composti prevalentemente da silice in struttura tetraedrica (SiO_4) a cui sono aggiunti ossidi di diverso tipo (alluminio, ferro, calcio, magnesio, sodio, boro, bario) in modo tale da facilitarne la lavorazione e modificare alcune proprietà

del vetro stesso. I GFRP si distinguono quindi in base alla composizione in vetro E (Electric glass, utilizzato nel campo elettrico per le sue proprietà di isolamento) e vetro S (Strength glass, con resistenze notevoli a temperature elevate, ma ha scarsa resistenza in ambiente alcalino).

	VETRO E	VETRO S
Ossido di silicio	54.3	64.20
Ossido di alluminio	15.2	24.80
Ossido di ferro	-	0.21
Ossido di calcio	17.2	0.01
Ossido di magnesio	4.7	10.27
Ossido di sodio	0.6	0.27
Ossido di boro	8.0	0.01
Ossido di bario	-	0.20
Varie	-	0.03

Tabella 6) Composizione tipica delle fibre di vetro (% in peso), fonte: CNR-DT 200/2004

Le fibre di vetro sono prodotte miscelando a secco sabbia, allumina e calcare, per poi portare a fusione tale miscela (circa 1260°C) in una fornace a refrattari. Il prodotto viene dunque filato e i singoli filamenti sono raggruppati con un'eventuale esercitazione di una leggera torsione, fino a formare una treccia o una fibra (strand o end). Le treccie sono poi raccolte in "roving".

Il modulo di elasticità normale delle fibre di vetro (intorno ai 70 GPa per le fibre di vetro E e 90 GPa per le fibre di vetro S) risulta inferiore rispetto a quelli delle fibre di carbonio e delle fibre aramidiche, ed offrono una bassa resistenza all'abrasione.

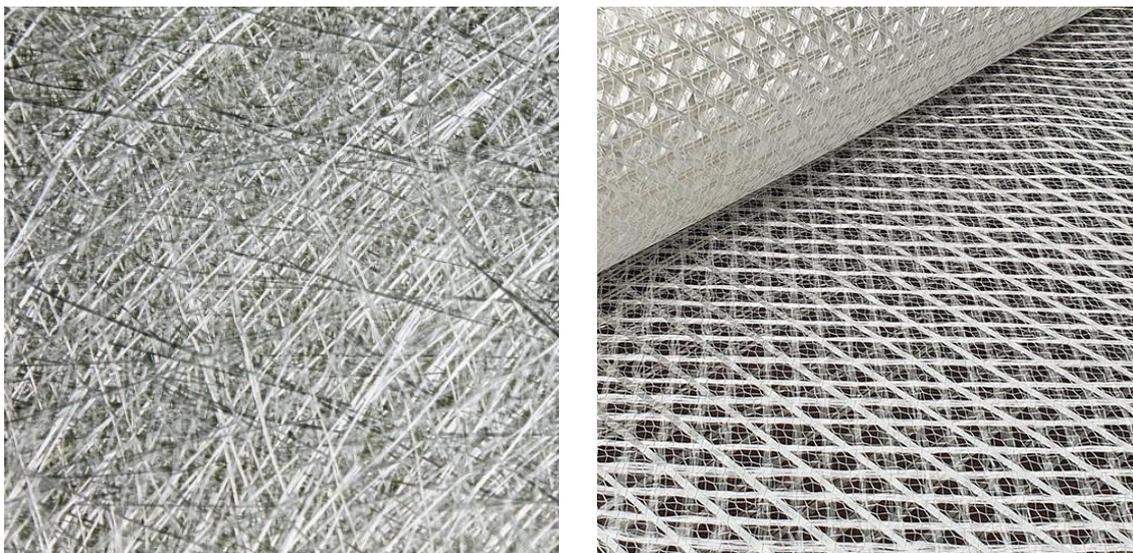


Figura 25) tessuti in fibra di vetro, rispettivamente tessuto di tipo "mat" a sinistra e tessuto multiassiale a destra

Le carenze principali di questa tipologia di fibre sono la resistenza a fatica e la resistenza allo scorrimento viscoso. Le fibre sono quindi sottoposte ad un trattamento di ensimaggio al fine di proteggere le fibre dall'azione degli agenti alcalini e dell'umidità e per garantire un aumento dell'adesione con la matrice. Questo trattamento aumenta la durabilità e la resistenza a fatica del materiale composito incrementando la compatibilità tra le fibre e la matrice.

Fibre di carbonio

Le fibre di carbonio sono individuate tramite l'acronimo CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) e sono utilizzate per costituire materiali compositi ad alte prestazioni, ma di costo elevato; ciò tende a limitare il loro impiego in campo civile. Le fibre di carbonio presentano una struttura di tipo cristallino a forma esagonale per via della grafite, i cui atomi di carbonio si organizzano in strutture planari che sono tenute insieme da forze trasversali deboli (Van der Waals). Questo tipo di conformazione particolare fa sì che il modulo di elasticità normale e la resistenza delle fibre stesse siano elevati nella direzione dei piani e molto inferiori nella direzione trasversale. Le loro proprietà però dipendono molto sia dal processo tecnologico di produzione, che dal materiale di base, rappresentato principalmente poliacrilonitrile (PAN) e rayon.

Rispetto alle fibre di vetro e a quelle aramidiche, hanno una minore sensibilità al fenomeno dello scorrimento viscoso (creep).

Le fibre di carbonio sono prodotte tramite pirolisi, ovvero decomposizione termica delle sostanze organiche in assenza di ossigeno; queste sono dunque dapprima "stabilizzate", ovvero sottoposte a trattamento termico a 200-240 °C in aria per 24 ore consecutive, poi carbonizzate a 1500 °C in atmosfera inerte, infine sottoposte a grafitizzazione in atmosfera inerte a 3000 °C.

Fibre aramidiche

Le fibre aramidiche, identificate mediante l'acronimo AFRP, sono di natura organica costituite da poliammidi aromatiche in forma estremamente orientata. Sono distinte prevalentemente per via della loro resistenza alla manipolazione e tenacità.

Parlando di modulo di elasticità normale e la resistenza a trazione, presentano parametri intermedi tra quelli della fibra di vetro e della fibra di carbonio, ma posseggono un'elevata resistenza agli urti e all'abrasione.

La problematica principale degli AFRP è la forte anisotropia, che influisce sulla resistenza a compressione (pari a circa 1/8 di quella a trazione) con la possibilità di favorire uno snervamento localizzato e conseguente instabilità del materiale;

possono inoltre degradarsi se sottoposti a esposizione prolungata ai raggi UV, con la perdita della resistenza a trazione fino al 50% del totale.

Tali fibre sono prodotte mediante estrusione e successivo raffreddamento veloce del polimero, con successivo essiccamento. Un trattamento di orientazione a caldo permette di migliorare ulteriormente le caratteristiche meccaniche.

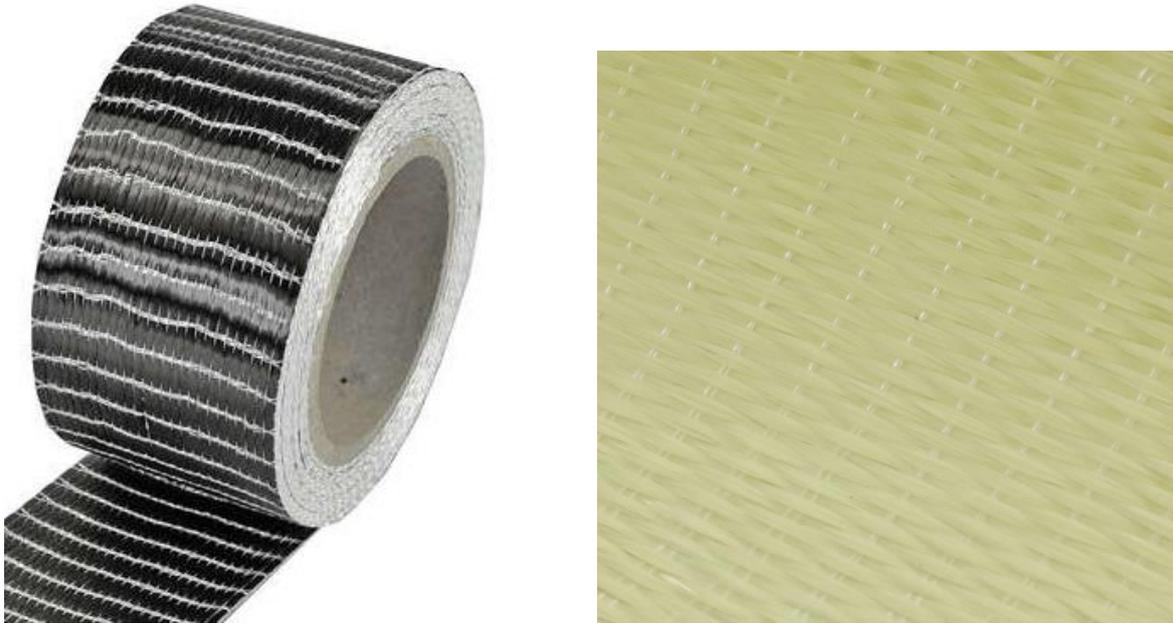


Figura 26) Rispettivamente a sinistra un nastro in fibra di carbonio unidirezionale, a destra un esempio di tessuto in fibre aramidiche unidirezionali

Fibre di acciaio

Questo tipo di materiali compositi sono costituiti da fili di acciaio. Vengono denominati SRG (Steel Reinforced Grout) o SRP (Steel Reinforced Polymer), a seconda che sia usata rispettivamente una matrice cementizia o una matrice polimerica.

I fili di acciaio sono riuniti in micro-trefoli ad altissima resistenza e termosaldati su una rete in fibra di vetro non strutturale che ne facilita la posa e la lavorabilità. Le prestazioni del rinforzo sono legate al numero di fili che costituiscono il trefolo, alla loro modalità di intreccio e alla densità del tessuto (numero di trefoli per unità di lunghezza).

Questi materiali compositi presentano diversi vantaggi, quali un maggiore incremento della duttilità nell'elemento rinforzato, una maggiore compatibilità con le resine termoplastiche o termoindurenti, alta resistenza al fuoco, maggiore facilità di messa in opera e costi ridotti.

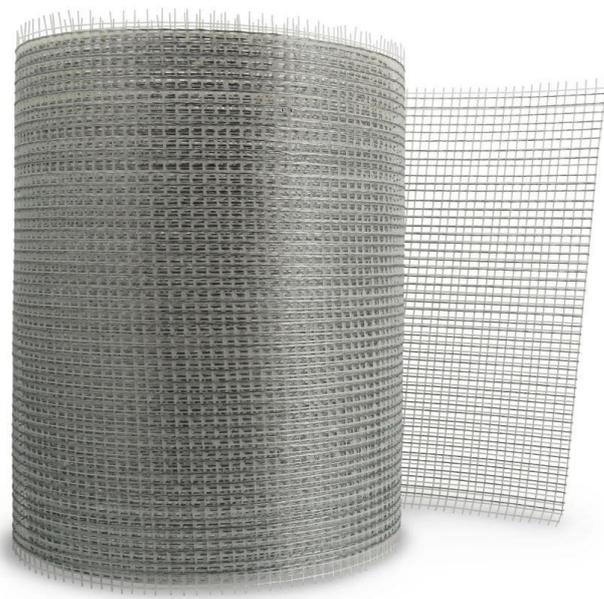


Figura 27) Rotolo in fibra di acciaio galvanizzato unidirezionale su rete in fibra di vetro

Fibre di basalto

Sono fibre di origine naturale introdotte recentemente in ambito civile per via delle buone proprietà meccaniche (anche ad alte temperature) e del costo ridotto. Sono prodotte filando le rocce basaltiche senza aggiungere precursori o additivi e a seconda della roccia impiegata si ottiene una fibra con proprietà fisico-meccaniche differenti. A differenza delle fibre di vetro, le fibre di basalto risultano inerti in ambiente alcalino in quanto non contengono acqua o aria.

2.3 Filati e tessuti

2.3.1 Caratteristiche tecniche dei filati (yarn)

I filati costituiscono la materia prima per la fabbricazione dei tessuti, per tanto non sono commercializzati come materiali per il rinforzo strutturale e spetta alle aziende produttrici mettere a disposizione del cliente le loro caratteristiche tecniche e i relativi certificati di conformità. Per determinare il titolo di un filato (ovvero la massa per unità di lunghezza) se ne preleva un campione di lunghezza definita dal tessuto e se ne effettua la pesatura come stabilito dalla norma ISO 1889:2009(E). Il titolo è dato dal seguente rapporto:

$$T_x = \frac{P \cdot 1000}{L} \quad (2.5)$$

Con: T_x = titolo del filato espresso in Tex [g/cm³];

P = massa del campione espressa in grammi;

L = lunghezza del campione espressa in metri.

L'area della sezione trasversale di un filo o di una matassa è determinabile a partire dal titolo, secondo la relazione seguente:

$$A = \frac{T_x}{\rho \cdot 1000} \quad (2.6)$$

Con: A = area della sezione trasversale, espressa in mm^2 ;

ρ = densità di massa del filato, espressa in g/cm^3 .

2.3.2 Tipologie di tessuti non impregnati

Sono tessuti non impregnati di resina, definiti anche come “secchi”.

Quello più semplice è la stuovia, ottenuta a partire dal roving che, essendo privo di ritorcitura, permette al proprio filo di schiacciarsi all'incrocio tra trama e ordito. Si ottiene un tessuto adatto alla realizzazione di manufatti di elevate dimensioni.

Le tipologie di tessuti non impregnati più comuni sono la tela, il batavia e il raso. La tela ha una struttura rigida e più stabile per via della trama molto fitta, ma ha come principali svantaggi la difficoltà di impregnazione con la resina e il fatto che sia trama che ordito sono molto ondulati (comportando una minore efficienza del rinforzo nel piano).

Il batavia (o twill, 2 fili sopra e 2 fili sotto) e il raso (o satin) sono più flessibili ma più facilmente danneggiabili durante la fase di manipolazione. Il tessuto satin, in particolare, è intrinsecamente più rigido nel piano di laminazione e presenta una minore ondulazione delle fibre lungo entrambe le direzioni.

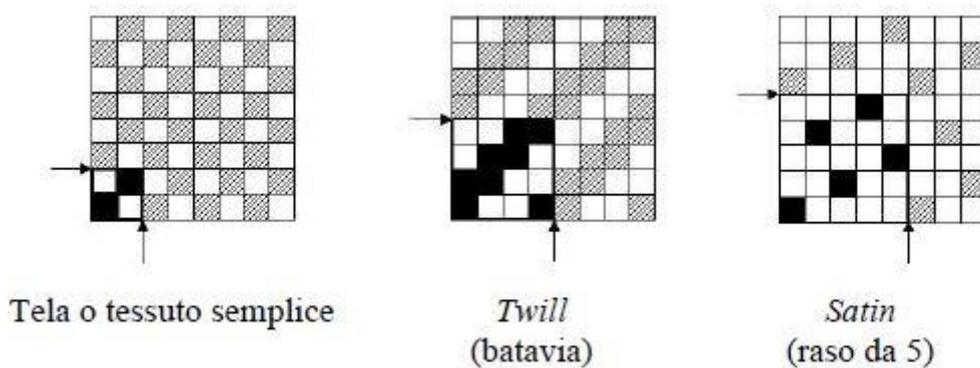


Figura 28) Tipologie di tessuti, dove la casella nera (o tratteggiata) indica che il filo di trame è sopra quello di ordito, mentre la casella bianca indica in che il filo di trama è sotto quello di ordito, fonte: CNR-DT 200 R1/2013

2.3.3 Caratteristiche dei tessuti non impregnati

I tessuti sono distribuito allo stato secco in rotoli, da usare con apposite resine. Possono essere unidirezionali, bidirezionali o multiassiali. Nel caso in cui siano forniti solo il titolo del filato e la geometria, la determinazione della massa per

unità di superficie delle fibre (grammatura) in una determinata direzione può essere eseguita attraverso la seguente relazione:

$$p_x = \frac{T_x \cdot N_f}{10} \quad (2.7)$$

Con: p_x = massa del tessuto nella direzione interessata, espressa in g/m²;

T_x = titolo del filato espresso in Tex [g/cm³];

N_f = numero di fili per unità di larghezza [n°/cm].

2.4 Lamine e laminati

I compositi fibrorinforzati si possono distinguere in due categorie:

- Monostrato (lamina)
- Multistrato (laminati)

Nelle lamine, le fibre sono contenute solo in un piano senza fibre disposte in direzione perpendicolare a quest'ultimo. I laminati sono invece formati dalla sovrapposizione di più lamine a formare degli strati.

Il principale vantaggio dei laminati è rappresentato dalla massima libertà nella disposizione delle fibre, anche se necessitano di un controllo sistematico sulle scelte operate per garantire le corrette proprietà finali del materiale composito.

Le lamine sono in genere dei materiali anisotropi, per questo la descrizione delle loro proprietà meccaniche dipende dalla scelta del sistema di riferimento. Gli assi di riferimento vengono fatti coincidere per semplicità con quelli di simmetria del materiale e il rapporto tra i valori delle proprietà di un materiale è detto grado di anisotropia.

	E_1/E_2	E_1/G_{12}	σ_{11}/σ_{22}	α_1/α_2
Carburo di silicio/ceramica	1.09	2.35	17.8	0.93
Boro/alluminio	1.71	5.01	11.6	0.30
Carburo di silicio/alluminio	1.73	5.02	17.0	0.52
Vetro-S/epossidica	2.44	5.06	28.0	0.23
Vetro-E/epossidica	4.42	8.76	17.7	0.13
Boro/epossidica	9.27	37.40	24.6	0.20
Carbonio/epossidica	13.60	19.10	41.4	-0.07
Arammide/epossidica	15.30	27.80	26.0	-0.07

Tabella 7) Grado di anisotropia dei laminati unidirezionali fibrorinforzati, fonte: CNR-DT 200 R1/2013

	dimensioni rappresentative					
	pm	nm	μ m	mm	m	km
Atomo	*	*				
Molecole polimeriche		*	*			
Polimeri biologici		*	*			
Cristalliti			*	*		
Sferuliti			*	*		
Diametro delle fibre				*		
Spessore lamine				*	*	
Spessore laminati				*	*	
Lunghezza laminati					*	*
Strutture					*	*

Tabella 8) Scala dei cinescopi fibrosi a matrice polimerica, fonte: CNR-DT 200 R1/2013

Al fine di garantire una corretta adesione tra la matrice e il rinforzo, viene applicata una sostanza (detta interfase) sulla superficie delle fibre in modo da creare un sottile strato che rende queste ultime compatibili con la matrice organica. L'interfase ha uno spessore spesso monoatomico e non contribuisce ad un miglioramento delle proprietà meccaniche del composito, ma è fondamentale per evitare la perdita di adesione tra matrice e fibra con conseguente collasso del sistema.

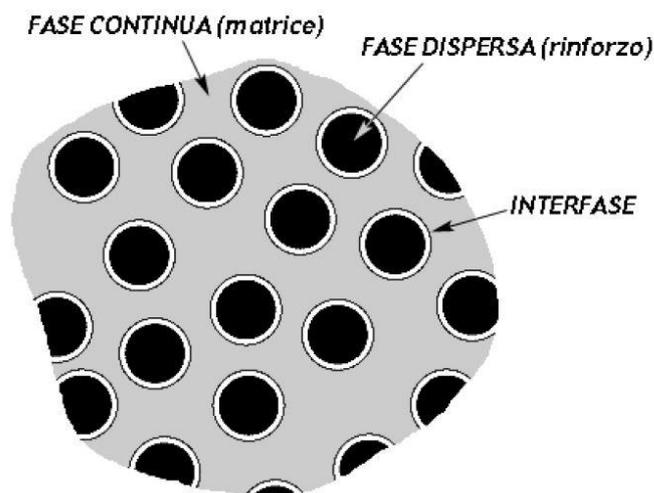


Figura 29) Rappresentazione schematica del rapporto delle fasi che costituiscono un composito, fonte: CNR-DT 200 R1/2013

2.5 Tipologie di matrici

Le matrici più comuni utilizzate nei materiali compositi sono quelle polimeriche a base di resine termoindurenti. Tali resine presentano una bassa viscosità allo stato fluido e con conseguente facilità di impregnazione delle fibre, presentano una buona resistenza agli agenti chimici e hanno ottime proprietà adesive. Hanno però come principale svantaggio il campo di temperatura di esercizio, limitato

superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa; altri svantaggi sono una bassa tenacità a frattura con comportamento fragile e una sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura.

Le resine sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Per miscelazione con un opportuno reagente esse polimerizzano (reticolano) fino a diventare un materiale solido vetroso; la reazione può essere accelerata agendo sulla temperatura.

2.5.1 Resine epossidiche

Le resine epossidiche sono le resine termoindurenti più utilizzate in settore civile, per via dell'ottima resistenza agli agenti chimici e all'umidità e anche grazie alle ottime proprietà adesive. La temperatura massima di esercizio dipende dalla formulazione e dalla temperatura di reticolazione. Per temperature di esercizio superiori a 60 °C, la resina deve essere opportunamente selezionata tenendo conto delle competenti variazioni delle sue caratteristiche meccaniche. Al contrario non sussistono, di solito, limiti significativi per la temperatura minima di esercizio. Il reagente principale è costituito da liquidi organici a basso peso molecolare con un certo numero di legami epossidici (anelli che sono composti da un atomo di ossigeno e due di carbonio).

La struttura chimica della resina può essere variata a piacere in base alla composizione chimica del polimero epossidico. La resina epossidica più comunemente utilizzata quando si parla di materiali compositi è il "diglicidil etero del bisfenolo A" (DGEBA).

2.5.2 Resine poliesteri

Le resine poliesteri invece sono caratterizzate da una viscosità inferiore rispetto a quelle epossidiche, ma presentano un'elevata reattività e sono altamente versatili. Esse sono composte da polimeri lineari ad alto peso molecolare con legami doppi C=C che sono disciolti in opportuni solventi, i quali riducono la viscosità della resina e facilitano il processo di impregnazione delle fibre. Il monomero (in genere stirene) deve contenere anch'esso dei doppi legami C=C, che consentano di creare dei ponti di reticolazione tra le molecole di poliesteri.

La reazione è esotermica e ha luogo senza la formazione di prodotti secondari. Può essere condotta sia a temperatura ambiente che ad elevata temperatura a seconda delle necessità tecnologiche e delle proprietà finali desiderate.

Per quanto riguarda la struttura chimica di questa tipologia di resine, essa può essere variata mediante l'utilizzo di un altro acido o di un altro glicole durante la sintesi del polimero, oppure impiegando un monomero reattivo diverso.

2.5.3 Altri tipi di resine

Le resine termoindurenti di cui si è parlato sopra presentano alcuni limiti come: la bassa tenacità, ridotte temperature di esercizio e tendono ad assorbire umidità dall'ambiente. Negli ultimi anni si è cercato di sviluppare tipologie di resine che possano migliorare questi aspetti.

Le resine a matrice termoplastica sono caratterizzate dalla capacità di fluire una volta riscaldate a temperatura sufficientemente elevata (ovvero superiore alla temperatura di transizione vetrosa per i materiali amorfi, invece superiore alla temperatura di fusione per i materiali semicristallini). Rispetto alle resine sopra elencate sono mediamente più tenaci e in alcuni casi si prestano anche in temperature di servizio più elevate.

Le resine vinilestere invece sono state sviluppate per impieghi alle elevate temperature e in ambienti chimici aggressivi; esse rappresentano un compromesso tra le resine poliestere e quelle epossidiche.

Infine, le resine di natura inorganica (cementizie, metalliche, ceramiche, ecc...) presentano una diffusione progressiva in campo civile seppure non risultino ancora accompagnate da documentazione tecnica e una campagna sperimentale adeguata a comprovarne un'efficacia almeno pari alle resine già citate.

Capitolo 3 | RINFORZO DI MURATURE STORICHE CON MATERIALI COMPOSITI FIBRORINFORZATI (FRP)

Quando si parla di muratura storica, ci si riferisce principalmente a edifici antichi e spesso soggetti a tutela o vincoli. In questi casi sono alte le probabilità di dover intervenire su murature di scarsa qualità che potrebbero presentare comportamenti disgregativi in caso di eventi sismici.

La muratura è caratterizzata da un comportamento anisotropo e non lineare anche nel caso di piccole deformazioni. Essa presenta una resistenza a trazione monoassiale a cui è attribuito un valore nullo; invece, il comportamento a compressione monoassiale è lineare per le basse deformazioni, è non lineare crescente fino al raggiungimento di un valore di picco di compressione, è non lineare decrescente per i valori più elevati di compressione dove la resistenza del materiale diminuisce in funzione del tipo di muratura. La resistenza a taglio invece dipende dallo sforzo di compressione agente sulla muratura in quanto dovuta alla coesione interna del materiale e all'attrito.

3.1 Criteri generali per gli interventi sulle murature

Gli interventi di rinforzo di una struttura muraria sono dunque finalizzati a ottenere un aumento generale della resistenza alle azioni sollecitanti e ad assicurare un comportamento globale dell'edificio quando sottoposto a sollecitazioni sismiche.

Sono varie le ragioni per le quali è opportuno valutare l'impiego dei materiali compositi:

- Rinforzare elementi strutturali in caso di interventi di miglioramento o adeguamento sismico;
- Consolidare gli elementi strutturali che sono danneggiati da degrado, eventi sismici o incendi;
- Riparare gli errori di progettazione tramite confinamento di colonne, irrigidimento dei solai;
- Limitare la fessurazione della muratura o l'apertura di fessure esistenti.

Per questo motivo tali materiali trovano impiego principalmente nel rinforzo e nel consolidamento di elementi prevalentemente compressi (travi, pilastri, solai, archi, volte, coperture, ecc...).

Qualora il supporto murario si presentasse non idoneo all'applicazione del materiale composito (muratura danneggiata, disomogenea, ecc...) è necessario preconsolidare accuratamente il supporto al fine di garantirne le corrette proprietà meccaniche. Al fine di favorire la corretta aderenza fra il supporto murario e il materiale composito è opportuno rimuovere l'intonaco qualora presente e bagnare a rifiuto il substrato.

3.2 Valutazione della sicurezza

Il progetto di un intervento di consolidamento deve essere basato su una modellazione meccanica che vada a simulare il comportamento della struttura nelle future condizioni di esercizio, va pertanto posta attenzione sulle modalità che possono condurre alla crisi di una struttura muraria rinforzata con FRP.

Tutte le verifiche di sicurezza devono essere eseguite in ambito dello stato limite ultimo (SLU).

Il collasso di una struttura rinforzata è conseguenza di una o più delle seguenti modalità di crisi:

- Distacco del rinforzo FRP dal supporto murario;
- Rottura del materiale composito;
- Fessurazione della muratura per trazione;
- Taglio-scorrimento della muratura;
- Schiacciamento della muratura.

La deformazione massima attribuibile al rinforzo di FRP in sede di progetto è:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (3.1)$$

Con: ε_{fd} = deformazione caratteristica a rottura

ε_{fdd} = deformazione massima del sistema di rinforzo all'atto del distacco intermedio dal supporto murario

η_a = fattore di conversione ambientale

γ_f = coefficiente parziale

Il valore da assumere in ambito degli Stati Limite Ultimi per il coefficiente parziale $\gamma_m = \gamma_f$ è pari a 1.10, mentre per il distacco dal supporto il valore si modifica e varia tra 1.20 e 1.50; i valori da assumere per η_a variano in base al tipo di fibra di vetro e resina come evidenziato nella tabella 7.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

Tabella 9) Fattore di conversione per effetti di lunga η_a durata per i vari sistemi di FRP (carichi di esercizio), fonte: CNR-DT 200/2004

3.3 Ricerche sperimentali sugli FRP

Nel seguente paragrafo saranno approfonditamente discusse alcune ricerche sperimentali riguardanti i materiali compositi fibrorinforzati, eseguite dal professore Roberto Capozucca presso il Laboratorio Prove, Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA) dell'Università Politecnica delle Marche.

3.3.1 Risposta sperimentale della muratura rinforzata con GFRP

Introduzione

In questo articolo pubblicato dal professor Capozucca si è studiato il comportamento di un pannello di muratura storica rinforzata con GFRP su di un solo lato; nel particolare si descrivono i test combinati di taglio e compressione effettuati su due pannelli, di cui uno soltanto è stato rinforzato. I pannelli murari sono costruiti con mattoni in laterizio in scala 1/3 e hanno sezione a doppia T; la scelta di tale sezione è necessaria a evitare fratture da flessione alla base del muro che condurrebbero il collasso ad avvenire solamente per via del taglio. I rinforzi sono stati applicati su di un solo lato in quanto molto spesso negli edifici storici non vi è la possibilità di lavorare su entrambi i lati. Il rinforzo è stato applicato su di un solo lato.

Caratteristiche dei materiali di rinforzo

Il materiale impiegato per rinforzare il provino è composito caratterizzato da fibre di vetro costituite principalmente da fibre di silice (SiO_2) in struttura tetraedrica (SiO_4) con ossidi di alluminio e ioni metallici in varie proporzioni. La matrice adottata è una resina epossidica con una resistenza a trazione $f = 30 \text{ N/mm}^2$ e modulo di Young $E_{\text{resina}} = 1760 \text{ N/mm}^2$. Le fibre sono state anche imbevute di resina epossidica come una matrice polimerica al fine di ottenere un'elevata adesione (Kimitech EP-IN), con densità $\rho = 1.08 \text{ g/cm}^3$.

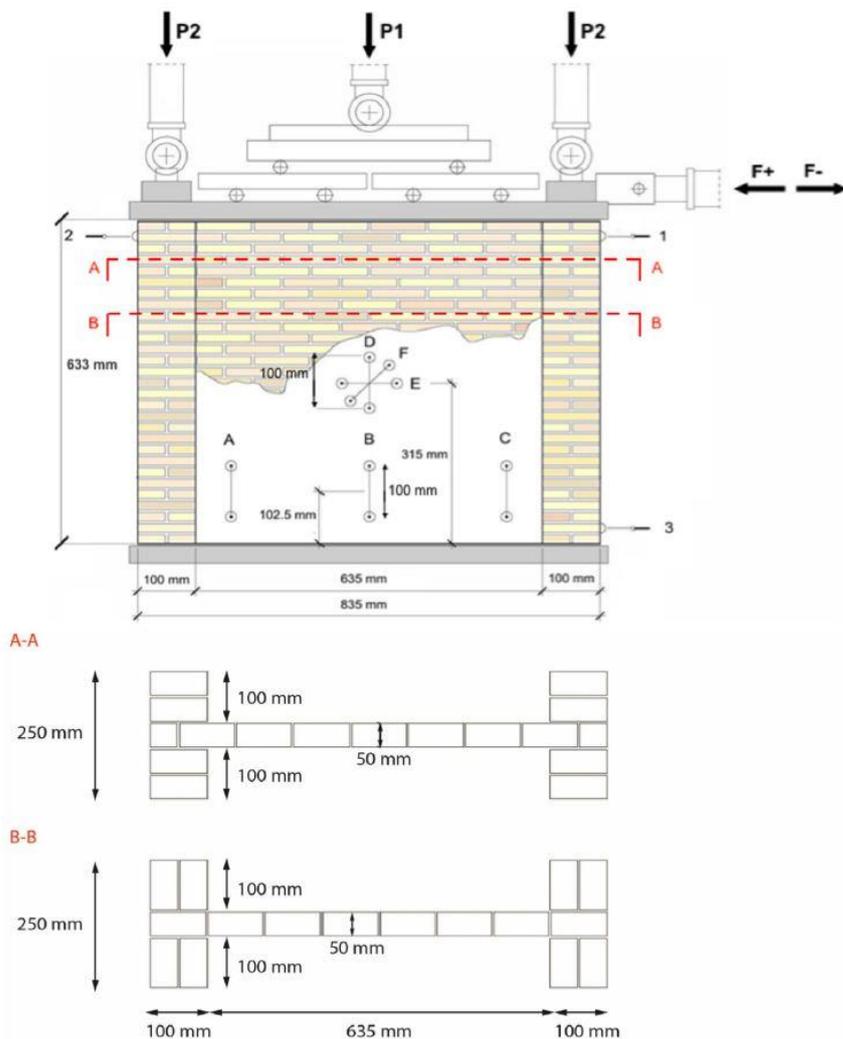


Figura 30) Dimensioni geometriche dei campioni in muratura con sezione a doppia T.

Prove eseguite

È stata applicata una tensione di precompressione in entrambi i pannelli per tutta la durata del ciclo di carico, pari a $\sigma_v = 1.2 \text{ N/mm}^2$, al fine di simulare le reali condizioni di esercizio. Sono stati eseguiti sei completi cicli di carico a taglio, con incrementi pari $\pm 5 \text{ kN}$.

I due provini sono stati analizzati in modi differenti: il provino non rinforzato è stato sottoposto a sollecitazioni fino alla fessurazione, per poi rinforzarlo e portarlo a rottura; il provino rinforzato è stato sottoposto direttamente ai carichi.

Campione non rinforzato (U-W1 → DR-W1)

Il campione non rinforzato (U-W1) ha manifestato la prima crepa al sesto ciclo di carico, quando il carico orizzontale applicato era pari a $F^+ = 30.66 \text{ kN}$. È stato soggetto a ulteriori cicli di carico dopo il sesto, con incremento solo in direzione

positiva. Le fessurazioni si sono generate con un angolo circa pari a $\pi/4$. La prova si è interrotta a un valore di carico $F_u^+ = 62.10$ kN e $\delta = 3.39$ mm.

Il provino è stato dunque rinforzato (DR-W1) mediante applicazione di 6 strisce di GFRP a rete con inclinazione di $\pi/4$, con spessore 1.2 mm, larghezza 50 mm e modulo di Young $E_{GFRP} = 64$ GPa.

Il campione è arrivato a rottura durante il 16° ciclo di carico, con un valore della tensione orizzontale pari a $F = 92.20$ kN.

Campione rinforzato (R-W2)

Il secondo campione (R-W2) è stato rinforzato allo stesso modo del campione precedente, prima di essere sottoposto al ciclo di carico. In questo caso le prime fessurazioni del provino si sono presentate al 10° ciclo con tensione orizzontale pari a $F^+ \approx 37.00$ kN. Avanzando con i cicli di carico, le strisce di GFRP hanno iniziato a distaccarsi nella parte inferiore della muratura per via della diffusione delle fessure. La prova si è interrotta a causa del distacco delle strisce a una sollecitazione $F^+ = 55$ kN.

Analisi dei risultati ottenuti

Come prima cosa si nota l'energia che si è dissipata durante la prova, valutata mediante i diagrammi sperimentali di forza laterale F e dello spostamento laterale δ . Essa può essere calcolata mediante il seguente integrale:

$$E = \int_{\delta_{min}^-}^{\delta_{max}^+} F(\delta) d\delta \quad (3.2)$$

Chiamando E_u l'energia per U-W1 calcolata al ciclo n°8, E_{DR} l'energia del provino DR-W1 e E_R l'energia del provino R-W2, avremo che i rapporti E_{DR}/E_u and E_R/E_u hanno risultati simili, circa pari a 3. Ciò denota che è possibile ottenere un discreto aumento della capacità di dissipare l'energia mediante il rinforzo murario con strisce di GFRP.

La fase di prima fessurazione dei provini DR-W1 e R-W2 è avvenuta per simili valori di forza orizzontale ($F = 37.00$ kN - 40.00 kN), oltre i quali la forza registrata sulle strisce di GFRP è aumentata rapidamente. In questi casi la capacità di resistere a taglio è in funzione della resistenza a taglio posseduta dai nastri stessi.

Ulteriori risultati hanno dimostrato che il rinforzo con GFRP cambia la risposta meccanica e il meccanismo di rottura del pannello murario, conferendo a quest'ultimo maggiore capacità di subire ampi spostamenti orizzontali e la capacità di dissipare energia mediante fessurazione diffusa. In entrambi i casi si è notato un grande aumento anche della duttilità.

In conclusione, si può analizzare come il provino danneggiato e poi rinforzato (DR-W1) abbia registrato un aumento di resistenza maggiore rispetto al provino

rinforzato (R-W2). Questo comportamento è stato causato anche dal distaccamento delle strisce di GFRP nel secondo provino a causa della fessurazione, dopo una perdita di aderenza locale; tale fenomeno risulta essere un meccanismo di collasso che incide molto sulla resistenza finale delle murature rinforzate. Nonostante ciò, entrambi i provini hanno registrato miglioramenti in campo di deviazioni laterali e duttilità, con conseguente aumento dell'energia di deformazione.

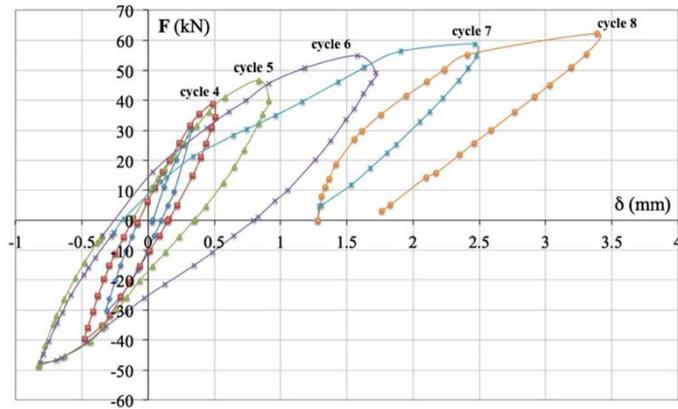


Figura 31) Diagramma sperimentale $F - \delta$ del pannello murario non rinforzato U-W1

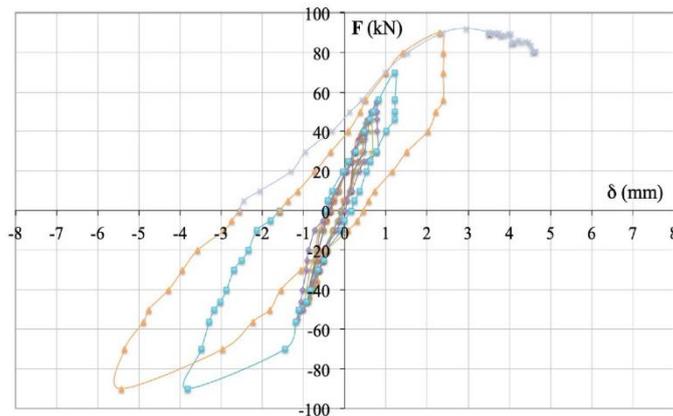


Figura 32) Diagramma $F - \delta$ del pannello murario danneggiato e rinforzato DR-W1

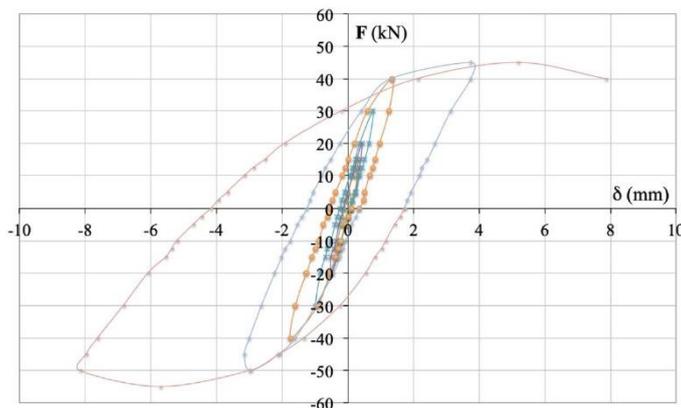


Figura 32) Diagramma sperimentale $F - \delta$ del pannello murario rinforzato R-W2

3.3.2 Risposta sperimentale della muratura a doppio strato rinforzata con GFRP/SRG

Introduzione

In questo articolo pubblicato dal professor Capozucca si è studiato il comportamento di un pannello murario a doppio strato, realizzato con mattoni storici in laterizio in scala 1/3. Sono stati sottoposti a cicli di tensione quattro pannelli, due dei quali sono stati rinforzati con GFRP e uno con SRG. I pannelli sono stati identificati con le sigle M-LW1, M-LW2, M-LW3 e M-LW4 e sono stati sottoposti a cicli combinati di compressione e taglio. I rinforzi sono stati applicati su di un solo lato in quanto molto spesso negli edifici storici non vi è la possibilità di lavorare su entrambi i lati. Il rinforzo è stato applicato su di un solo lato in quanto non sempre vi è la possibilità di intervenire su entrambi i lati di un edificio storico.

Caratteristiche dei materiali di rinforzo

Tutti i pannelli sono stati rinforzati solamente dopo essere stati sottoposti alla prova con carico ciclico che li ha danneggiati.

Il materiale usato per rinforzare i pannelli M-LW1 e M-LW4 è un composito GFRP caratterizzato da fibre di vetro costituite principalmente da fibre di silice (SiO_2) in struttura tetraedrica (SiO_4) con ossidi di alluminio e ioni metallici in varie proporzioni. La matrice adottata è una resina epossidica con una resistenza a trazione $f > 30 \text{ N/mm}^2$, modulo di Young $E_{\text{resina}} = 1760 \text{ N/mm}^2$ e densità $\rho = 1.08 \text{ g/cm}^3$. Ogni striscia di GFRP ha larghezza 30mm e spessore 1.5mm.

Il pannello M-LW3 è stato invece rinforzato con SRG (Steel Reinforced Grout) con l'uso di fibre in acciaio unidirezionali UHTSS a bassa densità (1.57 fili/cm) mescolati con una resina epossidica bicomponente. Ogni striscia di SRG ha larghezza 70mm e spessore 3.5mm.

Prove eseguite

I pannelli M-LW1 e M-LW2 sono stati testati inizialmente senza rinforzo, con carico combinato verticale e di taglio orizzontale ciclico. È stata applicata una precompressione iniziale di $\sigma_v = 1 \text{ N/mm}^2$ ed è stato misurato il carico orizzontale fino al collasso, registrato ai valori $F_{u,M-LW1} = 30 \text{ kN}$ e $F_{u,M-LW2} = 36 \text{ kN}$.

Gli altri due modelli hanno subito una precompressione $\sigma_v = 1.15 \text{ N/mm}^2$ e poi sottoposti a carico ciclico da $F = \pm 1 \text{ kN}$ a $\pm 5 \text{ kN}$. Per il pannello M-LW3, la prima fessurazione si è mostrata con un carico orizzontale pari a $F = +10 \text{ kN}$ e la prova si è conclusa a $F = +25 \text{ kN}$; per il pannello M-LW4 invece, la prima fessurazione è avvenuta per $F = -15 \text{ kN}$ e la prova si è conclusa a $F = -24 \text{ kN}$. Entrambe le prove si sono concluse perché le fessure hanno causato danni estesi al muro.

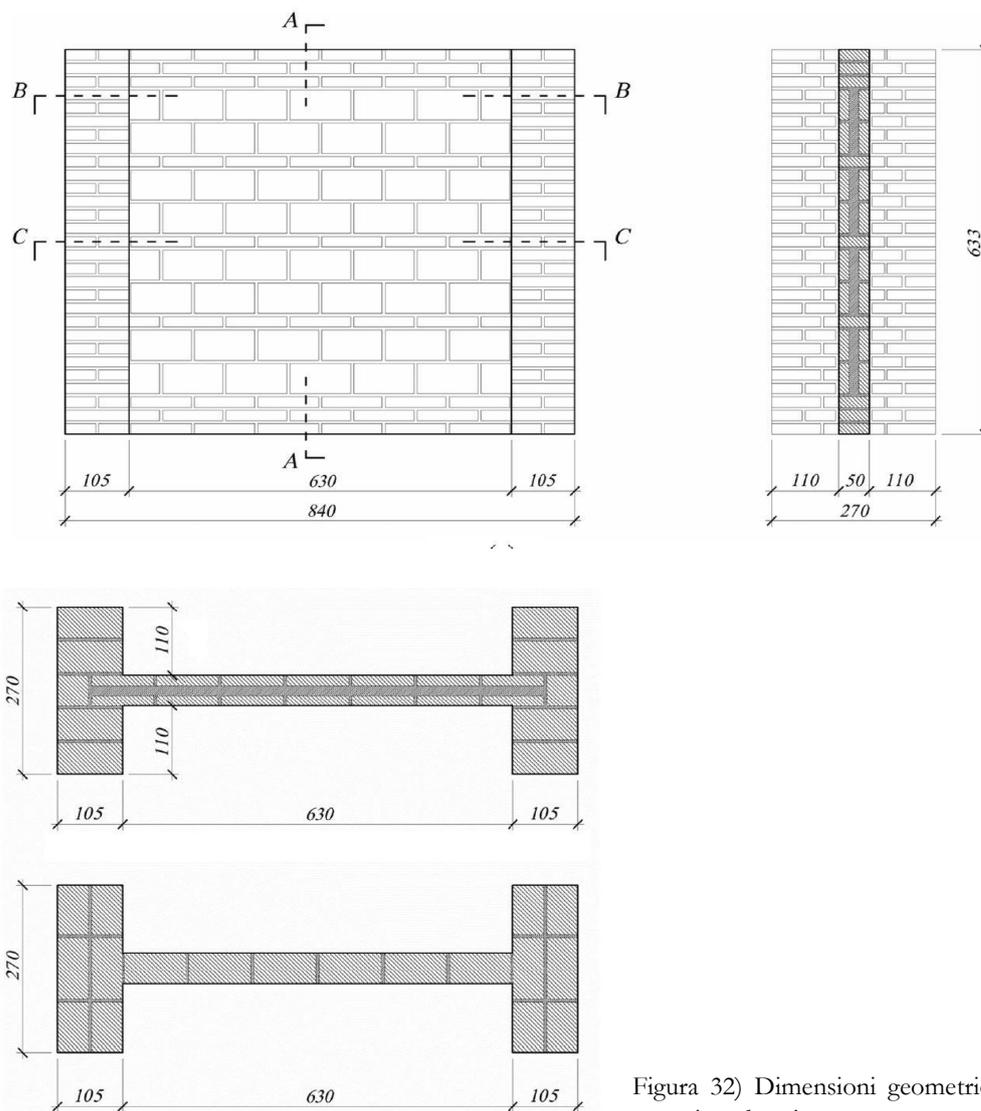


Figura 32) Dimensioni geometriche del pannello murario a doppio strato.

Rinforzo con GFRP (M-LW1 e M-LW4)

I provini M-LW1 e M-LW4 sono stati rinforzati dunque con tre strisce di GFRP con inclinazione di $\pm\pi/4$, poi la prova è continuata con le stesse modalità dei supporti non rinforzati, con incrementi di carico orizzontale di ± 5 kN.

Per il provino M-LW1 il collasso è avvenuto a $F = -21$ kN; la fessurazione ha mostrato una tendenza prevalentemente diagonale, che indica che il collasso è avvenuto per via dell'eccessiva resistenza del muro. In questo caso, la forza ultima non è variata rispetto al modello non rinforzato, ma ci sono differenze nei diagrammi sperimentali $F-\delta$.

Per il provino M-LW4, al carico $F = +30$ kN, l'estensimetro ha misurato un significativo aumento della deformazione, mentre il collasso è avvenuto a $F = -33$ kN.

Rinforzo con SRG (M-LW3)

Sul provino M-LW3 è stata applicata una precompressione di $\sigma_v = 1.15$ N/mm². Il test è proseguito con un primo ciclo di carico di $F = \pm 1-5$ kN, per poi procedere a step di ± 5 kN. La resistenza massima registrata per questo provino è stata pari a $F = -23$ kN.

Analisi dei risultati ottenuti

In generale, l'uso di murature a doppio strato risulta abbastanza comune quando si parla di murature storiche e i modelli utilizzati per queste prove sono stati adottati per rappresentare questa categoria di murature. Si è dunque analizzato il comportamento di questa tipologia di pannelli, partendo da campioni non rinforzati e poi rinforzandoli con GFRP o SRG.

I risultati riscontrati sono i seguenti:

- i pannelli non rinforzati sono rimasti uniti fino al collasso;
- il rafforzamento dei pannelli con GFRP ha condotto a un incremento della resistenza per un solo modello tra quelli investigati (M-LW4), ma è più evidente l'aumento della deformazione laterale seguita da un aumento della duttilità;
- il collasso dei pannelli rinforzati con GFRP è avvenuto con fessurazione della muratura che ha portato a snervamento delle strisce di GFRP;
- il rinforzo dei pannelli con SRG ha messo in risalto un meccanismo di delaminazione che è risultato da un'instabilità locale del filo di acciaio;
- Entrambi i tipi di rinforzo hanno condotto i pannelli a un incremento dell'energia di deformazione per via degli ampi cicli di carico.

Questo dimostra che l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRP non sempre genera un aumento di resistenza nel pannello murario e, al contrario, meccanismi locali possono condurre a frattura fragile per delaminazione.



(a)

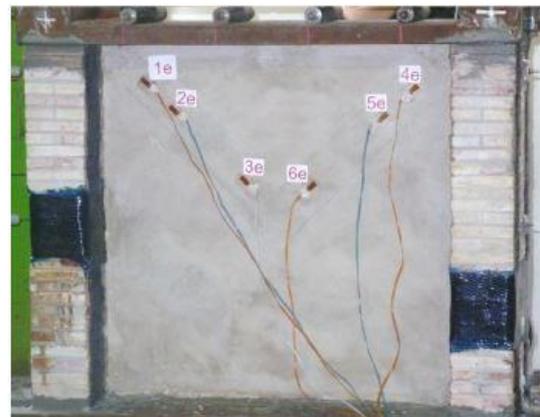


(b)

Figura 33) In alto (a) il rinforzo del pannello M-LW4 con GFRP con strisce diagonali, in basso (b) sono evidenziate le fratture riportate sul lato non rinforzato.



(a)



(b)

Figura 34) In alto (a) il rinforzo del pannello M-LW3 con SRG con strisce diagonali, in basso (b) le cariche di deformazione incollate lungo la striscia centrale.

CONCLUSIONI

Quando si parla di murature storiche, spesso ci si riferisce a edifici antichi e spesso soggetti a vincoli di natura storico-culturale.

In questo documento si sono analizzate le caratteristiche meccaniche delle murature storiche che compongono il nostro patrimonio edilizio e come esse possono essere rinforzate mediante l'utilizzo di sistemi compositi innovativi.

Il rinforzo di una struttura in muratura ha come principale scopo il miglioramento o l'adeguamento sismico, ovvero il raggiungimento di un incremento delle prestazioni meccaniche del supporto murario, mediante l'aumento della resistenza alle azioni sollecitanti e, in alcuni casi, un miglioramento del valore esibito dagli spostamenti al raggiungimento del collasso.

Nell'ottica della corretta pianificazione di un intervento, la caratterizzazione meccanica sperimentale delle murature storiche è di fondamentale importanza per permettere un'analisi completa anche nei casi in cui viene meno la possibilità di effettuare campagne sperimentali (per motivi di natura economica o esecutiva). La sperimentazione effettuata sulla muratura ha proprio come scopo la creazione di un database che può essere consultato dai professionisti per permettere una corretta analisi storico-critica prima dell'intervento.

L'utilizzo di materiali compositi come sistema di rinforzo strutturale, come visto nelle applicazioni sperimentali, presenta notevoli vantaggi in quanto gli FRP si prestano bene a interventi di varia natura, anche in casi in cui non è possibile intervenire con metodi più tradizionali; i compositi inoltre sono materiali leggeri e permettono interventi senza gravare con ulteriori carichi sulle strutture, sono resistenti agli agenti aggressivi e in molti casi gli interventi sono reversibili.

È però necessario prestare attenzione alla messa in opera di tali materiali, poiché la sperimentazione ha dimostrato come il distaccamento del composito dalla superficie muraria può essere causa principale del collasso dell'intervento e, in casi estremi, anche dell'intera struttura; ciò accade perché il collasso dovuto al distaccamento del composito può indurre una rottura di tipo fragile nel pannello murario (come evidenziato nella 3.3.1).

Il campo di applicazione degli FRP è ancora ampiamente studiato in quanto vi sono aspetti che possono essere soggetti a miglioramento.

In conclusione, la soluzione del rinforzo mediante materiali compositi fibrorinforzati può risultare interessante sia per il recupero e il consolidamento strutturale del patrimonio edile in muratura colpito da eventi sismici, che per interventi su edifici antichi di interesse storico culturale e soggetti a tutela, dove sono necessarie pratiche non invasive al fine di mantenere l'estetica originale della struttura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Enrico Quagliarini, Giuseppe Pace, Guido Romano (2023), “Murature storiche nella regione Marche, specificità costruttive e caratterizzazione meccanica sperimentale”
- [2] Roberto Capozucca (2016), “Double-leaf masonry walls under in-plane loading strengthened with GFRP/SRG strips”
- [3] Roberto Capozucca, Erica Magagnini (2020), “Experimental response of masonry walls in-plane loading strengthened with GFRP strips”
- [4] Roberto Capozucca (2011), “Experimental analysis of historic masonry walls reinforced by CFRP under in-plane cyclic loading”
- [5] Roberto Capozucca, Erica Magagnini (2021), “Brickwork wall models strengthened with diagonal and horizontal GFRP strips”
- [6] Roberto Capozucca, V. Ricci (2016), “Bond of GFRP strips on modern and historic brickwork masonry”
- [7] Alessandro Armanasco, Dario Foppoli (2020), “A flat jacks method for in situ testing of brick masonry shear characteristics”

NORMATIVA

- [8] Norme Tecniche per le Costruzioni (2018), D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”
- [9] Circolare 7/2019 (2019), Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n°7 del 21/01/2019, “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”
- [10] CNR-DT 200/2004, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione e il Controllo di interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”

- [11] CNR-DT 200 R1/2013, “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione e il Controllo di interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”
- [12] ASTM C1197 (2020) “Standard Test Method for In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties Using the Flatjack Method”;
- [13] ASTM C1531 (2003) “Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear”
- [14] ASTM E519 (2015) “Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages”