



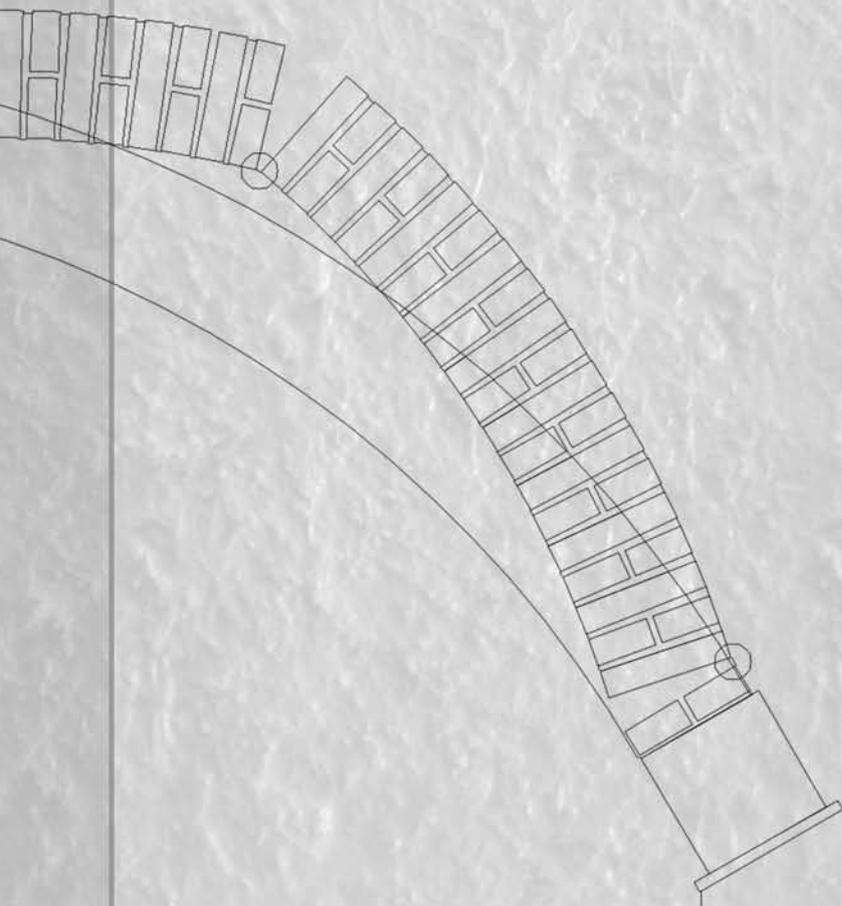
UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

**DIDA**  
DIPARTIMENTO  
DI ARCHITETTURA

Corso di Dottorato di Ricerca in Architettura  
Indirizzo in Materiali e Strutture per l'Architettura

CICLO XXVI

**Analisi del comportamento meccanico dei materiali compositi  
a matrice cementizia nel rinforzo delle strutture murarie**



dottorando	Gianfranco Stipo
tutor	prof.ssa Luisa Rovero
co-tutor	prof. Ugo Tonietti

Università degli Studi di Firenze  
Dipartimento di Architettura - DIDA

Piazza Brunelleschi 6 - 50121 Firenze  
Tel. (+39) 055 - 2756856  
Fax (+39) 055 - 212083

[www.dicr.unifi.it](http://www.dicr.unifi.it)



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
**DIDA**  
DIPARTIMENTO DI  
ARCHITETTURA

Corso di Dottorato di Ricerca in Architettura  
Indirizzo in Materiali e Strutture per l'Architettura

CICLO XXVI

COORDINATORE: Prof. Antonio D'auria

**Analisi del comportamento meccanico dei materiali compositi a matrice  
cementizia nel rinforzo delle strutture murarie**

Settore Scientifico Disciplinare: ICAR/08

**Dottorando**

dott. Gianfranco Stipo

.....

**Tutor**

prof. Luisa Rovero

.....

**Co-Tutor**

prof. Ugo Tonietti

.....

**Referente d'Indirizzo**

prof. Massimiliano Lucchesi

.....

**Coordinatore del Ddr**

prof. Antonio D'Auria

.....

Anni 2011/2013



## **Ringraziamenti**

Giunto al termine di questa esperienza non posso non ringraziare le persone senza le quali questo lavoro non avrebbe mai visto luce.

In primo luogo, desidero ringraziare la professoressa Luisa Rovero per la pazienza e per il continuo supporto tecnico-scientifico forniti durante questi anni.

Il professor Ugo Tonietti per la costante disponibilità e per i preziosi chiarimenti.

L'ing. Francesco Focacci, per i preziosi consigli e per le risposte ad alcuni miei dubbi.

Giulia ed Alessandra, per avermi trasmesso la loro professionalità lavorativa e per l'amichevole sostegno quotidiano.

Flavio, Dalia, Maria, Daniela ed Elena, con i quali ho condiviso parte del tempo nella stanza dei dottorandi.

Lorenzo, per la diligente costruzione dei pannelli e per aver condiviso con me la passione per il tennis.

Fabio Tarani, per la piacevole compagnia e per aver risolto problematiche inerenti l'acquisizione dei dati.

Infine desidero ringraziare la mia famiglia, Vittoria, Maria Pia e tutti i miei amici, per avermi sostenuto durante questo percorso.

Prefazione.....	VI
<b>1. Introduzione.....</b>	<b>1</b>
1.1. Costruzioni storiche in muratura .....	4
1.2. Caratteristiche meccaniche della muratura.....	9
1.3. Problematiche strutturali degli edifici in muratura colpiti dal sisma.....	16
1.3.1. La scatola muraria.....	20
1.4. Tipologie d'intervento.....	23
1.4.1. Tecniche di rinforzo tradizionali per pannelli.....	24
1.4.2. Tecniche di rinforzo tradizionali per gli archi .....	30
1.4.3. Tecnica di rinforzo innovativa: i compositi fibro-rinforzati.....	34
<b>2. Pannelli murari.....</b>	<b>37</b>
2.1. Azioni verticali.....	38
2.2. Azioni orizzontali fuori dal piano.....	40
2.3. Azioni orizzontali nel piano.....	42
<b>3. Archi murari .....</b>	<b>55</b>
3.1. Cenni storici sulla statica dell'arco.....	58
3.2. Il contributo di J. Heyman.....	62
<b>4. Compositi a matrice cementizia: stato dell'arte.....</b>	<b>73</b>
4.1. La matrice cementizia.....	75
4.2. Le fibre tessili.....	80
4.3. Problematiche dovute all'impregnamento.....	83
4.4. Comportamento d'interfaccia.....	85
4.4.1. Modellazione dell'aderenza.....	90
4.5. Sperimentazione sull'aderenza.....	95
4.6. Sperimentazione su pannelli rinforzati.....	100
4.7. Sperimentazione su archi rinforzati.....	102
<b>5. Programma sperimentale.....</b>	<b>105</b>
5.1. Mattoni e malta.....	107
5.2. Sistemi di rinforzo.....	108
5.2.1. RUREDIL X MESH C10 M25.....	108
5.2.2. RUREGOLD® XR MURATURA.....	109
5.2.3. Sika® Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid.....	110
5.2.4. RUREDIL X WRAP 310.....	111
5.3. Strumentazione.....	114

<b>6. Prove per la caratterizzazione dei materiali</b> .....	117
6.1. Il mattone.....	117
6.1.1. Prove di compressione .....	117
6.1.2. Prove di flessione per tre punti.....	121
6.1.3. Prove di trazione indiretta.....	123
6.2. Le malte.....	125
6.2.1. Prove di flessione per tre punti.....	125
6.2.2. Prove di compressione.....	131
6.3. La muratura.....	136
6.3.1. Prove su triplete.....	136
6.3.2. Prove di compressione.....	145
<b>7. Prove su triplete rinforzate</b> .....	150
7.1. Rinforzi con RUREDIL X MESH C10 M25 e RUREGOLD® XR MURATURA.....	151
<b>8. Prove di aderenza</b> .....	160
8.1. RUREDIL X MESH C10 M25.....	164
8.2. RUREGOLD® XR muratura.....	176
8.3. Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid.....	188
<b>9. Prove di compressione diagonale su pannelli</b> .....	205
9.1. Pannelli non rinforzati.....	213
9.2. Pannelli rinforzati con RUREDIL X MESH C10 M25.....	216
<b>10. Prove su archi</b> .....	230
10.1. Archi non rinforzati.....	235
10.2. Archi rinforzati.....	238
10.2.1. Rinforzo in intradosso con RUREDIL X MESH C10 M25.....	239
10.2.2. Rinforzo in intradosso con RUREGOLD® XR MURATURA.....	241
10.2.3. Rinforzo in intradosso con Sika®Mono® Top-722 Mur/ Sika® Wrap-350G Grid.....	243
10.2.4. Rinforzo in intradosso con RUREDIL X WRAP 310.....	245
10.2.5. Rinforzo in estradosso con RUREDIL X MESH C10 M25.....	249
10.2.6. Rinforzo in estradosso con RUREGOLD® XR MURATURA.....	251
10.2.7. Rinforzo in estradosso con Sika®Mono® Top-722 Mur/ Sika® Wrap-350G Grid.....	253
10.2.8. Rinforzo in estradosso con RUREDIL X WRAP 310.....	255
<b>11. Valutazione del comportamento d'interfaccia tra fibra e matrice</b> .....	260
11.1. Modalità di crisi.....	262
11.2. Legame di adesione nella superficie d'interfaccia fibra matrice.....	264
11.3. Legame di adesione secondo il modello di Zastrau - Richter - Lepenies.....	272

11.4. Calcolo della forza trasmissibile.....	276
<b>12. Valutazione del comportamento a taglio dei pannelli.....</b>	<b>280</b>
12.1. Rinforzi nella direzione dello sforzo di taglio.....	281
12.1.1. Aste tese.....	281
12.1.2. Aste compresse.....	284
12.2. Rinforzi diagonali.....	285
12.3. Applicazione di modelli numerici ai pannelli testati.....	286
<b>13. Valutazione del comportamento degli archi.....</b>	<b>294</b>
13.1. Determinazione dei carichi di collasso.....	295
13.2. Determinazione dei domini di resistenza delle sezioni.....	309
<b>14. Conclusioni.....</b>	<b>329</b>
<b>Riferimenti bibliografici .....</b>	<b>342</b>
Appendice A .....	350

*a Rocco e Sergio.*



Il patrimonio storico-architettonico italiano necessita continui interventi di restauro e consolidamento strutturale. Ciò vale non soltanto per gli edifici a carattere storico-monumentale ma anche per le costruzioni che caratterizzano i più comuni centri storici d'Italia.

La tutela del patrimonio storico edificato ha, oltretutto, un'estrema valenza sia per la salvaguardia dell'identità culturale che per la conservazione della memoria e della storia, che per la riconoscibilità dei luoghi. Dunque, assume un certo rilievo, la protezione del costruito storico in modo da consegnarlo nelle migliori condizioni possibili alle generazioni future. Sotto queste premesse di carattere generale, si pone l'attenzione al restauro ed al consolidamento conservativo attraverso l'uso di tecniche sia tradizionali che innovative. A partire dal terremoto del 1997 che ha colpito le regioni dell'Umbria e delle Marche, a cui sono seguiti il terremoto dell'Aquila nel 2009 e più recentemente quello dell'Emilia Romagna nel 2012, i danni provocati dal sisma hanno evidenziato il problema della vulnerabilità di gran parte del costruito storico e la necessità di un miglioramento strutturale per incrementarne la risposta sismica. In seguito al sisma del '97, sono stati compiuti enormi progressi sulla comprensione del comportamento globale di specifiche tipologie strutturali e nello sviluppo di strategie d'intervento per la mitigazione del rischio sismico, anche tramite l'uso di materiali innovativi. Tra gli interventi di rinforzo eseguiti, per il recupero e ripristino di edifici danneggiati dal sisma, ricordiamo l'uso di materiali compositi a matrice polimerica (FRP, fiber reinforced polymer). Da allora, questa efficace tecnologia di rinforzo ha avuto una grande diffusione sia in Italia che all'estero.

Oggi, al fianco dei più diffusi e conosciuti FRP, sta acquisendo un sempre maggiore interesse l'impiego di compositi fibro-rinforzati a matrice cementizia, (FRCM, fiber reinforced cementitious matrix), per il rinforzo strutturale. Nonostante il crescente nume-

ro di studi riguardante la sua applicazione su supporti murari e non, le indagini sperimentali sono ancora limitate e a differenza dei compositi a matrice polimerica, non esistono raccomandazioni o linee guida per la loro applicazione; necessitano quindi di ulteriori sperimentazioni atti a descriverne il comportamento. A fronte di quanto detto, il presente lavoro ha come fine quello di aggiungere un ulteriore tassello nella comprensione del comportamento meccanico e dell'efficacia dei rinforzi strutturali a matrice cementizia applicati su supporti in muratura attraverso un'ampia sperimentazione effettuata in laboratorio.

La tesi è divisa in tre parti. Nella prima parte viene introdotto il materiale murario come elemento costruttivo analizzando le principali caratteristiche dei materiali costituenti la muratura, nonché il comportamento meccanico globale e locale dell'edificio murario. In seguito, vengono analizzate le problematiche riguardanti il consolidamento degli edifici murari sia con le tecniche di rinforzo tradizionali che innovative. Nel prosieguo viene approfondita la conoscenza fisico-meccanica dei materiali fibro-rinforzati a matrice cementizia e lo stato dell'arte in cui vengono trattati i contributi più rilevanti raggiunti dalla comunità scientifica a riguardo della sperimentazione sui compositi a matrice inorganica.

Nella seconda parte viene presentato il programma sperimentale, l'assetto di prova e l'ampia campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture del dipartimento di Architettura (DIDA) dell'Università degli Studi di Firenze. Partendo dalla caratterizzazione dei materiali impiegati, la sperimentazione si concentra sulla valutazione dell'adesione tramite prove di aderenza, per poi passare a prove su modelli di pannelli e archi rinforzati.

Per ogni tipologia di prova eseguita vengono presentati e discussi i risultati sperimentali ottenuti.

La terza parte riguarda le valutazioni elaborate in merito all'aderenza fibra-matrice, nonché riguardo al comportamento dei pannelli e degli archi rinforzati. Nell'ultimo capitolo vengono discusse le conclusioni del lavoro svolto.

# 1. | Introduzione

I recenti terremoti che hanno colpito la nostra penisola, hanno riportato alla ribalta oltre che il problema della vulnerabilità sismica del nostro patrimonio edilizio, in gran parte costituito da edifici in muratura, la necessità del rinforzo strutturale e del consolidamento di quei manufatti che non garantiscono un adeguato livello di sicurezza. Il rinforzo e il consolidamento strutturale degli edifici esistenti si pongono l'obiettivo di ripristinare i dissesti dovuti agli eventi sismici e soprattutto di evitare, o almeno limitare, il riproporsi di danni e crolli di una certa gravità. Nell'ambito del ripristino della risposta sismica e della conseguente riduzione della vulnerabilità delle costruzioni esistenti, le tecniche di consolidamento tradizionali sono state affiancate da efficaci tecnologie innovative.

L'innovazione dei materiali compositi fibro-rinforzati a fibra lunga, si fonda su concetti come l'adattabilità, l'affidabilità, la versatilità, la reversibilità, la leggerezza e la salvaguardia dell'identità architettonica. Questi materiali riescono, infatti, ad adeguarsi alla variabilità delle condizioni di esercizio, alla conformazione geometrica dell'edificio, a ridurre l'impatto degli interventi di rinforzo e a mantenere inalterata la percezione tipologica e architettonica del manufatto. Si tratta di sistemi di rinforzo costituiti da matrice e fibra, di cui quelli a matrice polimerica, conosciuti comunemente con l'acronimo FRP (Fiber Reinforced Polymer), risultano ampiamente consolidati da oltre un ventennio di applicazioni sulle strutture in calcestruzzo armato ma sono ormai in costante crescita anche le applicazioni su supporti murari. In questi ultimi anni, hanno trovato applicazione nel campo edilizio, nuovi compositi strutturali fibrosi costituiti da una matrice inorganica maggiormente compatibile con i supporti da rinforzare, siano essi murari o in calcestruzzo armato.

In letteratura tecnico-scientifica, i dati sperimentali riguardanti i compositi fibro-rinforzati a matrice cementizia sono presenti da oltre un ventennio, ma è soltanto da pochi anni a questa par-

te, grazie al miglioramento prestazionale delle matrici inorganiche speciali, che l'utilizzo di questa tipologia di rinforzo rappresenta un'importante innovazione tecnologica che trova sempre maggiori applicazioni nell'ambito dell'ingegneria civile. Questa tecnica di rinforzo è stata trattata da diversi autori identificando il composito con acronimi differenti:

TRC (Textile Reinforced Concrete), TRM (Textile Reinforced Mortar), MBC (Mineral Based Composites), FRC (Fiber Reinforced Cementitious) e FRCC (Fiber Reinforced Cementitious Matrix). Gli studi e le sperimentazioni riguardanti questa tipologia di rinforzo, differiscono oltre che per l'acronimo, anche per il tipo di tessuto immerso all'interno della matrice, per il tipo di malta cementizia e per il tipo di supporto su cui il rinforzo è stato applicato.

Per quanto riguarda i tessuti, composti di trama e ordito, questi possono essere bilanciati o meno, e si differenziano tra loro per le prestazioni meccaniche che offrono in base alle proprietà intrinseche del materiale. Tra i tessuti, quelli più utilizzati sono costituiti da fibre di carbonio, di acciaio, di vetro, basalto e ultimamente fibre di PBO, ma non mancano applicazioni con fibre naturali per edifici ecosostenibili (le quali necessitano di ulteriori approfondimenti, [1]). Le matrici cementizie pur presentandosi all'aspetto come sostanzialmente molto simili, in realtà si differenziano tra loro per le proprietà chimiche, fisiche e meccaniche ed in base alla tipologia di fibre corte in esse immerse, [2].

La maggior parte delle sperimentazioni effettuate, ha riguardato supporti in calcestruzzo ma ultimamente è in costante crescita l'applicazione del rinforzo anche sulle strutture in muratura.

Nel corso della trattazione mi riferirò al generico composito a matrice inorganica, con l'acronimo FRCC (Fiber Reinforced Cementitious Mortar).

L'applicazione del sistema di rinforzo FRCC sta diventando

sempre più diffuso, grazie ai progetti commerciali intrapresi in Europa (Italia, Russia, Grecia e Francia) e negli Stati Uniti dimostrando il proprio potenziale rispetto anche alle altre tecnologie più diffuse. Attualmente, questo sistema di rinforzo non è regolamentato da nessun codice edilizio in Europa e neanche nel nord America, dove però l'International Code Council Evaluation Service (ICC-ES) ha pubblicato gli "Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Compatible Systems (AC434)"<sup>(1.1)</sup>, ossia i criteri di accettazione per il ripristino strutturale di calcitrucchio e muratura con l'utilizzo di sistemi in composito a matrice cementizia fibrorinforzata (FRCM) (AC434). Si tratta di un documento che fornisce una guida per la caratterizzazione e la progettazione dei sistemi FRCM.

In riferimento al quadro normativo, se da un lato per l'applicazione dei sistemi FRP ci si attiene alla recente revisione del documento CNR-DT 200/R1 2013 [3], per il sistema FRCM il CNR ha programmato di pubblicare a breve documenti tecnici attinenti a cui fare riferimento. Ad oggi il dimensionamento del rinforzo, analogamente a quanto indicato dal documento del CNR per gli FRP viene determinato allo stato limite ultimo considerando la resistenza di progetto del rinforzo e tenendo conto della modalità di crisi per delaminazione intermedia, cioè per scorrimento della fibra dalla matrice. Vista l'ampia diffusione degli interventi di consolidamento con FRCM, senza che essi siano stati identificati, qualificati ed accettati secondo le NTC (D.M. del 14 gennaio 2008), [4], oltre all'interessamento del CNR anche il MIT, ossia il Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, ha insediato un'apposita commissione incaricata di elaborare una Linea Guida per la qualificazione dei compositi FRCM, [5].

---

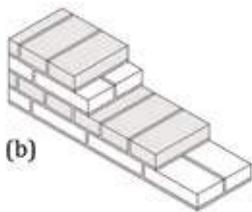
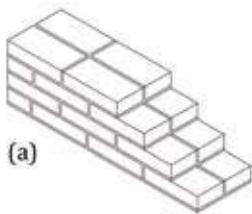
1.1. Disponibile in allegato A.

## 1.1. Costruzioni storiche in muratura

La muratura che costituisce gran parte delle costruzioni storiche in Europa, può essere definita come un materiale composito, non omogeneo, costituito da blocchi lavorati o meno, interconnessi tra loro a secco o per mezzo di malta di allettamento.

Nel patrimonio storico costruito, varia è la natura dei blocchi (pietra naturale, laterizio, adobe) la loro dimensione, la geometria e la loro apparecchiatura, così come varia è la tecnica utilizzata per l'assemblaggio dei blocchi, la tecnica di posa, la tipologia e la qualità della malta. La variabilità, oltre a risiedere nella tipologia muraria impiegata, è dipendente da fattori locali quali il costruire secondo metodi tradizionali legati all'area geografica, alla storia di ogni cultura, dalla reperibilità delle materie prime e dalla tipologia degli elementi costituenti.

L'Italia è caratterizzata quasi interamente da costruzioni in muratura e la conservazione dei manufatti implica problematiche differenti accentuate, oltre che dall'elevata vulnerabilità delle strutture esistenti, anche dal loro valore storico ed artistico. Degne di significato, sono soprattutto le costruzioni risalenti al periodo precedente il secondo dopoguerra, questo vale non soltanto per le costruzioni monumentali ma anche per l'edilizia di tipo tradizionale, riferendoci soprattutto a quella costituente il tessuto dei centri storici e quella rurale, dove risultano leggibili in modo più spiccato le tipologie utilizzate e l'uso dei materiali locali.



**Fig. 1.1.** - a) Muro a due teste con soli ortostati b) muro con diatoni e ortostati.

Giuffrè, [6], distingue due filoni della tecnica muraria, quella popolare e quella colta. La prima è rappresentata dall'architettura vernacolare, costruita in maniera spontanea dagli stessi abitanti costruttori e rappresenta quella più diffusa nel territorio, la seconda, invece, è realizzata da costruttori ed operai specializzati secondo regole geometriche rigorose, sia per quanto riguarda la preparazione dei blocchi di pietra che per la loro disposizione.

La tradizione colta è di più facile lettura poiché rispondente a dettami codificati ed è costituita spesso dalla muratura in pietra squadrata.

Vitruvio, [7], attribuisce ai costruttori greci l'origine dell'opus quadratum, caratterizzato dall'uso di elementi lapidei lavorati e squadrati. I blocchi, disposti su filari orizzontali a giunti verticali falsati, vengono posizionati secondo la disposizione isodoma o pseudo-isodoma, rispettivamente a filari della medesima altezza e di altezza variabile. Le due tipologie di assestamento murario realizzano una connessione tra i blocchi più efficace poiché conferiscono alla muratura un certo monolitismo dato dall'assemblaggio degli elementi costituenti, ossia diatoni e ortostati (figura 1.1).

Gli ortostati sono posti per il lato di lunghezza maggiore lungo la direzione del muro ed hanno il compito di legare la tessitura nel proprio piano.

I diatoni, sono disposti di testa, ossia per il lato di lunghezza minore, ortogonalmente al piano di tessitura, realizzando un collegamento trasversale che si oppone alle sollecitazioni fuori dal piano che tendono a far ribaltare il paramento.

Il muro, costituito da entrambi gli elementi, presenta un comportamento compatto e monolitico e sfrutta tutto il proprio peso per controbilanciare l'azione che tenderebbe a ribaltarlo. Il meccanismo di ribaltamento di un muro in blocchi squadrati, evidenzia l'efficacia dei diatoni, rispetto ad un muro costituito da soli ortostati. In quest'ultima configurazione, il muro sottoposto ad azioni orizzontali, appare come costituito da due singole pareti affiancate, ognuna delle quali ruota intorno ad una cerniera alla base (A, A'), con conseguente scorrimento tra le facce interne, (figura 1.3b).

Il collegamento trasversale ottenuto grazie alla presenza dei diatoni, impedisce lo scorrimento tra le superfici interne e conferisce al muro una maggiore stabilità, infatti il cinematismo del

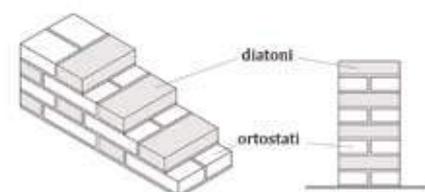


Fig. 1.2. - Muro con presenza di diatoni e ortostati alternati sullo stesso filare.

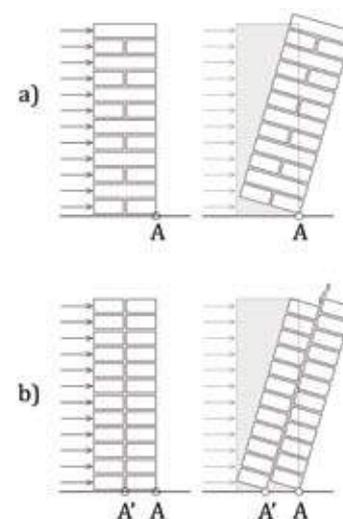


Fig. 1.3. - a) Comportamento in presenza di diatoni, b) Comportamento in assenza di diatoni.

ribaltamento coinvolge tutto il muro nella rotazione intorno ad un'unica cerniera alla base, [6], (figura 1.3a).

Il comportamento della parete è frutto della buona disposizione dei blocchi, tant'è che gli stessi diatoni, se mal disposti, contribuiscono alla diminuzione della resistenza del muro. La compattezza del muro è migliorata grazie allo sfalsamento dei giunti verticali. Ogni strato inferiore di un blocco poggia sullo strato superiore di due blocchi, trasferendo un carico verticale concentrato sui due blocchi e da questi sui tre sottostanti. Il carico non si distribuisce su tutta la muratura ma solo sulla porzione verticale interessata dal carico, (figura 1.4). La diffusione delle tensioni è dipendente dalle dimensioni dei blocchi che costituiscono la muratura.

I giunti sfalsati evitano la creazione di "sorelle"<sup>(1.2)</sup>, dovute all'allineamento verticale dei blocchi. Nella muratura squadrata, i blocchi sono sovrapposti secondo superfici di contatto orizzontali continui sulle quali saranno esercitate prevalentemente le tensioni di compressione che si opporranno allo slittamento dei filari per attrito<sup>(1.3)</sup>. Questo conferisce alla struttura una certa capacità di opposizione alle azioni orizzontali. La tecnica dell'opus quadratum è stata ripresa dai romani negli anni iniziali della Roma antica e successivamente, con l'introduzione di grandi innovazioni nel campo ingegneristico e dei materiali (opus cementicium), oltre che ad una più complessa e variegata tecnica costruttiva muraria, i romani hanno utilizzato l'opera quadrata nel rivestimento esterno dei muri a sacco. La monoliticità muraria era ottenuta per merito della tenacità della malta, cosa non sempre vera, se si considerano le grandi concrezioni romane non arrivate fino ai nostri giorni. In epoca medievale, la tecnica costruttiva muraria è stata oggetto di notevoli varianti, dovute anche al rimescolamento di culture differenti. Si fece uso di una tecnica intermedia caratterizzata da pietre di grandi dimensioni non regolarmente squadrate, poste e organizzate con l'aiuto

---

**1.2.** *Nel linguaggio del muratore del secolo scorso, con il termine "sorelle" di indicavano i giunti verticalmente allineati. Tale prescrizione è riportata da tutti i trattatisti tra cui Donghi D. a pag.363 del Vol. I, Alberti L.B. nel libro III cap IX.*

**1.3.** *Coulomb afferma che una superficie dotata di attrito resiste ad un'azione ad essa complanare fino ad un valore  $F=fP$ , dove  $f$  è il "coefficiente" d'attrito che dipende dalle proprietà del materiale e dalla scabrosità della superficie, mentre  $P$  è la forza verticale ortogonale alla superficie. (Giuffrè A., La meccanica nell'architettura: la statica, Roma, NIS, 1986).*

della malta e di pietre di dimensioni più piccole, o addirittura frammenti, per cercare di ricreare una geometria regolare e una meccanica efficace.

Resta evidente che il metodo di costruzione secondo l'architettura colta, ossia l'opus quadratum, è il paradigma meccanico rappresentativo del modo di costruire secondo la "regola dell'arte", alla quale non tutte le murature esistenti possono essere ricondotte, (opus africanum, opus craticium, etc.), [6].

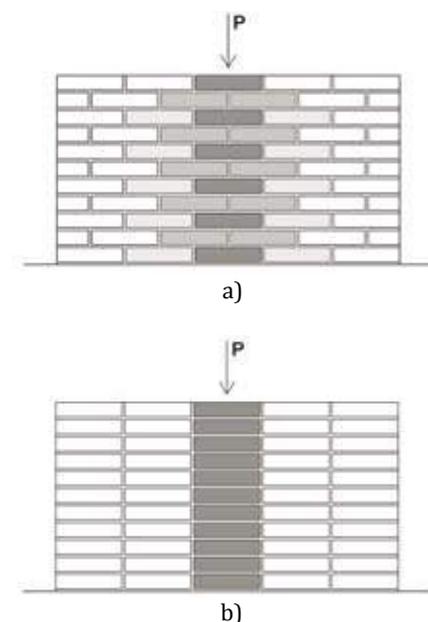
La regola dell'arte estesa, indica l'insieme di tutti quegli accorgimenti che garantiscono un buon comportamento monolitico e continuo della fabbrica, derivanti dalla pratica costruttiva millenaria e tramandate sia attraverso trattati e sia dalla prassi di cantiere.

I requisiti fondamentali per verificarne la rispondenza sono, [8]:

- presenza di diatoni e ortostati;
- presenza di ricorsi il più possibile orizzontali;
- presenza di ammorsature tra gli elementi della scatola muraria;
- presenza preponderante di elementi grandi rispetto quelli di dimensione più piccola;
- riempimento dei vuoti con scaglie o frammenti di pietra;
- presenza di un regolare sfalsamento dei giunti;

La "regola dell'arte" si declina in base alle tipologie murarie, ad esempio nel caso di murature in pietra la valutazione della qualità muraria non può prescindere dalla natura della materia prima reperibile localmente, che determina anche profonde differenze nelle qualità meccaniche, [9].

All'eterogeneità di base, si aggiunge che le costruzioni storiche nel corso della propria esistenza costruttiva hanno subito nume-



**Fig. 1.4.** - Diffusione del carico nella muratura con giunti sfalsati a) e non sfalsati b).

rosi interventi, modificandosi e adattandosi alle esigenze umane dal momento dell'edificazione fino ad arrivare ai nostri giorni. In particolare, le azioni agenti sulla struttura non sono sempre note a priori e le modificazioni subite nel tempo rendono spesso poco chiaro il comportamento statico d'insieme o delle singole porzioni della struttura. Di difficile interpretazione risultano quei casi in cui le singole unità edilizie interagiscono con le unità adiacenti, fenomeno tipico dei centri d'impianto tardo-medievale. Ciò che appare come un groviglio di superfetazioni, è il risultato di una progressiva addizione di cellule elementari, legate ad una matrice tipologica riconoscibile, che porta alla complessa configurazione degli aggregati urbani.

La valutazione di organismi edilizi più complessi, evoluti da una cellula originaria chiusa, si presta con più difficoltà alla schematizzazione statica. Quanto detto influisce sulla comprensione del reale comportamento meccanico di un edificio e sulla progettazione di un intervento di consolidamento strutturale, in cui, a causa del numero di variabili proprie della muratura, la maggiore difficoltà risiede nella comprensione del comportamento globale del manufatto.

Il buon comportamento della fabbrica isolata è legato alla qualità delle connessioni tra le componenti strutturali, ossia alle ammortature efficaci tra i muri perimetrali, la presenza di catene e solai sufficientemente rigidi, finalizzati a garantire un ideale comportamento scatolare. L'edificio quanto più mostra un comportamento di questo tipo, maggiore sarà la sua capacità di ripartire le sollecitazioni indotte e, migliore sarà la risposta globale ad eventi sismici.

## 1.2. Caratteristiche meccaniche della muratura

Le proprietà meccaniche della muratura sono condizionate dalle caratteristiche dei singoli elementi costituenti, ossia i blocchi e le malte, ma non si può prescindere dalle modalità d'accoppiamento dei materiali, cioè dalla qualità della tessitura muraria, dalla configurazione geometrica e dalla tecnica di posa in opera secondo i precetti del buon costruire.

Per quanto riguarda i blocchi in laterizio, questi variano dal classico mattone pieno al tipo alleggerito; la scelta dipende da vari fattori come ad esempio la volontà di costruire una muratura più leggera o più resistente, come nel caso della muratura armata, che si ottiene facendo passare attraverso i fori dei mattoni gli stessi tondini di acciaio usati per il calcestruzzo armato. Ai fini della valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura, la conoscenza della resistenza a compressione dei suoi elementi diventa essenziale. Per questa ragione, oltre a prove meccaniche effettuate in laboratorio, nel caso di edifici esistenti, vengono effettuati dei prelievi di materiale in situ. In generale la resistenza a compressione dei laterizi è molto alta ed oscilla in un range che va dai 5 MPa per blocchi di laterizio alleggerito, ad un massimo di 60 MPa per i mattoni pieni. Di regola il carico medio di rottura per compressione di un mattone pieno, non deve essere minore di 25 MPa, [10]. Il valore della resistenza a trazione è circa 1/10 di quella a compressione.

Il materiale presenta un legame costitutivo di tipo elasto-fragile, infatti, sottoponendolo a prova monoassiale di compressione il diagramma presenta un andamento elastico lineare fino alla rottura non mostrando alcun segno premonitore. Oggi, la maggior parte dei mattoni è prodotta industrialmente e la loro forma standard è ottenuta per estrusione. Esistono moltissime varianti regionali che si discostano di 1-2 centimetri dalle misure ufficiali, (55x120x250 mm<sup>3</sup>).

L'uso di blocchi in pietra naturale, più o meno squadrati, come materiale da costruzione, ha origini molto antiche e proviene dal taglio di rocce. La classificazione ingegneristica, individua cinque classi di appartenenza, definite in base alla resistenza massima a compressione monoassiale. I valori oscillano da un minimo di 28 MPa, tipico di rocce porose a bassa densità, a valori maggiori di 225 MPa per i blocchi di resistenza estremamente elevata, come il basalto. Per comodità una classificazione più semplice suddivide le rocce in tenere e/o poco compatte di origine sedimentaria; le semidure, come le calcareniti, le arenarie e travertini; dure come i porfidi, i graniti, i basalti ecc. La resistenza a trazione varia da un minimo di circa 1/15 ad un massimo di 1/40 della resistenza a compressione, [11].

Per quanto riguarda la malta, si tratta di un impasto fresco costituito da più elementi tra cui acqua, leganti ed inerti. La resistenza meccanica dipende dall'adesione tra leganti e inerti, in particolare dalla coesione dei cristalli che si creano nel processo di presa e si modificano nell'indurimento. Alle malte spetta il compito di regolarizzare e realizzare letti di appoggio per i blocchi. In base alla loro composizione possiamo ottenere malte più o meno efficaci.

La NTC 2008 classifica le malte per tipo e composizione definendo quattro classi di malta (M1, M2, M3, M4) di qualità meccanica decrescente da M1 a M4. Solitamente quelle che si ritrovano in edifici da consolidare sono malte di calce aerea, idraulica, o pozzolatiche con un livello di degrado abbastanza elevato. Le malte composte, definite comunemente "bastarde" sono costituite da due tipi di legante, solitamente calce e cemento, per migliorarne la resistenza meccanica, [11].

Ai fini del comportamento meccanico di una parete muraria assume, un certo rilievo, la conoscenza della geometria, della tipologia muraria, della disposizione dei conci e delle caratteristiche specifiche dei materiali. Giuffrè [8], pose le

basi sullo studio del comportamento meccanico delle tipologie murarie attraverso l'individuazione visiva dei parametri rispondenti ai dettami del costruire secondo la "regola dell'arte". Inoltre, fu lo stesso Giuffrè a dare rilievo all'importanza della tessitura muraria interna, come parametro che conferisce stabilità alle pareti murarie.

I diversi gradi d'ingranamento murario trasversale interno, influiscono notevolmente sul comportamento meccanico di una singola parete, poiché è proprio l'assenza di una monoliticità trasversale, tipica delle costruzioni costituite da ciottoli di piccole dimensioni, uniti con malta scadente, che causano l'insacco di quei processi fessurativi dovuti ad azioni fuori dal piano che portano al collasso dell'edificio. Si evince, che di fondamentale importanza, è il collegamento trasversale ottenuto tramite diafani, così come la presenza di blocchi squadri e strati listati orizzontali che rappresentano un buon indizio per la valutazione di un buon comportamento strutturale.

In [12], l'indagine visiva come metodo di analisi è stata ripresa e posta come procedura mediante la quale, valutando un insieme di parametri determinati dal rilievo accurato della muratura esterna, conduce l'assegnazione del tipo di muratura secondo la classificazione proposta nelle Istruzioni della normativa italiana, [13].

Borri e Cangi, [14], propongono un metodo per la valutazione dell'Indice della Qualità Muraria (IQM), basato sull'identificazione nei paramenti murari, delle caratteristiche costruttive secondo i dettami della regola dell'arte. Si considera un pannello isolato ed omogeneo, cioè formato da un solo tipo di muratura, sottoposto a tre grandi categorie di azioni sollecitanti:

- per azioni verticali;
- per azioni fuori dal piano;
- per azioni orizzontali complanari;

In base alla tipologia muraria e all'azione sollecitante ci saranno tre valori, da 0 a 1, ai quali verrà associata una categoria di appartenenza della muratura, A-B-C, rispettivamente: buon comportamento strutturale, comportamento di media qualità e muratura a comportamento insoddisfacente di fronte alle sollecitazioni ipotizzate.

L'indice di qualità è ottenuto attraverso la valutazione numerica di differenti parametri ottenuti dall'indagine visiva ed è correlata ai valori dei parametri meccanici proposti negli annessi C8A.2 della normativa italiana, [13].

Per completezza, la diagnosi può essere correlata da saggi e prove sperimentali per la conoscenza dei valori di resistenza a compressione dei blocchi e delle malte, nonché la sua composizione mineralogica, permettendo la determinazione dei valori indicativi di resistenza a compressione come richiesto dalle normative italiane o europee, [13,15]. La caratterizzazione dei materiali costituenti, sia dal punto di vista meccanico che chimico-fisico, assume un certo rilievo nella scelta dei nuovi materiali che saranno utilizzati nel restauro della muratura; ciò vale soprattutto considerando l'impiego di misture iniettabili e compatibili con la muratura da consolidare, [16].

Il limite di queste procedure risiede nel fatto che queste si basano su estrapolazioni empiriche e riscontrano grandi limiti nel caso in cui le caratteristiche principali della muratura, circa il rispetto del costruire secondo la regola dell'arte, non siano coinvolte nelle procedure, [17].

Ai fini della valutazione della qualità muraria, prescindendo dalla sua tessitura, in letteratura sono state indagate le proprietà meccaniche dei singoli materiali costituenti, nell'ambito della valutazione della loro resistenza a compressione. La malta, la pietra o il laterizio, sono materiali indipendenti con proprietà meccaniche specifiche e lo studio del loro comportamento ha come fine quello di definire un metodo normativo per la valu-

tazione della capacità portante delle strutture murarie a partire dalla sola conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati.

Hilsdorf (1969), [18], suppose che la rottura a compressione della muratura era dovuta ad una maggiore deformabilità della malta rispetto ai blocchi; questo perché, per effetto del differente coefficiente di Poisson, la malta tenderebbe a deformarsi nella direzione ortogonale rispetto a quella di applicazione del carico, ma essendo confinata dai blocchi, si genera uno stato di compressione triassiale sui giunti di malta, mentre sui mattoni si producono tensioni biassiali di trazione ortogonali al carico, (figura 1.5).

Dal punto di vista fenomenologico la crisi per compressione si manifesta attraverso l'apertura progressiva di fessurazioni verticali in direzione parallela all'asse di applicazione del carico, queste lesioni sono dovute all'instaurarsi di componenti di trazione ortogonali a quelle di compressione.

In sostanza, a causa dell'eterogeneità del mezzo, i blocchi sono soggetti a compressione verticale accompagnata da due sollecitazioni di trazione laterale orizzontale, mentre i letti di malta risultano compressi verticalmente e sono accompagnati da due sollecitazioni di compressione laterale, [11].

L'incremento della resistenza a compressione è stato evidenziato da ulteriori studi, tra cui quello di McNary e Abrams (1985), [19], in cui l'effetto del confinamento della malta viene messo in evidenza attraverso analisi sperimentali.

Le strutture murarie sono sollecitate prevalentemente a sforzi di compressione e questo giustifica l'interesse generale dei ricercatori verso la sperimentazione di campioni in muratura sottoposti a sforzi di questo genere, soprattutto se finalizzate alla ricerca dei legami tra i diversi blocchi e le differenti miscele di malta. Dalle sperimentazioni effettuate si evidenzia come la resistenza a compressione della muratura di mattoni

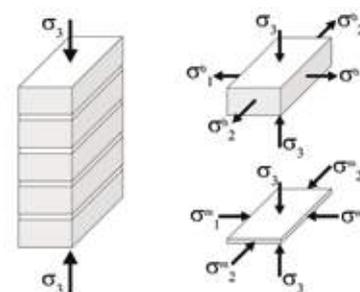


Fig. 1.5. - Sollecitazioni presenti negli elementi costituenti un prisma murario.

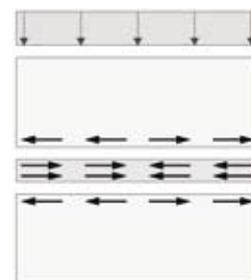
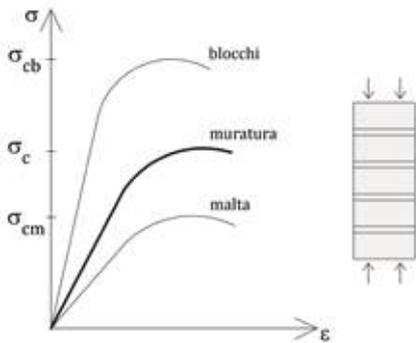


Fig. 1.6. - Tensioni tangenziali tra malta e laterizio.



**Fig. 1.7.** - Diagramma  $\sigma - \varepsilon$  a compressione monoassiale di blocchi in laterizio, della malta e della muratura.

è notevolmente inferiore rispetto a quella dei singoli mattoni, mentre può avere valori molto più elevati rispetto alla resistenza cubica delle malte. Da questo si deduce che la resistenza a compressione dei singoli elementi costituenti non rappresenta una misura diretta della resistenza della muratura, [20].

In figura 1.7, si riporta qualitativamente il diagramma  $\sigma - \varepsilon$ , dei blocchi in laterizio, delle malte e della muratura. Si può affermare che la resistenza a compressione di un prisma murario  $\sigma_c$ , costituito da mattoni impilati l'uno sull'altro e giunti di malta interposti, con resistenza a compressione dei blocchi e della malta rispettivamente  $\sigma_{cb}$ ,  $\sigma_{cm}$ , sia  $\sigma_{cb} < \sigma_c < \sigma_{cm}$ , [11].

Il comportamento non lineare della muratura deriva dalle interazioni tra i giunti e blocchi lungo le interfacce coesive, le quali sono dovute alla differente deformabilità dei due materiali.

Riguardo alla problematica della determinazione delle proprietà meccaniche della muratura, si evince come queste sono dipendenti da molteplici variabili, per cui risulta indispensabile la caratterizzazione dei materiali attraverso indagini di tipo sperimentale.

Per la determinazione delle proprietà meccaniche delle componenti murarie degli edifici esistenti, generalmente, si preferisce effettuare delle prove in situ, attraverso delle tecniche semi-distruttive. In [17], le procedure di diagnosi sulle murature storiche prevedono l'utilizzo di martinetti piatti; per la determinazione del solo stato di sollecitazione della muratura si esegue un solo taglio in cui s'inserisce un unico martinetto, mentre per la determinazione dei parametri meccanici della struttura stessa, (modulo elastico, tensione di rottura a compressione), si eseguono due tagli, nei quali vengono inseriti i due martinetti che delimitano la porzione di muratura su cui la tensione può essere applicata fino a rottura. La principale limitazione della prova con i martinetti doppi consiste nella

necessità di operare su una porzione di muratura sulla quale gravi un carico sufficiente a contrastare la spinta verso l'alto impartita dal martinetto. Ne consegue che nella pratica questo tipo d'indagine venga solitamente svolta al piano terra e si ricorra per i livelli superiori dell'edificio a prove di altro tipo. In [21], al fine di caratterizzare le proprietà meccaniche di alcune pareti in muratura sono stati eseguiti tre tipi di prove in situ su porzioni murarie di pareti, ossia test di compressione, diagonal test e test di taglio. Il diagonal test ha permesso di determinare le tensioni di taglio e il modulo elastico della muratura e può essere eseguito secondo le direttive della normativa americana ASTM E 519M - 10, [22], oppure secondo la RILEM TC -76 LUM, [23].

Non sempre è possibile eseguire dei test in situ, per questa ragione vengono usate procedure analitiche per la stima dei valori di resistenza a compressione e taglio della muratura basandosi sulle proprietà meccaniche dei singoli materiali costituenti la muratura.

### **1.3. Problematiche strutturali degli edifici in muratura colpiti da sisma**

Il ripristino di edifici storici dissestati, nonché la necessità di garantire un livello adeguato di sicurezza delle strutture murarie, anche in previsione di futuri eventi sismici, ha portato in Italia e negli altri paesi europei un forte impulso verso il consolidamento strutturale. Il rinforzo che può essere ottenuto aggiungendo nuovi elementi o rafforzando la struttura esistente, ha il duplice scopo del risanamento globale dell'edificio e l'assorbimento dei carichi orizzontali.

La vulnerabilità sismica di un edificio in muratura può essere ricondotta a molteplici fattori che non sempre appaiono d'immediata lettura. Tra i fattori incidenti si citano:

- il degrado dovuto all'incuria e al passare del tempo;
- il cambiamento funzionale di alcuni spazi;
- la modifica dei carichi agenti;
- gli interventi fatti nel tempo snaturando il comportamento originario del manufatto;
- la qualità della muratura e la qualità delle connessioni tra i paramenti dell'edificio;

In sostanza, la valutazione della vulnerabilità sismica di una struttura muraria, consiste nel diagnosticare le varie carenze strutturali della fabbrica e nel verificare l'effettiva rispondenza ai fattori che costituiscono la regola dell'arte, integrando questi dati anche con indagini sperimentali effettuate in situ.

La recente normativa italiana, [4], in riferimento ai manufatti murari, prescrive che questi debbano garantire un comportamento di tipo "scatolare", ossia che le connessioni tra i muri e tra le pareti e gli orizzontamenti siano efficaci, garantendo una ridistribuzione delle sollecitazioni e aumentandone la duttilità globale dell'edificio.

Le NTC 2008, al fine di definire il più possibile il comportamento della struttura, introducono il concetto di Livello di Conoscenza, cui si associa un Fattore di Confidenza. Quest'ultimo si riferisce ad indagini approfondite condotte in situ per ricercare le reali caratteristiche di resistenza dell'oggetto da consolidare e per verificare le peculiarità della muratura esaminata. Le indagini vengono distinte in due categorie di appartenenza:

- verifiche in situ limitate;
- verifiche in situ estese ed esaustive;

In funzione del tipo d'indagine effettuata si definisce la qualità muraria.

La qualità muraria rappresenta solo un passaggio del complesso percorso di analisi definito puntualmente dalla normativa e che investe vari aspetti del comportamento strutturale. Fra questi, oltre l'accertamento delle condizioni di vincolo delle pareti, determinanti nell'influenzare il comportamento sismico locale e globale di qualsiasi struttura muraria, anche la verifica della configurazione regolare sia in pianta che in elevazione dell'edificio, per limitare l'insorgere di effetti torsionali. La carenza di monoliticità e la mancanza di una certa continuità strutturale possono determinare il verificarsi, per cause diverse, di collassi parziali che possono interessare i singoli elementi della fabbrica muraria.

Sono tre le tipologie di meccanismo di collasso:

1. disgregazione della tessitura muraria;
2. collasso fuori dal piano;
3. collasso nel piano;

La disgregazione muraria, ossia il distacco di parte dei paramenti murari esterni, può essere dovuta a svariate ragioni tra cui la cattiva qualità della tessitura muraria. Infatti, il trasferimento

delle forze, in un paramento murario avviene per contatto tra gli elementi costituenti e quando la fattura non è ben organizzata, presentando evidenti difetti costruttivi, come la mancanza di elementi di congiunzione trasversale, questa capacità viene meno e i carichi verticali possono innescare fenomeni d'instabilità per carico di punta del paramento esterno che si comporta come un elemento di elevata snellezza.

Con la terminologia "collasso della parete fuori dal piano", o meccanismo di 1° modo, si sta ad indicare un insieme di meccanismi di collasso (ribaltamento, ribaltamento composto, flessione verticale, flessione orizzontale) che possono verificarsi quando la parete non è sufficientemente ammorsata ai solai o alle pareti ortogonali, quindi in assenza di dispositivi di collegamento come cordoli o catene alla testa della parete. Il collasso di 1° modo è il più dannoso in quanto si verifica per sollecitazioni molto inferiori rispetto alle risorse di resistenza della muratura.

Il meccanismo di collasso nel piano, o meccanismo di 2° modo, si verifica a causa delle sollecitazioni che agiscono nel piano. La crisi della parete avviene per taglio diagonale nella parte centrale e per pressoflessione alle estremità.

I meccanismi di collasso che interessano i pannelli murari verranno trattati in maniera più esaustiva nel capitolo successivo.

Nell'ambito della conservazione del patrimonio storico, il problema dell'analisi strutturale di edifici murari pone l'accento sia sulla conoscenza statica del manufatto da consolidare sia sul processo evolutivo di cui esso è stato oggetto, in modo da poter intervenire nella messa in sicurezza, senza snaturare il comportamento statico funzionale dell'edificio. La struttura muraria, oltre ai citati meccanismi di collasso, risulta vulnerabile a danni localizzati dovuti alla presenza di elementi spingenti, come ad esempio alcuni tipi di copertura o edifici di diversa

altezza, [24]. Il tipo d'intervento atto a ristabilire le condizioni di sicurezza del fabbricato, scaturisce dall'analisi sulla valutazione della sicurezza, ogni intervento deve mirare all'eliminazione o alla riduzione di carenze legate ad errori progettuali o di esecuzione, o al naturale degrado dei materiali oltre che al ripristino della struttura.

In riferimento alla normativa italiana attuale [4], gli interventi sono divisi in tre categorie:

- interventi di adeguamento;
- interventi di miglioramento;
- riparazione o interventi locali;

Nel primo caso, gli interventi sono necessari per raggiungere i livelli di sicurezza previsti dalla normativa mentre per interventi di miglioramento ci si riferisce agli interventi atti a incrementare la sicurezza strutturale senza necessariamente raggiungere il livello di sicurezza previsto dalla normativa. Il terzo caso si riferisce ad interventi che agiscono su elementi isolati che comunque comportano un miglioramento globale rispetto alle condizioni preesistenti. I metodi tradizionali, consistenti nell'adozione di rinforzi in c.a., mirati al ripristino o al miglioramento della risposta strutturale, hanno comportato spesso interventi molto invasivi con incremento delle masse in gioco e di conseguenza un aumento delle forze inerziali dovute alle oscillazioni sismiche. Inoltre i recenti terremoti hanno messo in luce una minore fiducia sugli interventi di consolidamento che tendono a trasformare un edificio murario in un manufatto ibrido che oltre ad avere un comportamento misto tra quello della muratura storica e quella di elementi in c.a. o in acciaio, porta anche alla perdita d'autenticità della fabbrica originale e nel peggiore dei casi ad incongruenze tra le parti con rigidità e resistenze differenti tra loro.

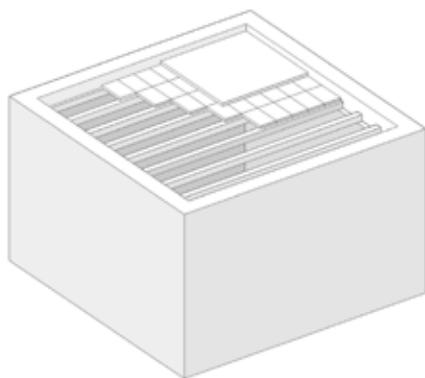


Fig. 1.8. - Scatola muraria.

Proprio nell'ambito dell'invasività, dell'aumento dei carichi, dell'irreversibilità degli interventi e della durata della messa in opera di tali metodiche, l'applicazione dei materiali compositi fibro-rinforzati come soluzione alternativa trova sempre più estimatori.

### 1.3.1 La scatola muraria

Gli edifici murari esistenti, in particolare quelli in aggregato che costituiscono i centri storici, sono frutto di successive trasformazioni avvenute nel tempo e spesso, dietro un'apparente varietà morfologica, è possibile riconoscere un'omogeneità costruttiva basata su elementi matrice, tipo la cellula muraria elementare. Nella realtà le cellule sono accostate l'una l'altra presentando muri di confine in comune con le altre unità immobiliari. Esse sono costituite da quattro muri perimetrali chiuse da un orizzontamento di copertura e definiscono la scatola muraria. La scatola muraria è quindi un'astrazione del caso reale che permette lo studio di quei meccanismi che portano al collasso di un edificio in muratura.

Le pareti che costituiscono la scatola tenderebbero a comportarsi come elementi singoli se non fosse per la presenza di ammorsature efficaci nei quattro angoli della scatola, detti anche cantonali. Infatti, si parla di "scatola", in quanto quella muraria dovrebbe emularne il comportamento, ossia creare una struttura continua capace di assorbire e distribuire le sollecitazioni di cui essa potrebbe essere investita, come avviene ad esempio per gli edifici a telaio in acciaio o in calcestruzzo armato. Una corretta progettazione di un edificio in muratura deve quindi ricercare un comportamento scatolare del fabbricato che garantisca una buona collaborazione tra:

- le pareti che costituiscono l'edificio;
- le pareti e solai;

Il primo tipo di collegamento ha lo scopo di evitare il distacco delle pareti soggette ad azioni fuori dal piano, mentre il secondo ha l'obiettivo di realizzare il trasferimento delle azioni sismiche dai solai alle pareti verticali. L'ammorsatura dei solai alle pareti ha lo scopo di contrastare la tendenza al ribaltamento della parete (flessione orizzontale), se sottoposta ad azioni orizzontali e di evitare che le sollecitazioni non agiscano sull'intera parete, cioè a tutta altezza, ma anche sull'interpiano.

Per la realizzazione di un comportamento scatolare, la rigidità dell'impalcato ha la funzione fondamentale di evitare il verificarsi del meccanismo di primo modo, ossia il ribaltamento fuori dal piano dei muri sollecitati, collegandoli al solaio. Ciò non significa realizzare impalcati rigidi, poiché il peso e la rigidità del solaio devono essere correlati alle caratteristiche delle pareti; infatti, impalcati troppo rigidi e pesanti (ad esempio in c.a.), su muratura di scarsa qualità, potrebbero determinare dissesti locali dovuti al martellamento dei travetti. Nel caso di edifici tradizionali con orizzontamenti realizzati con travi di legno semplicemente appoggiate, l'azione sismica parallela alle travi, potrebbe provocarne lo sfilamento per la scarsa forza di attrito presente nell'interfaccia di appoggio trave-parete e provocare il ribaltamento della parete per martellamento.

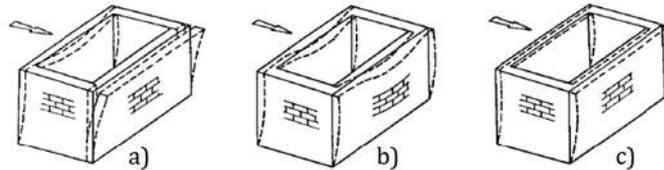
Allo schema cellulare, in cui tutti i muri strutturali hanno funzione portante e di controventamento, si riconosce la migliore efficienza statica poiché meglio realizza il comportamento scatolare.

La storia sismica racconta che proprio la mancanza di connessioni efficaci, o elementi puntuali come le catene, sono la causa di crolli o collassi parziali dell'edilizia storica. Riprendendo quanto detto nel paragrafo precedente, se la scatola muraria non riesce a garantire un comportamento scatolare, nel momento in cui un'azione sismica agisce sulla parete esposta, la spinta potrebbe provocarne il ribaltamento secondo modalità differenti dovute

alle caratteristiche geometriche delle pareti.

Viceversa, se le connessioni sono efficaci ed il ribaltamento non può verificarsi, allora verranno coinvolte nel proprio piano, le pareti perpendicolari a quella esposta all'azione orizzontale, [8].

**Fig. 1.9.** - Influenza del grado di vincolo tra gli elementi sulla risposta sismica: pareti non vincolate o ammortate (a), pareti ammortate con orizzontamento deformabile (b) e rigido (c).



Le pareti sollecitate nel proprio piano, meccanismo di secondo modo, hanno una resistenza superiore alle azioni sismiche e possono subire dei danni se l'intensità è molto elevata, altrimenti si manifestano lesioni più o meno pronunciate nei pannelli di controvento.

L'azione orizzontale di un sisma può incrementare la spinta dovuta ad archi, volte e coperture spingenti, esistenti nell'edificio. Questi potrebbero provocare la formazione di meccanismi di collasso per ribaltamento, o locali come il distacco dei cantonali.

Per il raggiungimento di una maggiore sicurezza strutturale, conferendo la giusta priorità alla qualità della muratura e all'efficacia delle connessioni, l'azione sismica deve essere contrastata con dispositivi efficaci interessanti le membrature, come contrafforti e piedritti di larghezza appropriata, ovvero con provvedimenti locali come le catene o i cordoli di piano. Ma questi ultimi, se realizzati in materiali a densità e rigidità diversa, ad esempio in c.a., inseriti per scasso nelle murature esistenti, possono determinare un incremento della pressione locale con indebolimento della risposta dinamica. Al contrario, gli incatenamenti, invece, sono collegati alle pareti soltanto a livello puntuale e non sono dotate di rigidità flessionale. Una delle tecnologie più interessanti in questo campo, sviluppata in tempi

relativamente recenti, è quella dei materiali compositi a matrice cementizia, attraverso i quali è possibile realizzare con l'apporto di pesi irrilevanti il cordolo continuo in sommità e al livello dei solai contribuendo alla realizzazione del comportamento scatolare.

#### **1.4. Tipologie d'intervento**

Dai paragrafi precedenti, risulta comprensibile come nella realizzazione di interventi di consolidamento è necessario conoscere il tipo di muratura su cui si dovrà intervenire. Per questa ragione, appare evidente sia l'impossibilità di generalizzare gli interventi di rinforzo su qualsiasi tipo di costruzione muraria, senza prescindere la conoscenza specifica delle peculiarità distintive, sia l'impossibilità di individuare una tecnica di rinforzo migliore in assoluto.

Molti sono i testi e le pubblicazioni riguardanti gli interventi di rinforzo e di consolidamento sulle strutture murarie e fanno ormai comparsa anche le nuove tecniche di rinforzo con materiali fibro-rinforzati a base di matrice polimerica. Resta invece assai esigua, la trattazione del consolidamento strutturale mediante l'applicazione di compositi a matrice cementizia.

Di seguito saranno trattate alcune tra le più diffuse tipologie d'intervento finalizzate all'incremento delle capacità meccaniche o al ripristino della resistenza degli elementi murari. La trattazione confronta gli interventi in base all'estensione, all'invasività e reversibilità del provvedimento, nonché sulla durabilità e la capacità di garantire la conservazione dell'autenticità del manufatto riguardo alle proprie caratteristiche chimico-fisiche.

#### **1.4.1. Tecniche di rinforzo tradizionali per pannelli murari**

Il rinforzo di tale elemento ha come obiettivo quello di migliorare il proprio comportamento meccanico incrementando la capacità di assorbire le sollecitazioni ma soprattutto, agendo sul miglioramento della capacità di subire spostamenti e quindi di dissipare energia prima di giungere al collasso. In particolare, nella scelta della tipologia d'intervento da utilizzare per il consolidamento, è necessario considerare molteplici fattori tra cui il tipo di muratura che costituisce l'edificio. Infatti, l'eterogeneità che caratterizza la muratura rende impossibile la generalizzazione di un intervento di rinforzo, come applicabile in un qualsiasi contesto. Per questa ragione, la scelta di uno specifico intervento di rinforzo viene solitamente effettuata considerando, oltre le esigenze di tipo statico, anche quelle riferite alla salvaguardia dell'autenticità del manufatto e dei vari condizionamenti del contesto. Tra le varie tipologie di rinforzo esistenti e praticate nella prassi di cantiere, di seguito vengono trattate le tecniche di rinforzo tradizionali più diffuse, tralasciando quelle utilizzate per il ripristino di murature degradate superficialmente a livello materico.

- *Cuciture armate*

L'intervento di rinforzo prevede l'inserimento di armature metalliche all'interno di fori, precedentemente realizzati nella muratura, in cui verrà iniettata una miscela cementizia o epossidica. Le perforazioni possono avere un'inclinazione di 45°, in senso alternato, per assorbire più efficacemente le sollecitazioni di taglio. Questa tecnica di rinforzo può essere usata per rinforzare localmente una parte degradata della muratura, di ripristinare lesioni esistenti oppure rinforzare interamente il fabbricato. L'intervento può considerarsi "attivo" nel caso in cui le barre di acciaio, inserite e bloccate con piastre e bulloni, siano pre-

sollecitate tramite chiave dinamometrica. Per l'efficacia dell'intervento la muratura deve possedere delle risposdenze con la regola dell'arte, quindi non deve essere costituita da materiale incoerente e con pietra eccessivamente piccola. L'intervento non apporta evidenti segni estetici nel paramento murario ma è sconsigliabile la sua applicazione in presenza di parti decorate, anche perché le armature possono essere soggette a fenomeni corrosivi nel caso in cui si utilizzano materiali non compatibili, [26].

- *Diatoni artificiali*

Come per le cuciture armate, i diatoni artificiali hanno lo scopo di creare un collegamento trasversale nella muratura, nel caso in cui questa, presenti pochi diatoni naturali. I diatoni artificiali, hanno una forma cilindrica, sono realizzati in calcestruzzo armato e gettati all'interno di fori praticati nella parete mediante carotatrici. Questa tecnica può essere praticata anche per il rinforzo di una muratura scadente anche se però, ciò prevede l'inserimento di un certo numero di elementi artificiali che andrebbero ad alterare la risposta verso le sollecitazioni esterne a causa della differente rigidezza. In virtù della loro rigidezza e resistenza al taglio, la loro introduzione permette sì, il trasferimento degli sforzi tra i paramenti murari, ma ciò può costituire delle vie preferenziali da cui si innesca la rottura per taglio. Dal punto di vista estetico, l'intervento con i diatoni armati è facilmente leggibile ed altamente invasivo, oltre che irreversibile, [26].

- *Iniezioni di miscele leganti*

L'obiettivo di questa tipologia di rinforzo è finalizzato al miglioramento del comportamento meccanico e della compattezza delle pareti murarie. Si tratta di un metodo passivo che consiste nell'iniettare all'interno della muratura, particolari miscele

atte a saturare le cavità interne. Ciò provoca una modifica sostanziale del comportamento strutturale della parete poiché le zone interessate dalle iniezioni risultano più rigide. Prima di applicare questo intervento di rinforzo è necessaria un'attenta analisi della muratura, verificando la presenza di lesione diffuse e di ampiezza limitate, con una buona percentuale di vuoti interni. Infatti, le miscele iniettate devono poter penetrare all'interno della muratura eliminandone le cavità e rafforzandone i legami tra i costituenti. L'intervento, oltre a introdurre forme di discontinuità, si presenta come una tecnica altamente invasiva ed irreversibile caratterizzata dalle difficoltà sul controllo degli esiti e sulla durabilità nel tempo. I prodotti utilizzati possono essere miscele di origine inorganica oppure miscele a base di resine sintetiche, [26].

- *Placcaggi con lastre e reti elettrosaldate*

Questo tipo di rinforzo consiste nell'applicare su una o entrambe le facciate della parete muraria, un sistema costituito da reti elettrosaldate, opportunamente sovrapposte e collegate tra loro da elementi di acciaio passanti la muratura, sulle quali verrà successivamente stesa malta di cemento con spessori variabili tra i 10 e 15 cm in previsione delle sollecitazioni attese. L'intervento provoca un incremento della resistenza e della sezione della muratura modificando in modo sostanziale le rigidità delle pareti. Ciò potrebbe provocare, nel caso di sollecitazioni sismiche, una pericolosa concentrazione delle tensioni. Altre perplessità sull'applicabilità di questa tipologia d'intervento sono legate all'aumento dei pesi in gioco, dovuti alle lastre cementizie, l'alterazione delle proprietà fisiche della parete (isolamento termico, traspirabilità e permeabilità al vapore) e alterazione della deformabilità delle pareti nonché la vulnerabilità della rete elettrosaldata ai fenomeni corrosivi (carbonatazione), [26].

- *NSM (Near Surface Mounted)*

Questa tecnica d'intervento consiste nel creare sul paramento murario dei tagli incavati, al cui interno verranno alloggiati barre o laminati, immersi in resine epossidiche o in miscele cementizie. L'inserimento all'interno della muratura costituisce un miglioramento in termini di resistenza al fuoco e durabilità oltre che un minore impatto estetico. A differenza della ristilatura armata, con la quale presenta delle analogie, il sistema NSM è applicabile anche su paramenti murari con tessitura irregolare. L'efficacia del rinforzo potrebbe essere compromessa da lesioni causate nella muratura durante le operazioni di taglio. Sperimentazioni su pannelli sottoposti a compressione diagonale hanno dimostrato che l'intervento è efficace dal punto di vista dell'energia dissipata nonostante un modesto incremento del carico di picco, [27, 28]. L'intervento è irreversibile.

- *Reticolatus*

Il "reticolatus" consiste nell'inserimento di un reticolato continuo di trefoli di acciaio UHTSS (Ultra High Tensile Strength Steel) nei giunti di malta di un paramento murario. Le ridotte dimensioni del trefolo (1 mm), costituito da 3-4 cavi avvolti elicoidalmente, permette un'elevata aderenza con la malta di stilatura e consente di curvare facilmente il trefolo nei giunti tra i vari elementi lapidei. Questo consente l'applicazione diffusa di questa tecnica di rinforzo anche in murature a tessitura poco ordinata e con pietrame irregolare. L'applicazione del reticolatus porta ad un incremento del comportamento meccanico della muratura sia per sollecitazioni orizzontali che azioni statiche verticali, migliora il collegamento tra le murature in corrispondenza degli angoli e costituisce un presidio nei confronti dei fenomeni atti al ribaltamento del piano. Inoltre, le barre trasversali a cui vengono via via ancorati i trefoli riprendono la funzione dei diafani artificiali

conferendo monoliticità al pannello murario. I benefici di questa tecnica d'intervento sono stati confermati dalle sperimentazioni effettuate, tra cui in Borri [29], la sperimentazione condotta su tre pannelli in pietrame sottoposti a prova di compressione diagonale, dimostra un incremento pari al 220% della tensione tangenziale massima. L'intervento è parzialmente reversibile, non altera la traspirabilità e per evitare fenomeni di corrosione nei confronti dei trefoli e dei fittoni è consigliabile l'applicazione di guaine protettive. Al momento, l'impiego del reticolatus risulta oneroso in termini di risorse impiegate a causa sia della necessità di disporre di manodopera specializzata per l'applicazione della maglia metallica e sia per i materiali impiegati, [26].

- *Ristilatura armata dei giunti di malta*

L'intervento si realizza attraverso l'inserimento di barre di metallo o di materiale composito nei giunti di malta. A differenza del reticolatus non può essere applicato su paramenti murari a tessitura non irregolare in quanto le armature, pur se di piccolo diametro, non possono essere curvati e seguire l'andamento irregolare dei giunti. La finalità di questa tipologia di rinforzo consiste nella riduzione della dilatazione orizzontale della muratura limitando l'apertura delle fessure e la loro propagazione. La problematica riguardante la durabilità di questa tipologia d'intervento è riscontrabile nel dilavamento delle malte nei giunti ed eventuale scorrimento per perdita di aderenza della malta ristilata, l'espulsione della malta che ricopre la barra e perdita di aderenza tra la barra e la malta di ristilatura. Il rinforzo è parzialmente reversibile a seconda dei materiali impiegati, [26].

- *Tirantini metallici antiespulsivi*

I tirantini metallici, ossia barre di acciaio inox o titanio, sono utilizzate nel consolidamento della muratura a doppio paramento, caratterizzata da insufficiente presenza di diatoni naturali.

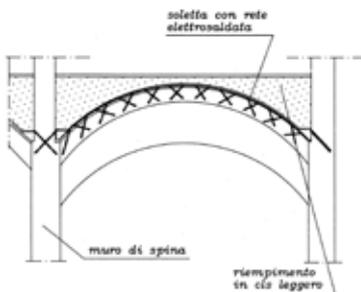
L'intervento di consolidamento viene utilizzato nei casi in cui si manifesta un rigonfiamento della parete o fenomeni di rottura a schiacciamento per sollecitazioni di compressione o pressoflessione. I tirantini evitano l'espansione laterale del paramento murario conferendo anche una certa resistenza, in virtù della pre-tensione in atto fin dalla messa in opera. Le barre filettate, corredate di piastre o dadi e rondella di ripartizione, possono essere messe in opera anche a secco conferendo all'intervento una certa reversibilità. L'intervento mostra i suoi limiti in ambito sismico, poiché le barre metalliche, essendo deformabili a taglio difficilmente riuscirebbero ad impedire lo scorrimento tra i paramenti mentre facilmente potrebbero verificarsi dei danneggiamenti da punzonamento dovuti alla pre-tensione delle barre, [26].

### 1.4.2. Tecniche di rinforzo tradizionali per archi

Il consolidamento di archi e volte è un tema delicato, poiché spesso ci si trova a dover rispondere ad esigenze non solo statiche ma anche architettoniche. Nell'ipotesi di aver già individuato ed eliminato le cause del dissesto rilevato, vi è da risolvere il problema di come fornire adeguata sicurezza statica. Di seguito verranno descritte alcune tecniche di consolidamento eseguite con metodi tradizionali, analizzandone gli aspetti svantaggiosi ed evidenziando come le tecniche di consolidamento che utilizzano i materiali compositi rappresentino un superamento di quelle tradizionali.

- *Rinforzo di volte mediante guscio estradossato o cordoli in c.a. e iniezioni di cemento armato*

Questo metodo consiste nella pulitura e bagnatura delle lesioni e la loro chiusura con malta cementizia. Dopo lo smantellamento dei rinfianchi e l'esecuzione di fori inclinati all'estradosso dell'arco, segue la pulitura e l'introduzione di barre d'acciaio ad aderenza migliorata al loro interno. Quindi, vengono iniettati all'interno dei fori, malte cementizie additate con agenti antiritiro e fluidificanti. Dopo aver posato e ancorato ai ferri già predisposti sull'intradosso dell'arco una rete elettrosaldata (o doppia rete), segue un getto di calcestruzzo leggero che formerà il guscio superiore della volta. Infine verrà ripristinato il rinfianco con getto di calcestruzzo ed argilla espansa per alleggerirne il peso. Lo spessore del getto varia dai 4-5 cm ai 15-20 cm, [25]. In sostanza viene realizzata una nuova struttura resistente che collabora con quella esistente ma essendo più rigida assume una percentuale maggiore del carico. In alcuni casi, la struttura originaria potrebbe perdere la pro-



**Fig. 1.10.** - Rinforzo di volte mediante guscio estradossato in c.a. e iniezioni di cemento armato, immagine tratta da [25].

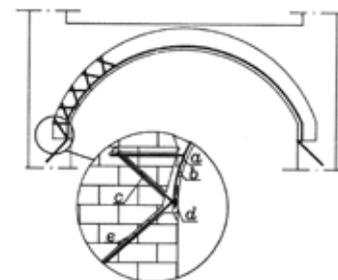
pria funzione portante. L'intervento di rinforzo è invasivo, irreversibile e modifica il comportamento strutturale della volta, [26].

- *Rinforzo di volte mediante calotta intradossata e betoncino con iniezioni di cemento armato*

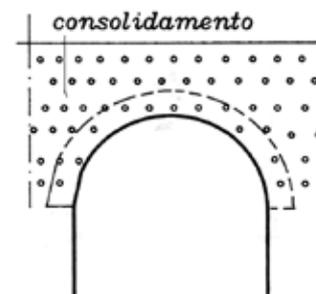
Questo metodo si utilizza nel caso in cui la parte della volta estradossata non sia accessibile. In questo caso dopo la chiusura delle lesioni con malta cementizia, vengono effettuati dei fori dalla parte intradossale e vi si inietta della malta additivata con agenti antiritiro e fluidificanti. Dopo la posa in opera della rete elettrosaldata, che viene ancorata ai ferri inseriti nei fori, viene spruzzato del betoncino fino a raggiungere uno spessore di 3-5 cm, [25]. L'intervento è irreversibile e invasivo.

- *Rinforzo di archi a mezzo di chiodature all'intradosso*

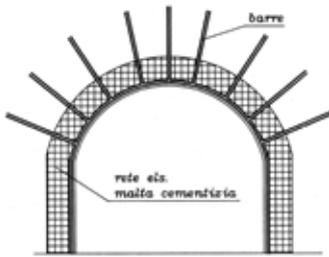
In questo caso viene eseguito un preconsolidamento della muratura interessata tramite delle iniezioni armate con barre ad aderenza migliorata del diametro 8-12 mm. Dopo circa 7-10 giorni vengono eseguite delle perforazioni, inclinate di 45° rispetto al profilo dell'arco, all'intradosso dell'arco, vi si inietta della malta cementizia additivata con agenti antiritiro e fluidificanti e previo lavaggio dei fori vi si introducono ferri di acciaio ad aderenza migliorata come sopra, [25]. L'intervento è irreversibile e invasivo.



**Fig. 1.11.** - Rinforzo di volte mediante calotta intradossata e betoncino con iniezioni di cemento armato, immagine tratta da [25].



**Fig. 1.12.** - Rinforzo di archi a mezzo di chiodature all'intradosso, immagine tratta da [25].



**Fig. 1.13.** - Rinforzo di archi mediante rete elettrosaldata e betoncino con chiodature, immagine tratta da [25].

- *Rinforzo di archi mediante rete elettrosaldata e betoncino con chiodature*

Questo tipo di intervento viene impiegato nel caso di strutture che presentano lesioni, le quali vengono scarnite e le parti in muratura che si trovano in condizioni pericolanti vengono asportate e pulite con getti d'acqua. Seguono delle perforazioni inclinate di  $30^\circ$  rispetto al raggio di curvatura dell'arco e con profondità pari allo spessore della muratura costituente l'arco. Segue l'introduzione della malta cementizia additivata con antiritiro e fluidificante e la posa in opera di ferri d'acciaio ad aderenza migliorata da 16 mm di diametro. Infine viene applicata e fissata la rete elettrosaldata sulla parte della muratura scarnita a cui segue l'applicazione del betoncino per uno spessore di 3-5 cm, [25]. L'intervento è irreversibile e invasivo.

- *Rinforzo di archi mediante catene*

Dopo la pulitura con getti d'acqua e la scarnitura delle eventuali lesioni presenti sull'arco vengono asportare le parti di muratura deteriorate.

Successivamente, vengono eseguiti dei fori di 40 mm di diametro, ad un'altezza variabile fra la quota d'imposta dell'arco e la quota delle reni per una profondità pari allo spessore della muratura. Nei fori così realizzati vengono posizionate delle barre di acciaio con filettatura alle estremità. Le barre sono ancorate a secco, per esempio mediante bullonatura, interponendo una piastra di acciaio a contrasto con la muratura ad entrambe le estremità della catena stessa, [25].



**Fig. 1.14.** - Rinforzo di archi mediante catene, immagine tratta da [25].

Escludendo l'uso delle catene metalliche, queste tipologie di consolidamento hanno come limiti principali il notevole incremento dei pesi gravanti sulle sottostrutture, ed al tempo stesso l'aumento delle masse inerziali che in occasione di un evento sismico rappresentano un accrescimento delle forze orizzontali. Inoltre, gran parte delle procedure di consolidamento descritte, invasive e completamente irreversibili, tendono a cancellare il ruolo strutturale dell'arco creando dei sistemi ibridi muratura-cemento armato.

### **1.4.3. Tecnica di rinforzo innovativa: i compositi fibro-rinforzati**

Nel consolidamento strutturale, la scelta di utilizzare compositi fibro-rinforzati piuttosto che tipologie di consolidamento tradizionali, è dettata dal risultato di molteplici vantaggi. Le applicazioni dei materiali compositi fibro-rinforzati come tecnica di consolidamento per gli edifici, rappresentano un'evoluzione nel campo del rinforzo. Questa tecnica è sicuramente una valida alternativa ai più invasivi e pesanti interventi di tipo strutturale praticati nei vari cantieri. I materiali compositi fibro-rinforzati, sono applicati esternamente e riescono a conferire resistenza a sollecitazioni di trazione in edifici murari, o parti di essi, la cui vocazione è resistere ad azione di compressione. Questo vantaggio è arricchito dalla reversibilità dell'intervento, nonché dalla possibilità di conferire alla struttura una certa resistenza a taglio con un provvedimento non invasivo e dal peso irrisorio.

Il vantaggio del sistema FRP (Fiber Reinforced Polymer), che consiste nell'immersione di fibre lunghe, di varia natura, nella matrice polimerica, consiste proprio nella riduzione del peso in gioco rispetto ad altri interventi, all'immunità alla corrosione, all'alto valore di resistenza a trazione e alla flessibilità applicativa. Le problematiche riguardano soprattutto la durabilità della matrice che è molto sensibile all'umidità e alle alte temperature. Inoltre, il placcaggio con FRP determina una consistente barriera al vapore per cui il rinforzo non è traspirante; infatti, sarebbe buona consuetudine applicarlo solo dove effettivamente necessario. Vista la poca compatibilità con i materiali di supporto, il placcaggio con FRP è considerato irreversibile sia dal punto di vista dell'alterazione cromatica, se rimosso con pistole termiche, sia per i traumi causati attraverso l'uso della scalpellatura. Negli ultimi anni, i più sperimentati compositi a matrice epossidica, sono stati affiancati da nuovi materiali compositi fibro-rin-

forzati, caratterizzati dall'unione di rete di fibra, di varia natura, immerse in una matrice di tipo inorganico. La matrice cementizia, se da un lato risulta meno efficace nel garantire l'adesione con le fibre, dall'altro presenta alcuni vantaggi in termini di sostenibilità dei costi e delle modalità applicative, non richiedendo una manodopera specializzata. Oltre che nella reversibilità dell'intervento, che ne consentirebbe la sostituzione qualora se ne riscontrasse la necessità, il vantaggio è evidente sia in termini di compatibilità dei materiali, tant'è che le caratteristiche della matrice sono assimilabili a quelle del supporto, sia nell'irrisoria invasività dell'intervento. I compositi a matrice inorganica superano le problematiche che affliggono il sistema FRP, presentando un'ottima resistenza alle alte temperature, assimilabile a quella del supporto, una buona permeabilità, una buona capacità igrometrica, reversibilità ed una maggiore sensibilità estetica, essendo il materiale cementizio più affine ai materiali edili rispetto alle matrici polimeriche.

L'insieme dei vantaggi, giustificano il grande interesse che suscita, tale sistema, nel campo del consolidamento degli edifici storici.

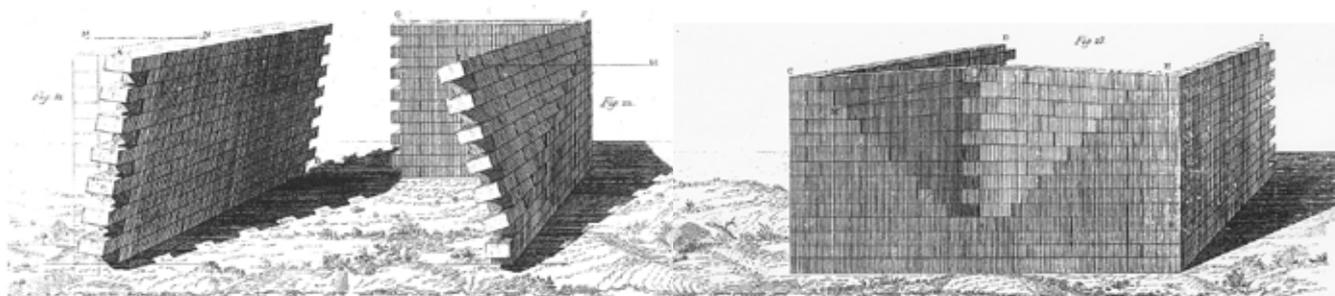
Tali aspetti mi hanno spinto ad indagare sulle potenzialità di questo composito fibrorinforzato.

## 2. | Pannelli murari

Al fine di ottenere strumenti di analisi e di verifica degli edifici in muratura, sono stati sviluppati modelli meccanici che rappresentano le pareti murarie tramite una modellazione monodimensionale a telaio equivalente, in cui le stesse pareti, possono essere discretizzate in macroelementi bidimensionali rappresentativi di un sistema di pannelli orizzontali, detti fasce di piano, e pannelli verticali detti maschi murari. Tale modellazione è quella suggerita dalle NTC 2008 per effettuare la verifica globale antisismica.

La combinazione delle azioni verticali con azioni di tipo orizzontale produce, nei manufatti murari, dissesti più o meno gravi che dipendono sia dall'intensità delle sollecitazioni agenti, che dalla qualità della collaborazione fra le parti. Il pannello murario, assimilabile per schema statico ad una mensola, può fare affidamento soltanto sulle proprie risorse, quindi sulla qualità dei materiali costituenti, sulla configurazione geometrica, sulla propria tessitura, dunque sulla sua monoliticità.

Questo tipo di approccio era stato già affrontato agli inizi dell'ottocento da J.B. Rondelet, [30], che evidenziando l'importanza dell'azione di vincolo esercitata dalle pareti trasversali, individua tre meccanismi di collasso, (fig.2.1).



Con l'obiettivo di cogliere il comportamento dei macroelementi, ossia dei soli pannelli, verrà trattato lo studio delle azioni verticali ed orizzontali agenti su di essi.

**Fig. 2.1.** - Meccanismi di collasso secondo J. B. Rondelet.

## 2.1. Azioni verticali

Le azioni verticali agenti sulle pareti murarie di un edificio storico sono accompagnate generalmente da azioni di tipo eccentrico. La sezione del muro, sottoposta a sforzi di compressione, non sempre presenta sollecitazioni di tipo uniforme e difficilmente si verifica uno sforzo puramente assiale. Ad esempio in un maschio murario, la risultante dei carichi, pur essendo verticale, potrebbe non passare per il piano medio o per il baricentro, causando nel solido, compressione assiale e flessione che causerebbe fenomeni d'instabilità. Questo meccanismo non si innesca quando i solidi murari sono elementi tozzi e dunque meno sensibili alle azioni eccentriche.

L'eccentricità del carico può essere dovuta a molteplici ragioni tra cui: la presenza di elementi spingenti, la cattiva qualità della muratura e la diversa rigidità e resistenza fra paramenti. Questa irregolarità, determina un diverso coinvolgimento delle masse murarie e nel caso di una sezione costituita da due paramenti, quello più resistente produce deformazioni differenziate in funzione del diverso modulo elastico.

Nel caso in cui la risultante dei carichi cada all'interno del nocciolo centrale d'inerzia della sezione trasversale del solido murario tutte le fibre risulteranno compresse, situazione questa molto confortante dal punto di vista della sicurezza, data la scarsa capacità delle murature di resistere a trazione.

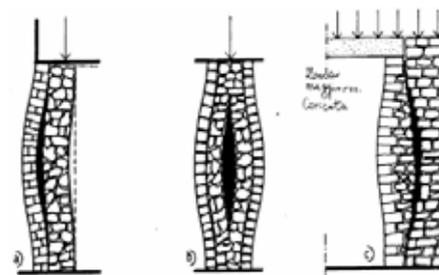
La pressoflessione indotta dal carico di punta è invece assai pericolosa in quanto sollecita il maschio murario portandolo a rottura per trazione, per livelli di carico molto inferiori a quelli sostenibili prima dello schiacciamento della muratura per compressione.

Dal punto di vista fenomenologico, la fessurazione per pressoflessione può essere causata dall'eventuale presenza di tre fattori:

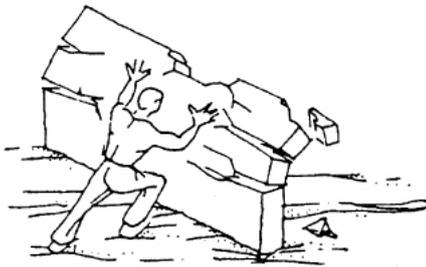
- un paramento esterno con materiale più resistente;
- entrambi i paramenti più resistenti rispetto al nucleo centrale, riempito con muratura informe e meno resistente;
- angoli dei fabbricati eseguiti con blocchi squadrati e collegati alla restante muratura più o meno caotica;

Il dissesto si manifesta con il rigonfiamento dei paramenti distaccati e rotture della struttura in più tronchi.

Le pareti maggiormente sofferenti sono soprattutto quelle perimetrali. Infatti, essendo caricate in maniera asimmetrica, si potrebbe verificare l'espulsione del paramento scarico all'esterno, a maggior ragione se la muratura non presenta un buon ingranamento, un buon collegamento trasversale con presenza di diatoni e una buona fattura.



**Fig. 2.2.** - Dissesto per carichi verticali, immagine tratta da [6].



**Fig. 2.3.** - Meccanismo di collasso di primo modo, immagine tratta da [24].

## 2.2. Azioni orizzontali fuori dal piano

Come già detto nel primo capitolo, i meccanismi di ribaltamento fuori del piano, causati dalle azioni orizzontali, sono stati definiti da Giuffrè, [8], meccanismi di primo modo. Tale definizione si riferisce sia alla pericolosità del meccanismo, sia alla facilità d'innesco rispetto ai meccanismi di secondo modo analizzati nel paragrafo successivo.

Il ribaltamento fuori dal piano può manifestarsi secondo diverse modalità:

1. Ribaltamento semplice;
2. Ribaltamento composto;
3. Flessione verticale;
4. Flessione orizzontale;

Il primo caso si manifesta quando la parete non è sufficientemente ammassata ai solai o alle pareti ortogonali quindi in assenza di dispositivi di collegamento come cordoli o catene alla testa della parete.

Il grado di risposta all'azione sismica, di un pannello isolato incastrato alla base è direttamente proporzionale alla qualità meccanica della muratura che lo caratterizza. Pietre squadrate, diatoni e filari orizzontali conferiscono al maschio murario quella monoliticità di cui ha bisogno per subire piccoli movimenti senza sconnettersi. La parete, grazie all'ingranamento che si realizza tra i due paramenti che costituiscono la sezione muraria, assume un assetto monolitico che si oppone all'azione di taglio ed è capace di seguire il cinematismo imposto dall'azione orizzontale senza danneggiarsi.

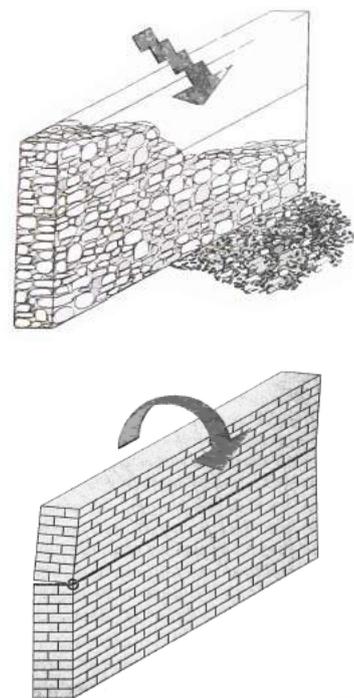
In figura 2.4 si nota invece, come una muratura caotica non permette spostamenti reversibili proprio per mancanza di collegamenti trasversali tra i due paramenti. Quindi, si frantuma a cau-

sa dell'oscillazione provocata dall'azione orizzontale.

Il secondo caso, si verifica quando la parete investita dall'azione orizzontale presenta efficaci ammorsature nei cantonali con le pareti laterali, ma a causa della mancanza di cordoli o catene, il ribaltamento non interessa solo la parete, ma è accompagnato dal trascinarsi di parti delle strutture murarie di controvento. Il ribaltamento composto è influenzato dalla presenza di aperture in prossimità delle intersezioni murarie, dalla presenza d'impalcati deformabili e/o mal collegati e dalle ridotte proprietà meccaniche della muratura, [31].

Il terzo caso potrebbe verificarsi nel momento in cui la parete investita dall'azione orizzontale presenta un buon grado di vincolo agli estremi, inferiore e superiore, ma è libera di ruotare al centro. Il meccanismo può manifestarsi attraverso la formazione di una cerniera orizzontale che divide la parte centrale in due blocchi che saranno liberi di ruotare verso l'esterno. La flessione verticale oltre a verificarsi nella parete vincolata tra due solai potrebbe interessare uno o più piani dell'edificio.

Il quarto caso riguarda la flessione orizzontale. Essa si verifica in pareti ben ammorsate lateralmente grazie anche alla presenza di cordoli e/o tiranti. L'azione spingente delle coperture o il martellamento delle travi potrebbe provocare l'espulsione del materiale esterno (teso) nella zona sommitale della parete distaccando corpi cuneiformi.



**Fig. 2.4.** - Meccanismo di danno innescato in una muratura caotica ed in una regolare, immagine tratta da [26].

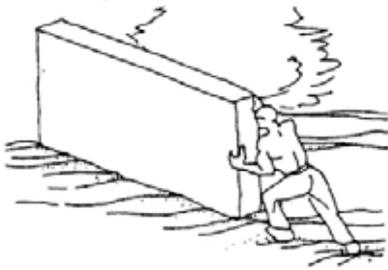


Fig. 2.5. - Meccanismo di collasso di secondo modo, immagine tratta da [24].

### 2.3. Azioni orizzontali nel piano

Un pannello murario, investito da azioni orizzontali agenti nel piano del pannello, può manifestare diverse modalità fessurative dipendenti da molteplici parametri come la geometria del pannello, l'entità della forza agente, il contemporaneo sforzo verticale agente, dai rapporti dimensionali, dalle caratteristiche meccaniche dei materiali componenti la muratura e dalla tessitura muraria rispetto alla geometria dei blocchi.

Dall'osservazione delle realtà colpite dal sisma e dalle sperimentazioni condotte in laboratorio su pannelli murari è stato evidenziato che il comportamento delle pareti, caricate nel piano, presenta differenti modalità di rottura, dipendenti dai fenomeni di taglio e flessione:

#### *Rottura per taglio*

- a) rottura per scorrimento tra i giunti (sliding);
- b) rottura per fessurazione diagonale (diagonal cracking);

#### *Rottura per pressoflessione*

- c) rocking;

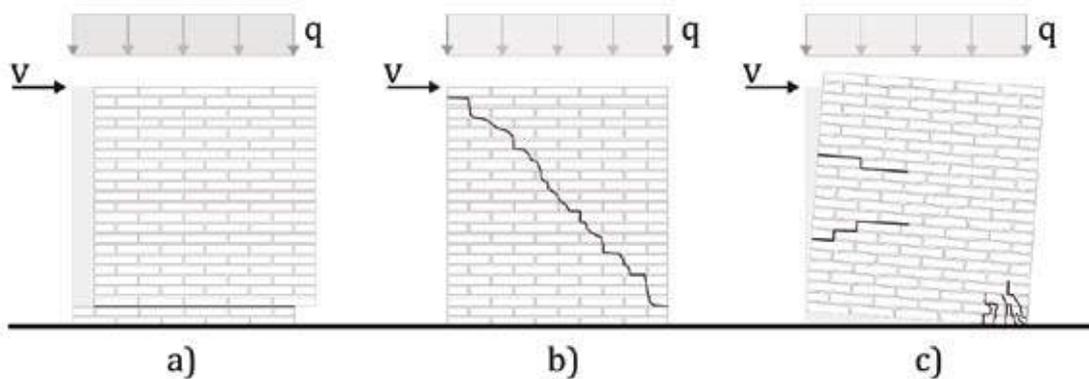


Fig. 2.6. - Quadro fessurativo associato allo sliding a), al diagonal cracking b), al rocking, c).

Data l'eterogeneità del materiale muratura e dell'influenza dei parametri suddetti, il controllo numerico del fenomeno è legato ad un valore d'incertezza, pertanto l'innescò di uno dei differenti meccanismi di rottura può essere ipotizzato identificando il valore limite della forza orizzontale  $V$ . In particolare, la resistenza di un pannello può essere valutata in base al valore ultimo di resistenza a taglio  $V_u$ .

Il calcolo della resistenza del pannello va discusso in relazione al meccanismo di rottura associato.

Sotto carichi dinamici, i meccanismi di rottura possono avvenire insieme e determinare un comportamento del pannello molto più complesso.

### **Rottura a taglio per scorrimento**

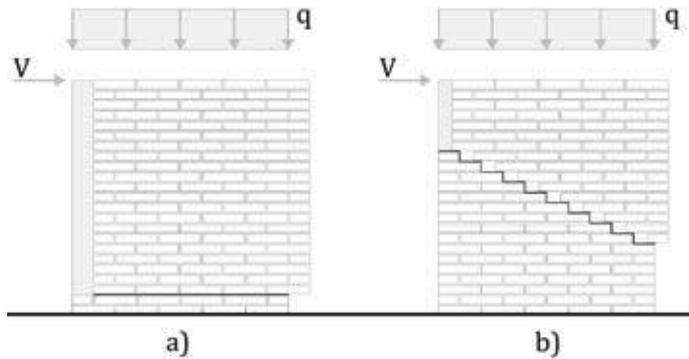
Nella rottura per taglio lo scorrimento si verifica nei pannelli realizzati con malta poco prestazionale e caratterizzati sia da un basso livello di precompressione che da bassi valori del coefficiente di attrito. Difatti, le pareti costituenti un edificio murario, solitamente presentano un buon livello di compressione e difficilmente si verifica questa tipologia di danno.

Lo scorrimento è caratterizzato dal movimento di una parte del pannello lungo la fessura e può realizzarsi secondo due modalità:

- a) ad andamento parallelo seguendo un ricorso di malta, lo scorrimento si sviluppa generalmente in prossimità delle sezioni estreme del setto;
- b) a scaletta, seguendo quindi il profilo in diagonale della tessitura muraria, interessando sia i giunti verticali che orizzontali;

Il danneggiamento e la dissipazione dell'energia si concentrano lungo la frattura conservando l'integrità del restante pannello, difatti, una parete del setto trasla rispetto all'altra lungo la lesione.

**Fig. 2.7.** - Quadro fessurativo associato allo sliding: a) lesione orizzontale, b) lesione a scaletta.



Per la valutazione analitica della tensione tangenziale si può ricorrere al criterio di Coulomb, utilizzato in geotecnica per lo studio dei terreni, in cui il valore della tensione tangenziale limite è data dalla somma del contributo coesivo ad uno attritivo in funzione della tensione media di compressione.

$$\tau = c + \mu\sigma$$

$\tau$  = tensione tangenziale limite;

$c$  = coefficiente di coesione;

$\mu$  = coefficiente di attrito interno;

$\sigma$  = tensione di compressione;

La formulazione è stata adattata allo studio delle murature e riscritta nel modo seguente:

$$f_{vd} = f_{vm0} + \mu_m \sigma_m$$

$f_{vd}$  = resistenza di calcolo al taglio per scorrimento;

$f_{vm0}$  = resistenza media a taglio puro, in assenza di compressione, pari al valore della tensione di aderenza per scorrimento malta-mattoni;

$\mu_m$  = coefficiente di attrito interno alla muratura, dipendente dalle proprietà dei materiali usati;

$\sigma_m$  = tensione di compressione media sull'area reagente;

Noti il valore della resistenza di calcolo a taglio,  $f_{vd}$ , e la lunghezza della porzione compressa, è possibile determinare il valore di taglio resistente ultimo  $V_u$ , utilizzando l'espressione fornita dalla NTC 2008:

$$V_u = l' t f_{vd}$$

$l' = 3(b/2 - e)$  = lunghezza della parte compressa;

$b$  = larghezza del maschio murario;

$e$  = eccentricità della risultante del carico verticale;

$t$  = spessore del pannello;

### **Rottura per fessurazione diagonale**

La rottura si raggiunge per formazione di una fessura diagonale che si propaga normalmente a partire dal centro del pannello verso gli angoli. La resistenza di picco è governata dalla formazione e sviluppo di fessure diagonali che possono svilupparsi lungo i ricorsi di malta o attraversare gli elementi costituenti la muratura in funzione della disposizione dei blocchi e della resistenza del legante. Nelle murature di mattoni, il modo in cui il diagonal cracking può avvenire dipende dalla resistenza della malta, dall'interfaccia mattone-malta e dalle proprietà meccaniche del mattone.

Nella valutazione della resistenza a taglio, associata al diagonal cracking, tra i criteri formulati, quello più conosciuto è stato proposto da ricercatori sloveni nei primi anni settanta. Si tratta del modello proposto da Turnsek e Cacovic, [32], i quali rilevarono sperimentalmente rotture per taglio, con formazione di lesioni diagonali al centro del pannello. I ricercatori sloveni ipotizzarono che la rottura per taglio avveniva quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge il valore limite,  $f_{td}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. Si

assume che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza, ( $f_{td}$ ).

Il criterio si traduce nella seguente espressione della resistenza a taglio:

$$V_u = bt \frac{1,5 \tau_k}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{1,5 \tau_k}} = bt \frac{f_{td}}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{td}}}$$

$V_u$  = taglio ultimo resistente;

$\tau_k$  = resistenza di calcolo a taglio della muratura in assenza di sforzo normale;

$f_{td}$  = resistenza di calcolo a trazione della muratura ( $1,5 \tau_k$ );

$A$  = area della sezione orizzontale del pannello;

$\sigma_m$  = tensione di compressione media;

$h$  = altezza del pannello;

$b$  = larghezza del pannello;

$t$  = spessore del pannello;

$\beta$  = coefficiente correttivo riferito alla distribuzione degli sforzi lungo sezione trasversale, dipendente dal rapporto dimensionale del pannello ( $h/b$ ).

In [33], Benedetti e Tomazevic hanno proposto un possibile criterio per la determinazione di  $\beta$ , in cui, in funzione di  $\beta$  diventa possibile applicare la formula anche a pannelli tozzi.

$\beta = 1$  per  $h/b \leq 1$  (maschi tozzi)

$\beta = h/b$  per  $1 < h/b < 1,5$

$\beta = 1,5$  per  $h/b > 1,5$  (maschi snelli)

La formulazione si basa sull'ipotesi per cui la crisi del pannello è causata dal raggiungimento di un valore limite per lo sforzo

principale di trazione; la formula tiene conto della rottura per fessurazione diagonale di maschi murari, per cui il caricamento con forze orizzontali avviene mantenendo il parallelismo delle sezioni estreme.

Il criterio si basa su tre ipotesi:

- peso proprio del pannello trascurabile rispetto alle forze, verticali ed orizzontali, applicate;
- muratura capace di sviluppare resistenza a trazione, per cui si attribuisce il valore  $f_{td}$ ;
- muratura assimilata ad una lastra piana costituita da materiale omogeneo, isotropo ed elastico fino al manifestarsi delle lesioni diagonali.

Si considera un pannello murario di larghezza  $b$ , altezza  $h$  e spessore  $t$ , vincolato al terreno con un incastro e in sommità con un incastro scorrevole sottoposto al carico  $N$  e all'azione di taglio  $V$ .

La procedura analitica che ci consente di pervenire al criterio formulato da Turnsek e Cacovic, parte dalle tre ipotesi enunciate e considera la distribuzione delle tensioni normali e tangenziali, in corrispondenza della sezione trasversale baricentrica, rispettivamente uniforme e ad andamento variabile con valore massimo  $\tau_{max}$  nella corda baricentrica.

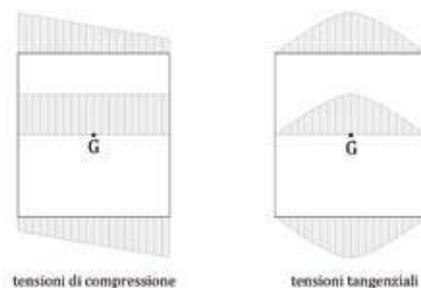
Relativamente allo stato tensionale, valgono le seguenti relazioni:

$$\sigma_m = \frac{N}{bt}$$

la tensione normale al centro del pannello;

$$\tau_{max} = \beta\tau = \beta \frac{V}{bt}$$

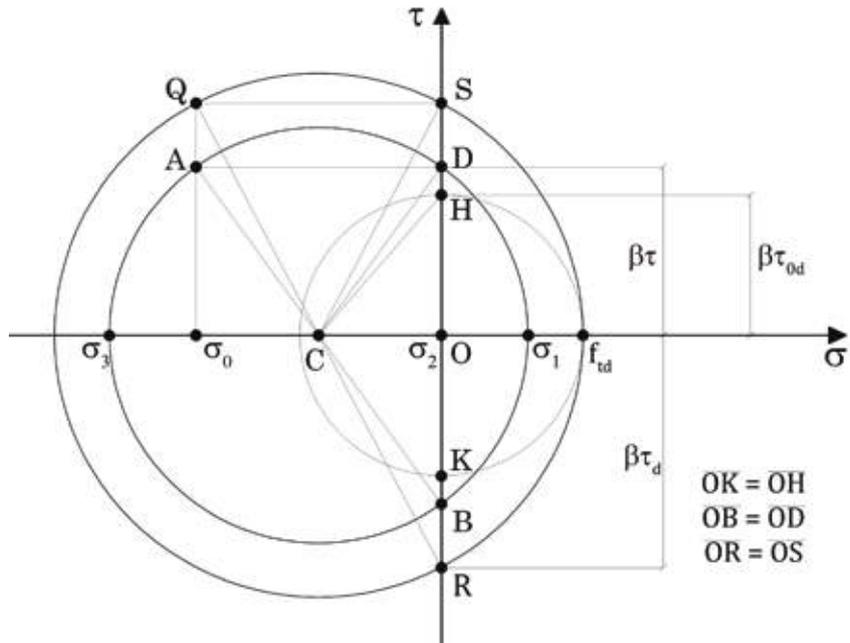
la tensione tangenziale al centro del pannello.



**Fig. 2.8.** - Distribuzione delle tensioni nel modello Turnsek-Cacovic.

Graficizzando nel piano  $(\sigma, \tau)$ , attraverso il cerchio di Mohr di centro in C e raggio CA, si traccia la circonferenza relativa alla condizione di crisi:

**Fig. 2.9.** - Rappresentazione sul piano  $\sigma - \tau$  dell'evoluzione dello stato tensionale nella rottura per fessurazione diagonale.



- A, è il punto che rappresenta lo stato tensionale sulla giacitura orizzontale passante per G;
- B, è il punto che rappresenta lo stato tensionale sulla giacitura verticale passante per G;

Incrementando gradualmente lo sforzo di taglio  $V$ , mantenendo costante lo sforzo normale, il cerchio di Mohr aumenta il diametro fin quando  $\sigma_1 = f_{td}$ , ossia quando la tensione principale di trazione  $\sigma_1$  eguaglia la resistenza di calcolo a trazione della muratura,  $f_{td}$ .

Facendo riferimento alla figura 2.9, la fessurazione diagonale del pannello corrisponde al cerchio di Mohr di centro in C e raggio

CQ; in questa situazione le sollecitazioni di trazione non essendo sopportate dal materiale, provocano la formazione di fessure diagonali a partire dal centro del pannello.

Applicando il teorema di Pitagora ai lati del triangolo COR, o COS, è possibile scrivere l'equazione che mette in relazione le tensioni tangenziali  $\tau_d$ , le tensioni normali  $\sigma_o$  e il valore della resistenza a trazione di calcolo della muratura  $f_{td}$ .

$$\overline{CR}^2 = \overline{OR}^2 + \overline{OC}^2$$

in termini tensionali:

$$\left(f_{td} + \frac{\sigma_o}{2}\right) = (\beta\tau_d)^2 + \left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2$$

da cui

$$\tau_d = \frac{f_{td}}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}}$$

Quindi è possibile calcolare il taglio ultimo resistente, al sopraggiungere della crisi per taglio da trazione:

$$V_t = bt \tau_d = bt \frac{f_{td}}{\beta} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}}$$

### **Rottura per pressoflessione**

In funzione del carico verticale agente s'individuano due differenti modalità di rottura. Con carichi verticali bassi, relativamente alla resistenza a compressione della muratura, le azioni orizzontali producono processi fessurativi per trazione, localizzati in uno spigolo del pannello che comportandosi come un corpo quasi rigido cerca di ruotare intorno all'estremo compresso inferiore, *rocking*. Con carichi verticali più elevati, il pannello manifesta una progressiva e ampia fessurazione, caratterizzata da fratture subverticali orientate verso l'angolo più compresso, *crushing*.

In entrambi i casi, lo stato limite ultimo è ottenuto per superamento della resistenza a compressione negli angoli, [34].

La *rocking failure* interessa principalmente i maschi murari snelli e si manifesta nei casi di superfici murarie molto resistenti alle tensioni tangenziali, quindi, nei casi in cui si riscontra buona qualità della malta e dell'interfaccia mattone-malta.

Per la valutazione della resistenza a pressoflessione di un pannello, si fa uso di tre ipotesi semplificative:

- si trascura per semplicità il peso proprio del muro, rispetto all'entità dell'azione verticale e orizzontale.
- si tiene conto della non resistenza a trazione delle sezioni trasversali.
- si tiene conto della distribuzione lineare e/o costante delle tensioni normali lungo le sezioni trasversali del pannello.

Le sollecitazioni sono applicate alle sezioni estreme, superiore e inferiore, le cui risultanti sono contenute nel piano medio della parete stessa.

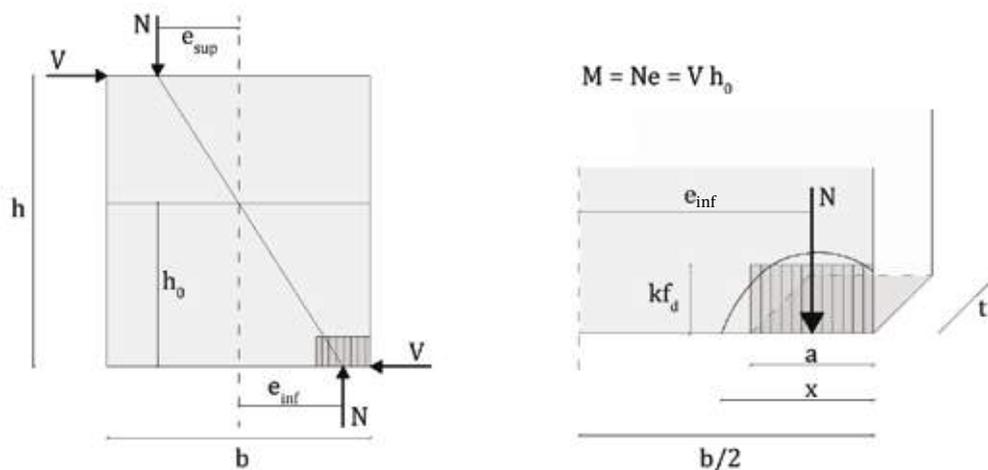
Per ogni sezione è possibile definire un'azione assiale, un taglio ed un momento, definibile come il prodotto dell'azione assiale  $N$

per relativa eccentricità.

Con riferimento alla figura, l'equilibrio dei momenti può essere scritto come:

$$Vh_0 = N e_{inf}$$

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento per compressione della muratura, per raggiungimento della resistenza ultima a compressione al piede del pannello. Per bassi valori di azione assiale  $N$ , l'estensione della zona compressa è modesta e si rileva un'ampia apertura di fessure flessionali, il muro tende a sviluppare un cinematismo di ribaltamento simile a quello di un blocco rigido. La sezione reagente si plasticizza ed il relativo momento flettente corrisponde al momento resistente ultimo  $M_u$ .



**Fig. 2.10.** - Schema statico di un maschio murario soggetto a pressoflessione nel proprio piano.

L'effettiva distribuzione curvilinea delle tensioni è semplificata mediante l'uso di un opportuno stress-block della muratura in compressione, per cui il calcolo può essere particolarmente semplificato laddove si possa definire uno stress-block rettangolare equivalente.

Scrivendo le equazioni di equilibrio, avremo:

$$N = k f_d a t$$
$$M = N e_{inf} = N \left( \frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$k = 0,85$  coefficiente di forma dello stress-block;

$f_d$  = resistenza caratteristica a compressione;

$t$  = spessore del pannello;

da cui:

$$a = \frac{N}{k f_d t}$$
$$\sigma_0 = \frac{N}{bt}$$

Sostituendo

$$M = N \left( \frac{b}{2} - \frac{1}{2} \frac{N}{k f_d t} \right) = \frac{Nb}{2} \left( 1 - \frac{N}{k f_d bt} \right)$$

$$M_u = V_u h_0$$

Il valore dello sforzo di taglio che il pannello può sopportare prima che sopraggiunga la rottura per schiacciamento è definibile attraverso la seguente espressione:

$$V_u = \frac{\sigma_0 b^2 t}{2 h_0} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{k f_d} \right)$$

$\sigma_0$  = la tensione di compressione media;

L'effettivo valore di  $h_0$  è determinato dalle condizioni al contorno della parete ed è relativo al rapporto di taglio  $\alpha_v$ :

$$\alpha_v = \frac{M}{Vb} = \frac{h_0}{b} = \frac{\psi' h}{b}$$

con  $\psi'$  che assume un valori pari a 1 quando il pannello è fissato su un'estremità ma libera di ruotare nell'altra, mentre assume un valore pari a 0.5 quando entrambi i lati sono fissati, [34].

### 3. | Archi murari

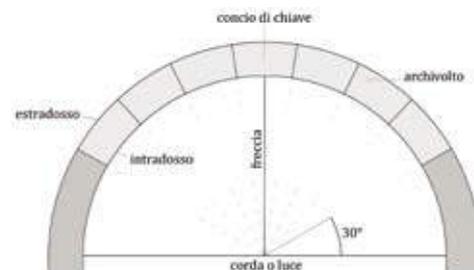
L'arco è una struttura ad asse curvilineo spingente utilizzata per superare uno spazio vuoto e in grado di sostenere i carichi verticali della struttura sovrastante. L'elemento ad asse curvilineo è vincolato in due punti in corrispondenza dei piani d'imposta, che costituiscono le basi di coronamento del piedritto su cui poggia un'arcata. I piedritti sono elementi architettonici verticali e portanti e costituiscono i sostegni su cui poggia l'arco; nello specifico: mura, pilastri e colonne svolgono questa funzione.

Il giunto in chiave, o più comunemente detto chiave di volta, è il cuneo fondamentale che chiude l'arco e mette in atto le spinte di contrasto, mentre le parti vicine all'imposta sono chiamate reni. Queste sono porzioni di arco poste a  $30^\circ$  sull'orizzontale e rappresentano la parte iniziale dell'arco strutturale mentre la parte sottostante è considerata come parte integrante del piedritto, in quanto grazie all'attrito interno della muratura, i conci si sorreggono per semplice attrito e possono essere messi in opera senza l'ausilio di centine.

Si distinguono, inoltre, le seguenti parti:

- l'intradosso e l'estradosso, costituiscono rispettivamente il profilo interno ed esterno dell'arco,
- gli archivolti, costituiscono le superfici frontali dell'arco
- la corda o luce, misura la distanza netta all'imposta tra i piedritti,
- la freccia, costituisce la distanza massima verticale tra la sommità dell'intradosso e la linea d'imposta dell'arco.

L'arco è un elemento strutturale vincolato e sagomato in modo tale che i carichi su di esso generino prevalentemente sforzi di compressione. L'assenza quasi totale dei momenti flettenti nelle sezioni dell'arco si può avere solo per i carichi fissi e purché si scelga un'opportuna forma (spessore della ghiera in rapporto



**Fig. 3.1.** - Descrizione degli elementi costituenti l'arco.

alle condizioni di carico) dell'arco; viceversa i carichi accidentali possono assumere posizioni diverse facendo insorgere effetti flessionali.

La diversa lunghezza della freccia caratterizza le diverse tipologie di arco: a tutto sesto (freccia pari a metà della luce), a sesto rialzato (freccia superiore a metà della luce) e a sesto ribassato (freccia inferiore a metà della luce), ecc.

L'arco può essere costituito da conci, cioè pietre lavorate, o da laterizi. Nel primo caso i giunti sono disposti in maniera radiale verso un ipotetico centro ed è per questo motivo che i conci hanno forma trapezoidale e vengono anche detti cunei. Nel caso di un arco in mattoni, essendo questi, essenzialmente dei parallelepipedi, hanno bisogno di essere uniti da giunti di malta a forma trapezoidale, che garantiscono anche l'adesione; al contrario, l'arco con conci di pietra può anche non essere sostenuto da malta, stando perfettamente in piedi anche a secco, grazie alle spinte di contrasto che si annullano tra concio e concio.

Nel corso della storia l'arco è stato impiegato come elemento di scarico delle forze nelle pareti nell'architettura romana, come elemento di controspinta nel periodo gotico (arco rampante) ed ha costituito e costituisce l'elemento fondamentale per la costruzione di ponti e per la copertura di grandi spazi, ma l'aspetto più rilevante è che dalla sua traslazione o rotazione si generano rispettivamente sistemi voltati o a cupola. Questo è il principio costruttivo dell'arco che caratterizza spazialmente tanti organismi architettonici di varie epoche.

In realtà, per definire un arco non basta dire che si tratta di una struttura curva impostata su piedritti atta a coprire un vano, in quanto se così fosse, si potrebbero considerare tali anche i cosiddetti pseudo-archi o falsi archi. Questi, che per la semplicità esecutiva sono presenti in varie culture ed epoche diverse, tra le quali quella micenea, sono dei sistemi in cui lo scarico delle forze,



**Fig. 3.2.** - Utilizzo dell'arco come elemento di scarico, (illustrazione di Etienne Dupérac).

nonostante la forma curvilinea dell'asse, avviene in maniera verticale, senza che si produca alcuna spinta.

L'arco come sistema architettonico spingente è riscontrabile già in età molto antica, presso popoli diversi e lontani (forse i primi esempi si hanno nella necropoli egiziana di Abido del 3500 a.C.); rimane però, sostanzialmente estraneo alle civiltà dell'Oriente antico e soprattutto della Grecia classica che si mantiene fedele, in tutte le sue architetture monumentali, ai sistemi trilitici.

L'arco divenne sistematico solo nell'architettura romana, che ne fece uno degli elementi basilari del proprio sistema costruttivo, impiegando generalmente l'arco a tutto sesto. Nel Medioevo l'uso dell'arco fu riproposto dall'architettura romanica, ma la sua tipologia, in funzione di più complesse esigenze statico-costruttive, fu rinnovata soprattutto da quella gotica, anche attraverso l'adozione di nuove tipologie di arco (archi acuti, lobati, ecc.), diffusi dall'architettura araba e da questa mutuati da quella indiana. La cultura occidentale, dal Rinascimento al XIX sec., ne ripropose invece i tipi e gli usi propri dell'architettura romana.

Nella pratica architettonica moderna, grazie anche all'impiego di nuovi materiali, si tende generalmente a sostituire i sistemi ad archi con sistemi rettilinei.

### 3.1. Cenni storici sulla statica dell'arco

Bisogna aspettare la fine del XVII secolo per parlare di una teoria statica dell'arco, difatti, grazie alla spinta data dagli studi di Galileo Galilei, numerosi studiosi apportarono i loro contributi nel settore delle costruzioni e della meccanica. Il problema legato al dimensionamento degli archi passa da un'impostazione di tipo prettamente geometrico ad uno studio definito da criteri progettuali in funzione dei carichi agenti. Fondamentale per lo studio dell'evoluzione delle teorie sulla statica dell'arco è il testo di E. Benvenuto [35], in cui sono annoverati i contributi dei vari autori nel corso della storia. Già Vitruvio in [36], era a conoscenza della spinta esercitata dagli archi sulle imposte ed a seguire Leonardo da Vinci fu il primo a studiare l'arco come elemento strutturale, anticipando i tempi con le sue considerazioni sulla stabilità e sulla resistenza degli archi, [37].

I primi studi teorici sulla statica dell'arco furono condotti da P. De La Hire (1640 - 1718), che studia l'equilibrio dell'arco nella situazione di rottura, introducendo il concetto di struttura muraria costituita da blocchi rigidi. Difatti, individua nella parte centrale dell'arco, compresa tra due raggi a  $45^\circ$ , un unico concio integro che esercitando un'azione di cuneo scivola verso il basso provocando il ribaltamento dei piedritti, [38]. De La Hire individua nell'arco l'azione di una macchina semplice: il cuneo.

Dopo aver affrontato il problema del collasso, tratta il problema dell'equilibrio introducendo il concetto di "leva", affermando che il piedritto tende a ruotare intorno allo spigolo esterno alla base in seguito alla spinta dei conci, ma in realtà pur se possibile, questo meccanismo non risulta il più probabile.

In seguito, nel 1729, in [39] De Belidor espone una rilettura della teoria di De La Hire, ma la sua formulazione pur essendo meccanicamente quasi identica, è espressa in modo più semplice. Infatti, ipotizza che le reazioni trasmesse dalla parte centrale

dell'arco siano applicate a metà spessore e non all'intradosso come proposto da De La Hire.

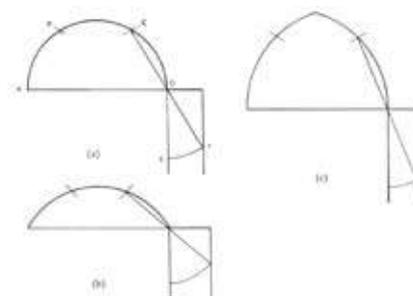
I loro studi avevano lo scopo di sostituire la regola di Blondel<sup>(3.1)</sup> con una più razionale ed ottenere un dimensionamento dei piedritti più contenuto rispetto alle antiche regole del passato, esclusivamente geometriche. Il modello di De La Hire trascurava un elemento fondamentale, l'attrito tra i conci, elemento che fu introdotto da C. A. Couplet che fece delle sorprendenti osservazioni sia sull'aderenza e l'attrito, poiché impediscono lo scorrimento dei giunti, e sia sulla formazione di cerniere che permettono la mutua rotazione dei conci lungo le linee di intradosso o estradosso, [41]. Il suo contributo passò inosservato fino a quando nel 1773 Charles Coulomb ne riprese i contenuti generali nel suo saggio, riconoscendo nettamente la necessità di considerare l'attrito e l'aderenza tra i blocchi e riconfigurando la cinematica dell'arco in condizioni limite.

A Coulomb va riconosciuto il merito di aver spostato le indagini dall'interesse originario, che era legato alla determinazione della geometria ottimale dell'arco soggetto a carichi esterni, alla determinazione del grado di stabilità di un arco di dimensioni e geometria assegnate.

In seguito, l'abate Lorenzo Mascheroni (1750 - 1800), nella sua opera del 1785, [42], idealizza i meccanismi di rottura, individuati da De La Hire e Coulomb, a sistemi di aste rigide e ne determina le condizioni limite di equilibrio. Le tematiche dell'abate, anticipano quelle del moderno calcolo a rottura, in quanto considera tutte le sezioni possibilmente critiche, non solo quelle a 45°.

Il XIX secolo, con lo sviluppo della teoria dell'elasticità, è segnato dai tentativi d'interpretazione dell'arco in muratura, nell'ambito della teoria della trave elastica ad asse curvilineo. L'arco considerato come elemento monolitico, è una struttura iperstatica che per essere risolta ha bisogno di tener conto della deformabilità

**3.1.** Si tratta di una regola, di ignota provenienza, che fornisce una soluzione di tipo geometrico al problema dell'equilibrio dell'arco. Infatti, tramite una costruzione grafica, la regola permette la determinazione dello spessore dei piedritti con riferimento a varie tipologie di arco, [40].



**Fig. 3.3.** - Regola di Blondel, immagine tratta da [40].

del materiale che lo compone. In tal senso se si considera l'arco deformabile divengono disponibili le equazioni elastocinematiche che consentono la risoluzione del problema iperstatico. La soluzione si deve essenzialmente a Navier (1839).

Navier ipotizzò che, per avere solo sforzi di compressione, la linea delle pressioni dovesse passare, in corrispondenza dei giunti di rottura, al massimo per il terzo medio della sezione resistente. In questo modo si ha la condizione limite di diagramma triangolare delle tensioni di compressione all'interno della sezione.

Nel 1840, la pubblicazione di E. Mery [43], basata sugli studi effettuati da Navier e mostra che il problema della determinazione del regime statico di un arco potesse essere risolto utilizzando un poligono di equilibrio a passaggio obbligato per due punti: il terzo medio inferiore, nella sezione di imposta, e quello superiore, nella sezione in chiave. Il metodo di Mery consiste nel trovare la curva delle pressioni ad una condizione di carico assegnata e nel trovare la sua posizione, all'interno dello spessore dell'arco sfruttando le ipotesi di Navier. Il metodo è da ritenersi valido per gli archi simmetrici, con carico simmetrico e con il profilo dell'intradosso quasi circolare.

La curva trovata è una curva limite, corrispondente cioè allo stato in cui la volta è sul punto di formare un meccanismo. Nel 1879, Castigliano applica il suo teorema del minimo dell'energia elastica per determinare l'andamento della linea delle pressioni, tramite un processo iterativo che consentiva di tener conto della non resistenza a trazione della muratura. Il metodo consiste nel calcolare una prima, ipotetica, curva delle pressioni, dopo di che, verifica che essa sia contenuta all'interno del terzo medio. Se quanto detto si verifica, significa che la teoria elastica è applicabile poiché le sezioni risultano compresse. Se, al contrario, la curva non è completamente contenuta nel terzo medio allora si riduce la dimensione delle sezioni eliminando la parte soggetta a trazione e si procede con la determinazione di una nuova cur-

va. Il procedimento, come accennato precedentemente, è iterativo, quindi si procede con il metodo fino a quando tutte le sezioni dell'arco risultano compresse.

Dai primi anni del XX secolo, all'analisi elastica si affiancano gli studi di analisi plastica che A. Kooharian nel 1953 applica per la prima volta allo studio degli archi in muratura, [44]. La vera svolta avviene con J. Heyman che porta la filosofia dell'analisi limite dallo "steel" allo "stone skeleton" avviando una serie di studi grazie ai quali la teoria delle strutture murarie ha acquistato semplicità e coerenza alla luce di due teoremi fondamentali della plasticità e sulla base di ragionevoli ipotesi sul materiale muratura.

### 3.2. Il contributo di Jacques Heyman

Nella seconda metà del XX secolo, le teorie settecentesche vengono riprese e rielaborate, nell'ambito dell'analisi limite, da Jacques Heyman. Le sue ipotesi sulla muratura e sull'analisi degli archi e delle volte vengono formalizzate in due diversi articoli pubblicati nel 1966 e poi nel 1969 intitolati rispettivamente "*The stone skeleton*" e "*The safety of masonry arches*" [45, 46]. Oltre a questi due articoli, nel 1972, H. pubblica un lavoro che ha mostrato il suo grande interesse nei confronti di Coulomb, intitolato "*Coulomb's memoir on statics an essay in the history of engineering*" che consiste nella rilettura dell'opera dello studioso, [47].

Il modello adottato nel corso del XVIII secolo, per individuare i meccanismi di rottura, è costituito da un sistema di blocchi rigidi geometricamente definiti e dotati di peso.

Heyman, ne ha ripreso il modello affermando che l'analisi limite è uno strumento ancora idoneo per studiare i solidi murari. Egli infatti, ha rilevato che le sollecitazioni di compressione, nelle murature, spesso hanno valori inferiori rispetto ai limiti di resistenza del materiale stesso. Pertanto, H. ha assunto un modello con conci rigidi collegati da giunti a comportamento rigido-fessurante. In questo tipo di modello la formazione di una cerniera di un arco, consiste nella rotazione rigida di due conci contigui intorno al lato di contatto, in corrispondenza dell'intradosso o dell'estradosso.

Inoltre, H. fece notare che fu lo stesso Coulomb a parlare per primo di un meccanismo di rottura formato dall'apertura di cerniere, dovute alla rotazione relativa fra due conci.

Come sintetizzato in [48], nell'intento di applicare i metodi del calcolo a rottura all'analisi degli archi in muratura, Heyman ha elaborato tre ipotesi per la definizione del dominio di ammissibilità del materiale:

- la muratura non ha alcuna resistenza a trazione;
- la muratura ha infinita resistenza a compressione;
- assenza di scorrimento tra i conci;

Per quanto riguarda l'assenza di resistenza a trazione, l'ipotesi risulta verificata nel caso in cui si consideri l'arco costruito da blocchi assemblati a secco o con una malta scarsamente resistente. Sull'infinita resistenza a compressione della muratura ricordiamo che la tensione media di compressione risulta essere modesta, pertanto nelle normali condizioni di esercizio i valori tensionali sono inferiori a quelli di rottura, infatti, il collasso non si realizza per schiacciamento dei conci ma per formazione di cerniere dovute alla rigida rotazione dei conci. Detto questo, si può affermare che è generalmente la flessione che, per formazione di meccanismi, porta al collasso della struttura. Sull'assenza di attrito tra i conci ricordiamo che la forza di compressione trasmessa ha un ruolo decisivo poiché è necessaria per attivare la resistenza per attrito evitando lo scorrimento tra le facce.

Tali condizioni risultano adeguate a descrivere i caratteri sostanziali della muratura e permettono di trattare l'analisi della stabilità di tali strutture con i metodi dell'analisi limite, inizialmente istituiti per lo studio del comportamento plastico delle strutture in acciaio.

I metodi dell'analisi limite si riferiscono a quella parte della teoria della plasticità per cui è possibile, pur non avendo informazioni sufficienti sul materiale che compone la struttura e pur non seguendo l'evoluzione dei carichi, valutare la capacità portante globale di una struttura e determinarne il carico limite. La convenienza del calcolo a rottura risiede proprio nella possibilità di poter prescindere alla mancanza d'informazioni più precise sulle caratteristiche della struttura. I due teoremi di riferimento sono il teorema statico e il teorema cinematico più un terzo det-

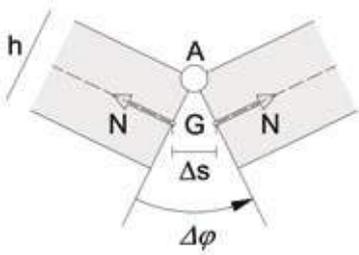


Fig. 3.4. - Rotazione dei conci.

to teorema fondamentale in cui si afferma che un moltiplicatore staticamente ammissibile, determinato tramite il teorema statico, è sempre minore o uguale ad un moltiplicatore cinematicamente sufficiente, determinato con il teorema cinematico.

Nel caso specifico degli archi, considerando due generici conci adiacenti di altezza  $h$ , se in  $A$  si crea una rotazione in presenza di una sollecitazione assiale  $N$ , il momento flettente  $M$  rispetto al baricentro  $G$  della sezione del giunto sarà :

$$M = N h/2$$

ed in corrispondenza dell'asse sarà:

$$\Delta_s = \Delta_\varphi h/2$$

Essendo il materiale non reagente a trazione è proprio l'equazione  $M = \pm N h/2$ , delle rette uscenti dall'origine  $O$ , che rappresenta la curva limite nel sistema di coordinate  $M, N$ .

Tutti i punti che si trovano all'interno dell'angolo formato dalle rette  $a$  e  $b$  sono rappresentativi di uno stato di sollecitazioni accettabile per il giunto in esame; infatti, per questi punti la linea delle pressioni risulta ancora all'interno della sezione del giunto.

I punti che si trovano sulle rette  $a$  e  $b$  sono, invece, rappresentativi della formazione di una cerniera rispettivamente all'intradosso o all'estradosso; in questa circostanza la linea delle pressioni passa per il bordo inferiore o superiore del giunto.

Tutti gli altri punti del piano, cioè quelli che si trovano al di là dell'area delimitata dalle due rette, rappresentano stati di sollecitazione non ammissibili poiché la risultante delle forze interne cadrebbe fuori dalla sezione e ciò non è accettabile per l'ipotesi di non resistenza a trazione del materiale.

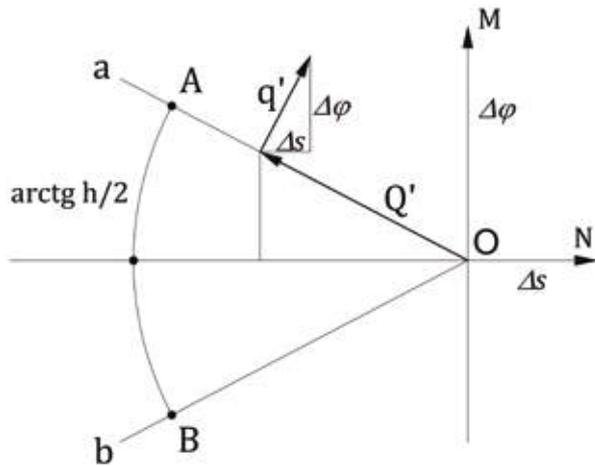


Fig. 3.5. - Dominio di ammissibilità, immagine tratta da [48].

All'aprirsi della cerniera, essendo  $M/N = \Delta_s/\Delta_\varphi$ , risulta verificata la legge dello scorrimento plastico, garantendo questa relazione d'ortogonalità dello spostamento plastico rispetto al dominio limite nel punto di contatto del dominio con il vettore plasticizzante.

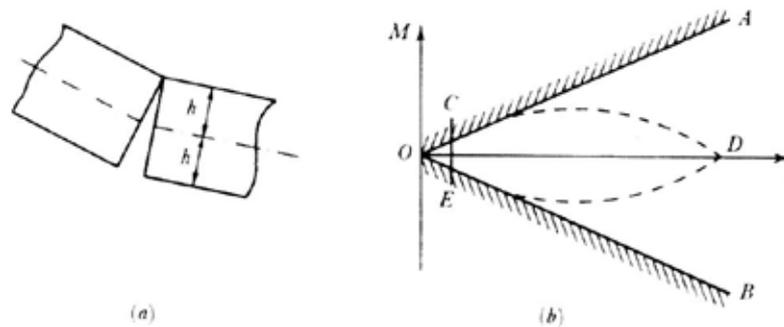
Indicando con  $Q$  il vettore di componenti  $(N, M)$  e con  $q$  il vettore di componenti  $(\Delta_s, \Delta_\varphi)$  il lavoro plastico  $L_p$ , risulta nullo:

$$L_p = Q q = M \Delta_s + N \Delta_\varphi = 0$$

Come, di fatto, deve essere trattandosi di meccanica dei corpi rigidi per il modello di comportamento assunto.

Nel caso in cui non si consideri l'ipotesi di resistenza a compressione infinita, il dominio di ammissibilità non sarà più definito dalle due rette limite  $a$  e  $b$  ma da due archi parabolici che mettono in conto l'effettiva resistenza a compressione della muratura, figura 3.6.

**Fig. 3.6.** - Dominio di ammissibilità, immagine tratta da [40].



Grazie a tali ipotesi è possibile estendere i teoremi dell'analisi limite alle murature.

### Il teorema statico

Si consideri una struttura sollecitata dal proprio peso  $g$  e dal carico addizionale  $\lambda \cdot q$ , dove  $\lambda \cdot q$  è un noto moltiplicatore di una fissata distribuzione di carichi  $q$ . Una nota distribuzione di sollecitazioni interne  $S$ , è in equilibrio ammissibile con i carichi assegnati. L'enunciato è il seguente:

Se esiste equilibrio ammissibile tra i carichi  $g + \lambda \cdot q$  e le tensioni interne  $S(P)$ , i carichi agenti non sono più elevati di quelli di collasso. Quindi

$$\lambda \leq \lambda_c$$

Il teorema statico è uno dei più importanti teoremi dell'ingegneria strutturale. Molte volte nell'interpretare il comportamento statico di un sistema strutturale complesso, si possono congetturare differenti meccanismi di assorbimento delle forze agenti; tra questi se ne può determinare uno che la struttura è in grado di sostenere. Il teorema cinematico ci dice che la struttura attuerà un sistema di assorbimento delle azioni, non necessariamente quello ipotizzato, ma con il quale sarà in grado di mobilitare uno stato di equilibrio ammissibile.

Nel caso di un arco soggetto ad una assegnata distribuzione di

forze si costruisce anzitutto una funicolare di tali carichi e si verifica poi se questa è tutta contenuta all'interno dell'arco. Se ciò è verificato, lo stato di sollecitazione presente nell'arco è ammissibile. La suddetta funicolare dei carichi non descrive però l'effettiva curva delle pressioni dell'arco ma solo una delle possibili.

### Il teorema cinematico

Si ammette che la struttura sia in uno stato di meccanismo sotto i carichi  $g + \lambda^+ q$ .

Il moltiplicatore  $\lambda^+$  dei carichi  $q$  è quindi tale da annullare lungo il meccanismo  $u^+$  il lavoro delle forze  $g + \lambda^+ q$  agenti sulla struttura e che quindi

$$0 = \langle g, u^+ \rangle + \lambda^+ \langle q, u^+ \rangle$$

Ciò sta a significare che c'è equilibrio tra le forze spingenti  $\lambda^+ q$  e le forze resistenti  $g$  lungo il meccanismo  $u^+$ .

Allora il teorema afferma che:

$$\lambda^+ \geq \lambda_c$$

Il moltiplicatore  $\lambda^+$ , detto moltiplicatore cinematicamente sufficiente del carico  $q$ , è quindi maggiorante del moltiplicatore di collasso  $\lambda_c$ .

### Unicità del moltiplicatore di collasso

Operando per assurdo si riesce a dimostrare che il moltiplicatore di collasso della distribuzione di carichi è unico.

I due teoremi statico e cinematico, consentono di ottenere un intervallo di limitazione per il moltiplicatore di collasso  $\lambda_c$  in quanto:

$$\lambda^- \leq \lambda_c \leq \lambda^+$$

In un arco con un'assegnata distribuzione di forze, la curva delle pressioni costruita secondo il procedimento di Mery e contenuta all'interno dello spessore dell'arco, rappresenta uno stato di sollecitazione staticamente ammissibile e quindi in equilibrio con i carichi esterni.

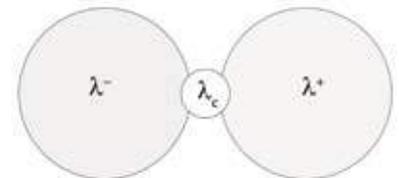


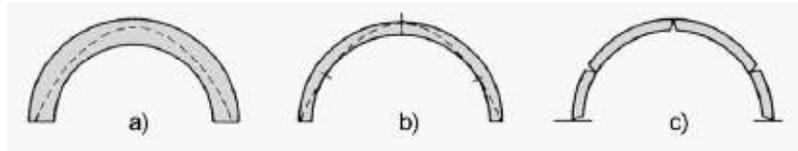
Fig. 3.7. - Rappresentazione schematica dell'intervallo di limitazione per il moltiplicatore di collasso  $\lambda_c$ .

Questi carichi, secondo il teorema statico dell'analisi limite non possono essere maggiori di quelli che producono il collasso dell'arco.

Sulla stabilità dell'arco murario influisce notevolmente la sua corretta geometria globale tale che il peso proprio possa esercitare un'azione di contrasto nei riguardi di ogni meccanismo di deformazione dell'arco.

L'arco se ben progettato lavora secondo basse sollecitazioni e flessioni trascurabili. Tuttavia, nel caso in cui l'arco presenta una distribuzione del carico differente dal solo peso proprio, ad esempio per un certo carico concentrato  $P$ , la curva delle pressioni si modifica repentinamente mettendo fine alla situazione di equilibrio e di stabilità e conducendo l'arco al collasso per formazione di un meccanismo. L'arco semicircolare a tutto sesto ha comunque la possibilità di avere una certa resistenza e avere la capacità di assorbire carichi concentrati di una certa entità a patto che sia garantito uno spessore minimo.

**Fig. 3.8.** - Variazione di spessore dell'arco, immagine tratta da [40].



In figura 3.8, nel caso a), è rappresentato un arco a tutto sesto stabile, poiché il poligono funicolare è tutto contenuto all'interno dello spessore dell'arco. Anche un arco più sottile potrebbe contenere lo stesso poligono funicolare ma esiste una limitazione precisa alla quantità di riduzione dello spessore.

Nel caso b) è rappresentata la situazione limite in cui l'arco si trova in una condizione prossima al collasso che si verifica per la formazione di cinque cerniere. L'arco b) può essere inteso come contenuto nell'arco a).

Il fattore geometrico di sicurezza è dato dalla quantità per cui

l'arco a) deve essere ridotto per raggiungere la configurazione con spessore minimo. In pratica viene considerata la curva contenuta nel terzo medio dell'arco a), come se al suo interno ci fosse un arco ideale. Infatti, un arco più sottile ha la possibilità di contenere lo stesso poligono funicolare di un altro più spesso. Questo significa che esiste uno spessore minimo dato dal rapporto tra lo spessore  $t$  e il suo raggio interno  $r$  che non può ridursi oltre un certo valore minimo:

$$(t/r)_{min} = 0,108$$

il rapporto è stato calcolato da Heyman nel 1966, [45] e ricalcolata da Ochsendorf nel 2006, [49], al di sotto del quale non può ritrovarsi un equilibrio ammissibile,[11].

Lo stato limite dell'arco è raggiunto quando la curva delle pressioni tocca l'intradosso e l'estradosso in un numero di punti sufficiente a determinare un meccanismo simmetrico, come visualizzato nel caso c).

Facendo riferimento alla figura 3.9, per un arco a tutto sesto soggetto soltanto al peso proprio, corrispondono due particolari situazioni: lo stato di minima spinta e lo stato di massima spinta. Nel momento precedente al disarmo della centina, l'arco è scarico ed il suo peso grava tutto sulla centina. Al momento del disarmo, l'arco va in compressione uniforme, la funicolare dei carichi coincide con l'asse dell'arco, e spinge verso le imposte. L'arco per assestarsi potrebbe non aver trovato subito il contrasto dei piedritti per l'assorbimento della spinta, ciò causerebbe un leggero aumento della luce dell'arco e delle piccole deformazioni che fanno parte della fessurazione fisiologica dell'arco.

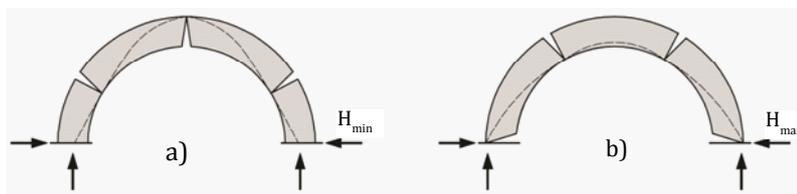
Il caso a), corrisponde alla situazione di minima spinta ed è quella che di regola più si avvicina alla spinta effettiva, essa corrisponde nell'arco ad una curva che ha la minima luce e la mas-

sima freccia.

Il caso b) rappresenta la massima spinta e corrisponde nell'arco a quella curva che ha la massima luce e la minima freccia. Dalla figura appare evidente come la componente orizzontale sia minima nel caso a) e massima nel caso b).

Osservando il quadro fessurativo, si può determinare, attraverso la valutazione dei pesi e i metodi della statica grafica, la reale entità della spinta e valutare pertanto il coefficiente di sicurezza della struttura.

**Fig. 3.9.** - Curva delle pressioni nelle condizioni di minima e di massima spinta, immagine tratta da [40].





## 4. Compositi a matrice cementizia: stato dell'arte

La trattazione è stata organizzata per argomenti specifici in modo da affrontare in maniera più approfondita lo studio dei singoli contributi. Nella prima parte verrà trattato il tema generale dei compositi a matrice cementizia, mentre successivamente si scenderà più in dettaglio trattando la composizione della matrice cementizia, le tipologie di fibre tessili utilizzate, le problematiche riguardanti l'impregnamento tra matrice e fibra, le indagini effettuate e finalizzate alla comprensione dell'adesione fibra-matrice e l'applicazione di tali compositi su elementi specifici come archi e pannelli in muratura.

I compositi a matrice cementizia sono costituiti da due componenti chiave, la matrice ed il tessuto o armatura fibrosa. La matrice è generalmente costituita da malta per muratura a base di cemento portland e con un basso dosaggio di polimeri organici (meno del 5% del peso) ed altri additivi come visto in [50], mentre relativamente alla fibra, ne esistono in commercio diverse tipologie abbinata ad una specifica matrice.

Le proprietà meccaniche delle matrici cementizie utilizzate per i materiali compositi fibro-rinforzati, sono state migliorate nel tempo per offrire una buona coesione sia con il tessuto, in essa immerso, sia con il supporto, oltre che per incrementare la resistenza a trazione della stessa.

Per ottenere questi miglioramenti prestazionali, le matrici sono state oggetto di sperimentazioni e di studio da parte di varie aziende e ricercatori universitari, con l'obiettivo di immettere nel mercato un composito fibrorinforzato alternativo ai più conosciuti compositi a matrice epossidica, compatibili dal punto di vista chimico, fisico e meccanico con le caratteristiche dei supporti da rinforzare ed in particolare con le murature. La matrice, oltre a svolgere un ruolo fondamentale nella distribuzione delle tensioni, distribuendo lo sforzo tra le fibre per adesione e, un ruolo secondario nella tenuta del carico, svolge altri compiti come la protezione delle fibre dagli agenti atmosferici.

Tra le caratteristiche più importanti si evidenzia il buon comportamento alle alte temperature, la buona resistenza al fuoco e l'ottima compatibilità con le strutture in c.a. e murarie; caratteristiche vantaggiose soprattutto se confrontate con le matrici polimeriche. D'altro canto, i limiti riscontrabili nell'impiego di matrici inorganiche riguardano l'uso di fibre che non siano in grado di resistere ad un ambiente alcalino, tipico degli impasti cementizi. In particolare ciò riguarda le fibre di basalto e le fibre di vetro che per essere utilizzate necessitano di trattamenti specifici per mezzo dei quali è possibile creare una zona di interfase tra la matrice e la fibra. Tra i vantaggi di questa matrice rispetto a quella organica vanno ricordati, oltre a quelli già accennati, anche la facilità applicativa che non richiede manodopera specializzata, la riduzione dei costi, la permeabilità, la traspirabilità e la mancata emissione di sostanze nocive; tutti vantaggi che presentano il sistema FRCM come una valida alternativa al sistema FRP.

In [51], il confronto tra il sistema di rinforzo C-FRP e PBO-FRCM, riguardo alla conservazione delle proprietà meccaniche e strutturali in funzione della temperatura di esercizio, ha evidenziato i limiti dei compositi a base di matrice polimerica. Quest'ultima, infatti, comincia a perdere il 100% delle prestazioni meccaniche dopo un'ora a 80°C e circa l'80% dopo sette ore a 45°C. Inoltre, ulteriori test hanno dimostrato che il fenomeno comincia a manifestarsi ad una temperatura di appena 30°C, a differenza dei sistemi FRCM che, essendo di natura inorganica, hanno conservato le proprie prestazioni meccaniche persino ad una temperatura oltre i 500°C. Addirittura in quest'ultimo caso, l'elevata temperatura ha degradato il calcestruzzo rinforzato, mentre il rinforzo ha mostrato un incremento del 173% del carico a flessione.

#### 4.1. La matrice cementizia

Tra le varie componenti che costituiscono la matrice, di particolare efficacia è l'introduzione di fibre corte disperse in maniera stocastica, sia nel piano che nello spazio, all'interno della malta, costituendo una fase dispersa fibrosa, poiché l'orientamento delle fibre corte difficilmente coincide con la direzione di sforzo.

Nella matrice così costituita, la maggior parte di queste fibre, che possono essere di varia natura e quindi con proprietà meccaniche differenti, si trova ad essere inclinata all'interno della matrice rispetto alle prime fessurazioni e solo una parte si trova a lavorare in maniera efficace. L'inclinazione delle fibre porta le stesse, ad essere sottoposte a sforzi flessionali che ne causano la rottura, ad esempio: nel caso di fibre corte fragili, come quelle in carbonio, le tensioni flessionali potrebbero provocarne la rottura della fibra, prima che la stessa raggiunga la massima resistenza a trazione, se sollecitata lungo la direzione assiale. In [52], un modello teorico mostra che la tensione flessionale cresce all'aumentare della densità e rigidità della matrice e decresce con le fibre aventi un basso valore del modulo elastico. Si evince che la capacità deformativa della fibra, capacità estensiva a flessione, incide sulle proprietà della matrice.

La risposta a trazione del composito a base cementizia dipende quindi oltre che dal comportamento macroscopico del tessuto immerso, e quindi dalla capacità della matrice cementizia di saturare gli yarns asciutti (cioè di impregnare le fibre longitudinali del tessuto), dipende anche dall'adesione tra matrice e fibra, dall'adesione tra matrice e supporto, e dal comportamento a livello micro e meso-scala, che interessa il processo di distacco e sfilamento delle fibre corte dalla matrice e dalla fessurazione di quest'ultima.

Il miglioramento prestazionale determinato dall'aggiunta delle fibre corte nell'impasto della matrice è riscontrabile attraverso i

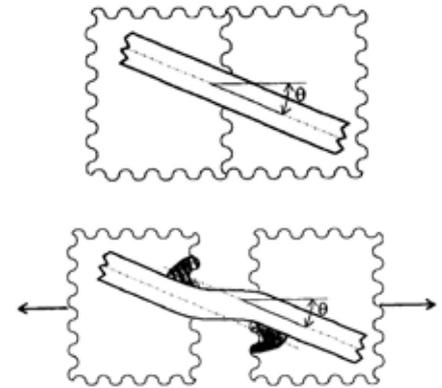
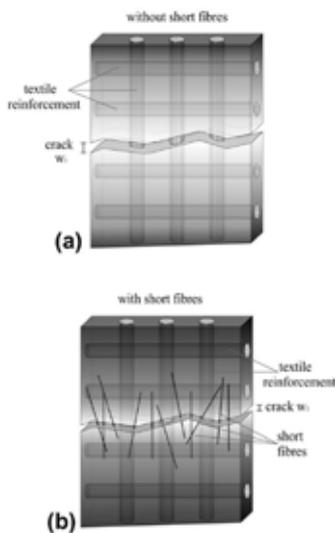


Fig. 4.1. - Deformazione della fibra, immagini tratte da [52].



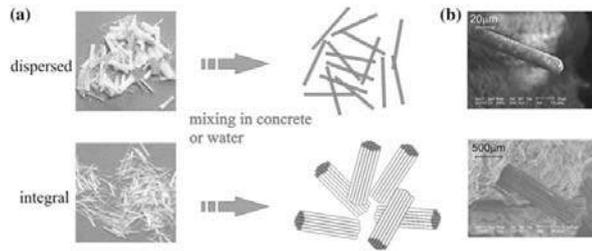
**Fig. 4.2.** - Immagine tratta da [53], rappresenta la fessurazione della matrice in assenza di fibre (a) ed in presenza di fibre (b).

test di trazione effettuati da [53], che evidenziano tre principali meccanismi rilevati durante la prima fessurazione della lamina di rinforzo. Il primo meccanismo è dato dal fatto che le fibre, se ben distribuite, inibiscono l'aumentare della fessura opponendosi lungo il proprio asse allo scorrimento della matrice, (crack bridging). Il secondo meccanismo è dato dal fatto che l'aggiunta di fibre corte provoca la riduzione del fenomeno di ritiro della malta, riducendo di conseguenza la micro-fessurazione interna alla matrice dovute al processo di presa. Il terzo meccanismo è dato da un miglioramento complessivo delle proprietà meccaniche della matrice che permette un incremento della qualità dell'aderenza tra il tessuto di fibra e la matrice.

La rete all'interno della matrice inorganica si comporta in modo differente rispetto a quanto avviene nella matrice polimerica, questo perché la fessurazione della matrice cementizia avviene prima che la fibra raggiunga la massima tensione sopportabile, di conseguenza la rete entra in azione proprio con le prime fessurazioni comportandosi come un ponte attraverso il quale avviene una trasmissione delle tensioni oltre la lesione e convogliandole sulle fibre longitudinali.

Il composito FRCM, grazie alla presenza di fibre corte immerse nella matrice, riesce ad avere una migliore resistenza a trazione ed un comportamento pseudo-duttile. La pseudo-duttilità è il risultato sia dell'effetto del crack-bridging, sia della fessurazione multipla, sia dei piccoli scorrimenti che avvengono a livello dell'interfaccia matrice-fibra e filamento-filamento.

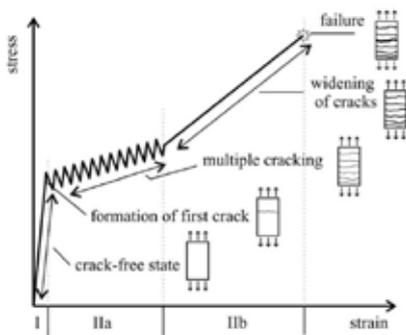
In base alle aziende produttrici delle malte, ci sono differenti tipologie di fibre corte immerse nell'impasto delle matrici. In [54], si pone particolare attenzione sui miglioramenti prestazionali apportati da due differenti tipologie in fibra di vetro: dispersed o integral.



**Fig. 4.3.** - Immagine tratta da [54], rappresentante le due tipologie di fibre.

Dalle sperimentazioni effettuate, per le integral fibre si evidenzia un miglioramento della resistenza a trazione del 30% e una migliore capacità portante del composito fino a rottura. Le dispersed fibre all'interno del composito sono più numerose e finemente distribuite rispetto alle integral fibre; per questa ragione riescono a colmare le microfratture e le fessure molto fini, mentre per le altre appaiono evidenti concentrazioni di mono-filamenti in punti particolari. Inoltre, la matrice in cui sono immerse le fibre disperse è composta da granulometria molto più piccola e fine rispetto alle integral fibre migliorando molto il legame tra la matrice e la fibra.

Il comportamento tensione-deformazione di una lamina di rinforzo FRCM è stato rappresentato schematicamente in tre stadi. Il primo è caratterizzato dall'assenza di fessure, e la pendenza della curva dipende dalla rigidità sia della matrice sia della fibra. Questo tratto è caratterizzato da un comportamento elastico-lineare fino alla formazione della prima fessura. Il secondo stadio è caratterizzato dalla formazione della prima fessura e da un comportamento quasi duttile del composito. In questo stadio possono manifestarsi delle multi-fessurazioni in base all'aumento di carico di trazione applicato. La lunghezza e la pendenza della porzione di curva dipende dalla qualità del legame tra la fibra e la matrice oltre alla proporzione di volume di fibra contenuta nella matrice attivata per il trasferimento del carico. Questo stadio termina con l'ampliamento delle fessure. Nel terzo stadio le fessure continuano ad ampliarsi con l'applicazione del carico di



**Fig. 4.4.** - Immagine tratta da [53], rappresentante il comportamento del sistema FRCM.

trazione fino a rottura. Si perviene ad una rottura di tipo fragile in quanto la fibra immersa, sia essa carbonio o vetro o altro, non presenta capacità plastica. La pendenza della curva dipende fondamentalmente dalla qualità di legame d'interfaccia tra fibra e matrice, dalla rigidità dei materiali e dalla percentuale di fibra attivata nel trasferimento di carico.

In riferimento all'aderenza tra fibra e matrice, di cui tratteremo più specificamente nel paragrafo successivo, di particolare importanza è l'ancoraggio meccanico fornito dalla geometria della rete, dalla scabrosità superficiale delle fibre che costituiscono il tessuto e dal grado di penetrabilità della matrice all'interno dei fasci di filamenti della fibra. In [55], è stata valutata l'influenza delle caratteristiche di un tessuto a nodi efficaci sulle proprietà del composito. Il tessuto è stato creato dagli autori ad hoc per la sperimentazione e si dimostra particolarmente efficace secondo due parametri principali, la larghezza del nodo e degli yarn. Infatti, incrementando la larghezza del nodo si ottiene un maggiore attrito dovuto alla geometria non lineare del tessuto, mentre riducendo quella del fascio dei filamenti si migliorano le performance del composito poiché si crea una maggiore superficie di contatto tra i due strati di matrice.

Il fatto che la prestazione del composito FRCM sia determinata proprio dall'accoppiamento della matrice cementizia con il tessuto, era cosa nota già agli inizi della sperimentazione di questa tipologia di rinforzo. Infatti, in letteratura sono presenti lavori che trattano in maniera più approfondita, soprattutto dal punto di vista chimico-fisico, il tema riguardante la microstruttura della matrice, che nelle vicinanze della fibra presenta una zona di transizione in cui la malta è differente rispetto ad altri punti più interni. In generale, sia nel calcestruzzo che nelle malte, esiste una zona di transizione (ITZ, interfacial transition zone), tra i diversi costituenti del materiale che nel caso specifico sono i piccoli aggregati, la pasta di cemento, le microfibre ed il tes-

suto di fibra. In [56], l'aggiunta di fumi di silice e di un fluidificante hanno portato rispettivamente ad una restrizione della zona di transizione, rendendo la consistenza della malta più densa e meccanicamente più resistente cambiandone quindi la microstruttura; inoltre, un trattamento superficiale della rete di carbonio ha migliorato la connessione tra la fibra e la matrice. Ciò fa intendere come il problema legato ai compositi a matrice cementizia nel corso degli anni, grazie alla continua ricerca atta al miglioramento prestazionale dei materiali, ha portato oggi allo sviluppo di nuovi brevetti altamente efficaci e distinguibili in base all'accoppiamento di matrice e tessuto differenti. Quanto detto finora ci permette di capire in che modo, quella che comunemente si definisce malta cementizia, in realtà sia definibile come un legante inorganico additivato, prestazionale e dotato di un alto potere adesivo.

Per quanto riguarda la sua composizione chimica, le matrici sono state formulate sulla base delle conoscenze acquisite nell'ambito dei materiali ECC (Engineering Cementitious Composite). Essa è costituita oltre che da un legante idraulico cementizio, solitamente non specificato dalle aziende produttrici, da additivi speciali come ad esempio fluidificanti, acceleranti, aeranti e tixotropanti. Atti al miglioramento della reologia dell'impasto e al favorirne l'applicazione sui diversi supporti, la malta risulta costituita da additivi organici, da inerti silice, a granulometria molto fine e da fillers inorganici che hanno la capacità di ridurre la microporosità del materiale, incrementando la durabilità e la resistenza agli agenti atmosferici ed inquinanti, [57].

## 4.2. Le fibre tessili

Le fibre utilizzate per la tipologia FRCM, sono caratterizzate da fibre lunghe organizzate in un tessuto bidirezionale composto da trama e ordito. Le fibre lunghe vengono impiegate nel campo del rinforzo strutturale per la necessità di avere la massima risposta alle sollecitazioni seconde direzioni preferenziali, con la possibilità di sovrapporre più strati di tessuto nel caso si renda necessario per il dimensionamento del rinforzo. Le fibre lunghe conferiscono al composito un comportamento anisotropo.

Le proprietà meccaniche delle fibre hanno una grande influenza sulle caratteristiche del sistema FRCM ed hanno il compito di assorbire le tensioni di trazione lungo l'asse di sforzo, per questa ragione le fibre sono disposte all'interno della matrice parallelamente alle tensioni. Per garantire le prestazioni del composito, le fibre sono caratterizzate da un'alta tenacità, un ottimo allungamento a rottura ed un modulo elastico molto più alto rispetto a quello della matrice cementizia. Tra le qualità di queste fibre vanno evidenziate la buona e costante capacità adesiva tra il rinforzo e la matrice e il ridotto rilassamento sotto carichi permanenti.

I tessuti maggiormente utilizzati nel sistema FRCM sono costituiti da fibre di vetro, fibre di carbonio, fibre di PBO, fibre di aramide, fibre di acciaio, fibre di basalto, ecc.

In questo lavoro di ricerca sono state sperimentate tre tipologie differenti di fibre lunghe, ossia fibre di vetro, fibre di carbonio e fibre di PBO, prodotte e forniteci rispettivamente dalle aziende della Sika e della Ruredil S.p.a.

Nelle fibre di vetro, ottenute per filatura a caldo, il trasferimento degli sforzi dalla matrice alla fibra viene migliorato tramite un rivestimento di tipo chimico che può apportare un incremento delle caratteristiche meccaniche del composito risultante. Il rivestimento, detto anche coupling agent, migliora anche la scarsa

resistenza all'abrasione delle fibre pure. Per un utilizzo all'interno di un ambiente alcalino, come quello presente all'interno della matrice cementizia, la fibra di vetro subisce un trattamento che la rende alcali-resistant (AR-glass), ossia resistente in un ambiente acido.

Per quanto riguarda le fibre di carbonio, esse sono composte principalmente da carbonio amorfo e carbonio grafítico cristallino. Variando il rapporto tra queste due componenti in un ampio range, è possibile modulare le proprietà meccaniche delle fibre; il modulo elastico in particolare, dipende principalmente dalla quantità di carbonio grafítico presente. Tra i limiti va ricordato il comportamento a rottura intrinsecamente fragile, la bassa resistenza ad impatto e l'elevata conducibilità elettrica. Con la sigla PBO, ci si riferisce, secondo la nomenclatura IUPAC<sup>(4.1)</sup>, al polimero denominato poliparafenilbenzobisoxolo. Più in generale s'indica un tessuto di fibra di rete che dal punto di vista meccanico presenta delle proprietà simili alla fibra di carbonio ma migliorate secondo alcuni aspetti. In base ai dati dichiarati dalla Ruredil le fibre di PBO, rispetto a quelle di carbonio C10, hanno una resistenza a trazione superiore del 40% e un modulo elastico maggiore del 15%. La fibra in PBO possiede un'ottima stabilità ed un bassissimo assorbimento in ambiente umido (0.6%). Nonostante queste caratteristiche, rimane una fibra morbida e molto malleabile, di peso leggerissimo. Il limite maggiore presentato da questa tipologia di fibre riguarda principalmente una degradazione considerevole delle proprietà se sottoposte a radiazioni solari (raggi UV). La loro resistenza può ridursi di circa il 20% dopo dieci ore di esposizione e di addirittura del 50% dopo 100 ore di esposizione solare.

Recentemente sono stati sviluppati delle fibre di PBO UV resistenti, in grado quindi di assorbire la maggior parte della radiazione incidente minimizzando la degradazione del materiale polimerico, [57].

---

4.1. International Union of Pure and Applied Chemistry, IUPAC, rappresenta l'autorità internazionale per la nomenclatura chimica.

Il tessuto, riveste una particolare importanza per il miglioramento delle performance del rinforzo, in [58], sono state confrontate cinque tipologie differenti di rete, di cui una in carbonio e le restanti in vetro-AR. Tenendo conto che le prestazioni sono legate alla geometria dei tessuti, alle loro proprietà di base, ma anche alla profondità di penetrazione della matrice all'interno dei micro-spazi tra i filamenti sono state effettuate delle indagini sperimentali che hanno evidenziato il differente comportamento.

Le proprietà meccaniche dichiarate dalle aziende produttrici riguardano la fibra individuale, yarn. Infatti, l'indagine sperimentale presente in [58], mostra come i valori di trazione riportati dalle aziende siano più bassi rispetto a quelli della rete.

### 4.3. Problematiche dovute all'impregnamento

Molto importante per la determinazione del comportamento globale del composito, è il legame tra gli yarn e la matrice. Se prendiamo in analisi l'impregnazione di un singolo yarn, costituito da svariati filamenti, quelli centrali possono non avere una connessione immediata con la matrice ma averne una di tipo parziale o nulla a causa della viscosità della malta che invece impregna prima di tutto i filamenti esterni. A causa di quanto detto, i filamenti esterni saranno i primi a mettersi in tensione per via della loro parziale impregnazione con la matrice. Vanno quindi considerati due tipi di legame, quello tra i filamenti e la matrice e quello tra i filamenti stessi, come fatto in [59].

I filamenti generalmente lavorano simultaneamente ma costituendosi in un unico yarn, ossia un multi-filamento, rappresentano essi stessi una struttura che diventa più complessa in quanto parte di una rete. Si evidenzia che un aspetto essenziale riguardante la composizione della matrice, è dato dalla consistenza e densità della matrice stessa, relativamente al tessuto specifico abbinato al composito fibrorinforzato; questo perché la capacità di adesione e la capacità penetrativa della malta all'interno di un singolo yarn, aspetto che sta alla base per garantire un buon legame d'interfaccia fibra-matrice, è legata alle proprietà meccaniche e chimiche della fibra e alla geometria della rete. Proprio questa è la ragione per cui esistono in commercio diverse tipologie di abbinamento tra una determinata rete ed una specifica malta cementizia, infatti le cosiddette malte speciali sono differenziate nella formulazione chimica per ogni specifica fibra strutturale in modo da assicurare un'efficace adesione d'interfaccia fibra-matrice e in base ai materiali di supporto con lo scopo di garantire un'elevata affidabilità del rinforzo strutturale. Ad esempio nel caso del PBO, questo polimero di sintesi presenta una struttura molecolare con numerosi siti attivi (atomi

di azoto, ecc.) in grado di stabilire legami chimici covalenti con i compositi idrati della matrice inorganica a reazione idraulica alla quale viene abbinata nella realizzazione del composito.

In [60], è stato introdotto un approccio per la modellazione dei differenti aspetti di adesione all'interno del multi-filamento. Vista la non-uniforme distribuzione delle tensioni all'interno dello yarn, quest'ultimo sarà meno rigido se rapportato a quello di un singolo filamento conferendo al composito una maggiore duttilità.

A causa dello stress non uniforme che coinvolge il multi-filamento, diventa quindi difficile la modellazione dell'adesione tra matrice-fibra.

Un modello di comportamento del FRCM è stato analizzato in [61], attraverso il Micro-Meso-Macro-Prediction-Model (MMM-PM) in cui lo studio del composito evidenzia complessi meccanismi di rottura su tre livelli d'indagine. Nella micro-scala sono stati studiati i filamenti individuali riprendendo quanto detto in [60], nella meso-scala è stato considerato il comportamento effettivo degli yarn idealizzati e, da quest'ultimo stadio si arriva a determinare il comportamento macroscopico. Da un materiale considerato come eterogeneo, composto da matrice, filamenti e yarn, si passa ad uno omogeneo nel macro-modello. Il modello predice il comportamento macroscopico del composito FRCM attraverso una simulazione del danno utilizzando l'omogeneizzazione e metodi di localizzazione per la transizione e integrazione di scala. I risultati delle prove di trazione sono stati utilizzati per la validazione del modello, mentre i parametri del modello sono determinati dai dati sperimentali.

Le deformazioni del multi-filamento, sono significativamente influenzate dalla posizione dei singoli filamenti all'interno dello yarn e dalle interazioni che vengono a crearsi tra i filamenti. Idealmente i filamenti all'interno dello yarn dovrebbero trovarsi tutti disposti in maniera parallela.

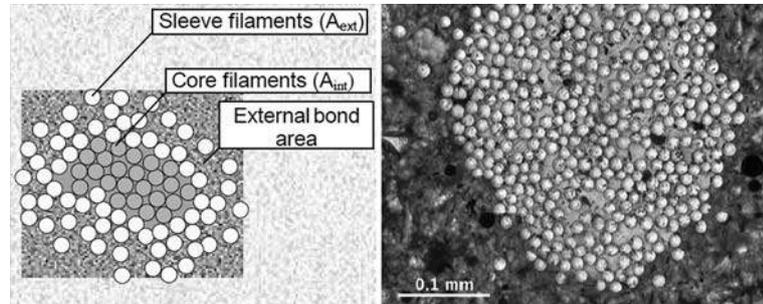
#### 4.4. Comportamento d'interfaccia

Tra i primi lavori ad occuparsi dei compositi fibro-rinforzati a matrice cementizia, è stato condotto un primo significativo studio che ha permesso la determinazione rigorosa della relazione aderenza-scorrimento in [62]. Lo studio diviso in due parti, analitico e sperimentale, tratta il problema dell'aderenza tra la fibra in acciaio e la matrice cementizia. Il modello matematico trovato, che descrive il comportamento delle fibre immerse nella matrice e soggette ad un carico monotonic, ha permesso una modellazione abbastanza realistica dell'intero processo di pull-out della fibra dalla matrice. La relazione tra i due materiali segue in modo simile, dal punto di vista costitutivo, il comportamento d'interfaccia presente tra le barre in acciaio e il calcestruzzo nelle strutture in c.a. I risultati ottenuti dal modello assunto, dai quali è stata ottenuta una curva di pull-out, sono stati confrontati con i risultati sperimentali mostrando una buona corrispondenza di dati, [63]. Tali risultati implicano che l'interfaccia può sostenere solo spostamenti molto piccoli prima che le componenti di adesione cedano. Il legame aderenza-scorrimento diventa comunque fondamentale per la modellazione delle proprietà meccaniche del composito, in quanto rappresentano le proprietà costitutive dell'interfaccia.

A differenza delle fibre di acciaio, quelle tessili mostrano un differente comportamento di adesione con la matrice poiché ogni fibra longitudinale che costituisce la rete fibrosa, è composta da svariati filamenti e quindi la sezione trasversale rispetto alla fibra di acciaio non è omogenea. Inoltre i filamenti più esterni al multi-filamento, o yarn, sono quelli più a contatto con la matrice e quindi mostreranno una performance di adesione migliore rispetto ai filamenti che si trovano al centro del multi-filamento, i quali, a causa della densità della matrice, potrebbero non venire a contatto con la malta stessa e quindi verrebbero messi in ten-

sione per frizione interna tra i filamenti o per azione indiretta, [64].

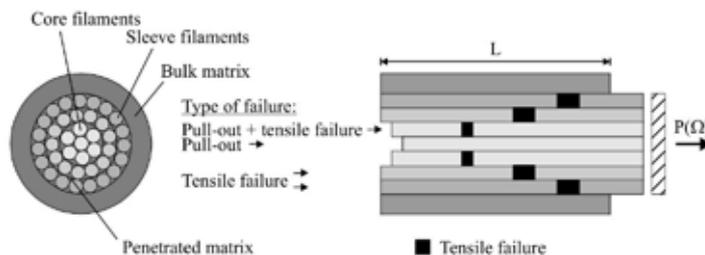
Fig. 4.5. - Immagine tratta da [65], rappresentante la diversa impregnazione dei filamenti.



Infatti, nonostante la polvere di cemento misuri circa  $10\ \mu\text{m}$ , difficilmente riuscirebbe a penetrare negli spazi tra i filamenti che nella forma compattata misurano circa  $3\ \mu\text{m}$ . La differente penetrazione della matrice, che in alcuni casi potrebbe migliorare scompiattando i multi-filamenti durante la fase di posa, porta ad una certa disomogeneità e ad un meccanismo di rottura, nei test di pull-out, detto “telescopic failure”, [66].

Il termine descrive la rottura e quindi lo sfilamento che interessa prima i filamenti più esterni e poi quelli interni. Infatti, dopo che i filamenti più esterni giungono a rottura per il superamento della resistenza a trazione ultima, sono soggetti all'estrazione dalla matrice cementizia, conferendo al rinforzo una perdita di efficacia graduale, una maggiore dissipazione di energia di rottura e quindi la duttilità che contraddistingue i compositi FRCM.

Fig. 4.6. - Meccanismo di rottura di un multi-filamento immerso nella matrice e sottoposto a prova di pull-out, (immagine tratta da [66]).



Una rappresentazione schematica che descrive quanto appena detto è visibile in figura 4.7. In essa le due curve descrivono due casi differenti. Nel caso (a), l'adesione tra i filamenti interni è più alta, quindi si manifesta una maggiore resistenza allo scorrimento e un più alto carico di picco, ma un comportamento meno duttile dovuto alla rottura di tutti i filamenti allo stesso momento. Il caso è paragonabile a quanto avviene per le barre di acciaio nel calcestruzzo. Nel caso (b) i filamenti interni hanno una peggiore adesione e quindi scorrono rispetto a quelli esterni ottenendo una maggiore duttilità, dovuta al fatto che la rottura dei filamenti non avviene allo stesso istante ma progressivamente nel tempo. Il composito che costituisce la lamina di rinforzo, è costituito macroscopicamente da due materiali, la matrice e la rete, risultando quindi "composito" grazie alla adesione d'interfaccia tra i due materiali. Se l'adesione è debole allora avremo un comportamento del rinforzo duttile, al contrario se è forte e tenace, avremo un comportamento fragile come nel caso del sistema FRP. Il comportamento del sistema FRCM sotto carico di trazione dipende anche dalla quantità di fibra presente. Nei modelli con un basso volume di fibre (meno che lo 0,1%) si manifestano solo fessurazioni della matrice e quindi il composito cede per rottura della fibra o pull-out. Nei compositi con una percentuale di fibre maggiore dell'1%, le fessurazioni della matrice avvengono prima del cedimento finale del composito e la rimanente rigidità dipenderà esclusivamente da quella della fibra, [67].

Loyarn all'interno della matrice è stato idealizzato secondo diversi approcci, visibili in figura 4.8; il tipo (A) rappresenta il multifilamento a sezione circolare omogenea ed a comportamento elastico lineare. Nel caso di yarn spessi, costituiti da centinaia di filamenti, la semplificazione del modello proposto non è più accettabile. Il tipo (B), introdotto in [68], idealizza lo yarn in un sistema composto da anelli concentrici, di cui quello esterno

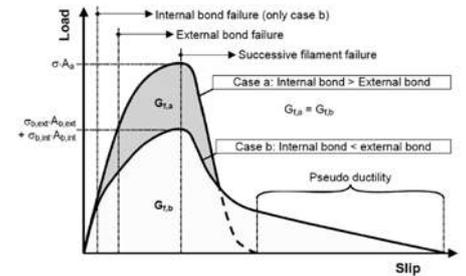
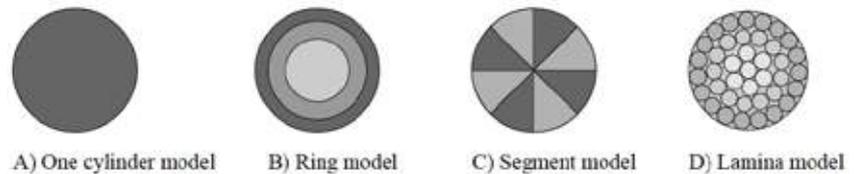


Fig. 4.7. - Immagine tratta da [65], comportamento schematico del multifilamento.

rappresenta i filamenti a contatto con la matrice, mentre il circolo interno rappresenta quelli non a contatto. Il legame tra i differenti anelli si assume costante. Il tipo (C), considera un certo numero di filamenti statisticamente equivalenti rispetto alla microstruttura originale. Il modello prevede un'adesione perfetta tra i filamenti e la matrice circostante, non considerando eventuali fenomeni di delaminazione. Il tipo (D), è stato proposto in [69], e migliora l'idea introdotta nel 1961 da Hedgepeth [70]. Il modello implica che il carico sia introdotto solo attraverso i filamenti (tension test) e questo rappresenta un limite se applicato in questo studio.

**Fig. 4.8.** - Immagine tratta da [65], modelli utilizzati per idealizzare lo yarn nella matrice.



Riferendoci al problema dell'adesione del rinforzo applicato su supporto in calcestruzzo, in [71] la valutazione dell'aderenza, è stata ottenuta grazie all'uso della fotogrammetria digitale. Questo perché il comportamento non lineare della matrice cementizia e le fessurazioni del FRCM rendono difficoltosa la misurazione e l'analisi delle deformazioni attraverso i tradizionali strain-gauges, posizionati ad intervalli regolari e usati per la tipologia di rinforzo FRP. Dai test effettuati tramite il double lap compression tension test, è stato evidenziato che la fessurazione ha interessato il primo tratto libero, quindi non adeso col supporto e, poi all'aumentare del carico la fessurazione trasversale ha coinvolto il primo tratto adeso al supporto.

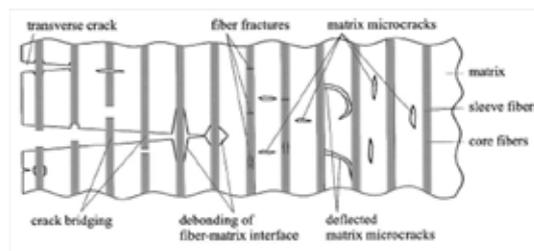
In [72] gli autori, attraverso sperimentazioni su travi in calcestruzzo armato rinforzate con FRCM ed effettuate presso l'università di Dresda, hanno trovato una relazione tra la forza

di aderenza trasferibile e la lunghezza di ancoraggio ad essa associata. Inoltre, avendo definito un'area effettiva del composito, definita dal rapporto tra l'area della matrice cementizia e l'area totale di rinforzo, come visto in [71], hanno elaborato una relazione approssimativamente lineare tra la resistenza a trazione del rinforzo e l'area effettiva. Dai loro test emerge che l'applicazione del composito a matrice cementizia su supporti in calcestruzzo porta ad un incremento della capacità di carico della trave e che, gli effetti del rinforzo possono essere ulteriormente incrementati applicando degli ancoraggi meccanici addizionali nei punti in cui si concentrano maggiori sollecitazioni.

In sostanza, nel meccanismo di rottura del sistema FRCM intervengono vari aspetti anche micromeccanici che portano alla fessurazione e rottura del composito, tra questi si evidenziano:

- sviluppo di micro-fessure interne alla matrice;
- accumulo di micro-fessure e successivo sviluppo di macro-fessure;
- delaminazione della fibra dalla matrice;
- rottura della fibra;
- scorrimento tra i filamenti all'interno dello yarn;
- scorrimento tra filamenti e matrice;

nella maggioranza dei casi solitamente la rottura del composito avviene come combinazione dei differenti modi di rottura sopra elencati, [67].



**Fig. 4.9.** - Immagine tratta da [67], rappresentante i differenti modi di rottura della lamina di rinforzo.

#### 4.4.1. Modellazione dell'aderenza

In letteratura, la valutazione dell'aderenza tra rinforzo e supporto è stata ampiamente trattata nel caso del composito FRP, in cui il problema viene localizzato a livello della zona d'incollaggio interposta tra il supporto, murario o in calcestruzzo, e il composito polimerico. Nella collaborazione tra supporto e rinforzo l'aderenza d'interfaccia gioca un ruolo di particolare importanza poiché determina l'efficacia o meno del rinforzo stesso. Ad esempio, nel caso dei rinforzi fibro-rinforzati a matrice polimerica, la debolezza del sistema è stata individuata dalle Istruzioni [3], nei quattro modi di distacco del composito dal supporto e dalla rottura per delaminazione che, come mostrato ampiamente da molti autori, è di tipo fragile ed è quindi indesiderabile.

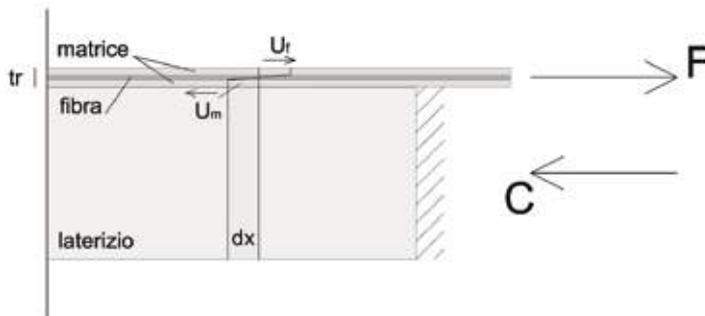
Nel caso specifico di questo lavoro, il problema riguarda il legame tra un supporto murario e una tipologia di rinforzo costituita da matrice cementizia e rete di fibra, in essa immersa. La formulazione di una legge che valuti il problema dell'aderenza tra i due materiali citati, risente sia della notevole varietà delle strutture murarie, sia delle proprietà chimico-fisiche della matrice e sia delle proprietà meccaniche della rete, variabili queste che influiscono sulle interazioni che vengono a crearsi nella zona d'interfaccia fibra-matrice. In particolare, l'aderenza fibra-matrice influenza le caratteristiche meccaniche del composito in maniera più significativa rispetto alla resistenza a trazione della fibra stessa. Questo perché, nella tipologia FRCM, la rete di fibra si trova interposta tra due strati di matrice inorganica di circa 3 millimetri di spessore ognuno, costituendo uno spessore complessivo di almeno sei millimetri, a fronte dei circa 2 mm del pacchetto FRP.

Dal confronto, una differenza assai influente consiste nel fatto che il composito FRP si presenta come un multistrato a due componenti, mentre la tipologia FRCM si presenta come dei multi-

filamenti immersi nella matrice ricordando le barre di armatura inserite nel calcestruzzo. Si evince, che la problematica più gravosa per i compositi cementizi è legata allo sfilamento interno della fibra dalla propria sede.

Lo studio delle caratteristiche d'interfaccia fibra-matrice nei compositi cementizi, ha lo scopo di comprendere l'influenza dell'aderenza tra matrice e fibra sulle prestazioni meccaniche che la lamina di rinforzo è in grado di offrire, considerando che l'attrito tra i due aderendi rappresenta uno dei maggiori contributi all'incremento prestazionale del composito in questione.

Per definire dal punto di vista analitico, il comportamento d'interfaccia tra fibra e matrice è stato assunto un modello come rappresentato in figura 4.10.



**Fig. 4.10.** - F trazione nella fibra, C compressione nel laterizio,  $U_f$  spostamento matrice-fibra,  $U_m$  spostamento matrice.

Le equazioni utilizzate sono state ricavate sotto le seguenti ipotesi:

- il rinforzo è soggetto soltanto a forza assiale;
- fibra e matrice sono soggetti soltanto a deformazione assiale;
- nell'interfaccia sono presenti soltanto tensioni tangenziali;
- i fenomeni flessionali sono stati trascurati;
- l'incremento della tensione assiale  $\sigma_f(x)$  lungo la fibra, è equilibrato dalle  $\tau(x)$  poste sulle due superfici di contatto;

Considerando il concio elementare in cui è rappresentato lo stato tensionale d'interfaccia tra fibra e matrice ricaviamo le equazioni di equilibrio alla traslazione in direzione x:

$$(\sigma_f(x) + d\sigma_f(x) - \sigma_f(x)) (b t_f) - \tau(x) dx b = 0$$

$b$  = larghezza del placcaggio;

$t_f$  = spessore della fibra;

$$\tau(x) dx b = (\sigma_f(x) + d\sigma_f(x) - \sigma_f(x)) b t_f$$

$$\tau(x) dx b = d\sigma_f(x) b t_f$$

$$\tau(x) = \frac{d\sigma_f(x) b t_f}{dx b}$$

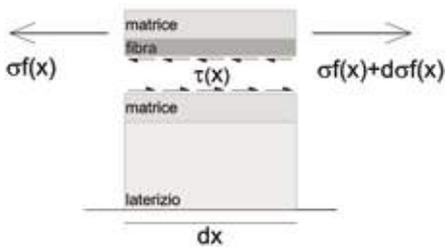


Fig. 4.11. - Rappresentazione schematica dello stato tensionale.

$$\frac{\tau(x)}{t_f} - \frac{d\sigma_f(x)}{dx} = 0 \quad 1)$$

$$\tau(x) = t_f \frac{d\sigma_f(x)}{dx}$$

Ipotezzando nella fibra un comportamento elastico lineare consideriamo le equazioni costitutive:

$$\sigma_f(x) = E_f \varepsilon_f(x) \quad 2)$$

in cui  $E_f$  ed  $\varepsilon_f$  sono rispettivamente il modulo elastico e la deformazione della fibra.

L'adesione tra fibra e matrice avviene a livello di un'interfase che ha proprietà differenti dai due costituenti, [73]. Questa zona d'interfase

è meno rigida sia della matrice sia della fibra, quindi, le deformazioni saranno uguali o di ordine più grande rispetto a quelle della fibra  $U_f(x)$  e della matrice  $U_m(x)$ . Nella realtà, la zona d'interfase presenta uno spessore talmente irrisorio che può essere idealizzato e considerato come l'interfaccia in cui avviene l'adesione imperfetta di tipo coesivo, caratterizzata da spostamenti discontinui. La deformazione dell'interfase può essere espressa come la differenza tra fibra e matrice, ossia lo scorrimento:

$$s(x) = U_f(x) - U_m(x)$$

dove  $U_f(x)$  e  $U_m(x)$ , sono rispettivamente gli spostamenti del rinforzo e della matrice lungo l'asse  $x$  come conseguenza della forza  $F$  applicata all'estremo del rinforzo.

Sull'interfaccia d'interfase, si considerano rispettivamente la distribuzione degli scorrimenti incogniti  $s(x)$  e la conseguente distribuzione di tensioni tangenziali, correlate localmente dal legame aderenza scorrimento. La tensione tangenziale lungo  $x$  è espressa come:

$$\tau(x) = \tau[s(x)]$$

sostituendo la (2) in (1), otteniamo:

$$\frac{E_f d\varepsilon_f(x)}{dx} - \frac{\tau(x)}{t_f} = 0$$

applicando l'equazione di definizione delle deformazioni:

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon(x)$$

ricaviamo:

$$\frac{E_f d^2s(x)}{d^2x} - \frac{\tau(x)}{t_f} = 0$$

$$\frac{d^2 s(x)}{d^2 x} - \frac{\tau(s(x))}{E_f t_f} = 0$$

L'equazione differenziale del secondo ordine così ottenuta, governa il fenomeno dell'aderenza. Il bilancio energetico del carico applicato e delle tensioni tangenziali permette la determinazione di una relazione fra forza normale nella fibra e scorrimento che può essere facilmente valutata quando si conosca la legge locale  $\tau(x) - s(x)$ :

$$F[s(x)] = b \sqrt{2t_f E_f \int_0^{s(x)} \tau[s(x)]}$$

essendo  $\int_0^{s(x)} \tau[s(x)]$  l'energia di frattura del legame.

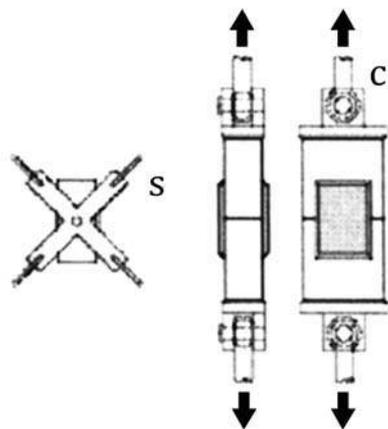
#### 4.5. Sperimentazioni sull'aderenza

Il comportamento a trazione di elementi murari rinforzati con materiali compositi fibro-rinforzati a matrice inorganica è stato indagato nel corso del tempo attraverso studi sperimentali e teorici condotti da diversi esperti a livello internazionale. In questa tipologia di materiali compositi, così come nel sistema FRP, il trasferimento degli stati tensionali dal rinforzo al supporto ha un ruolo fondamentale sull'efficacia del rinforzo. Nei compositi a matrice inorganica è possibile individuare una prima interfaccia a livello dell'adesione supporto-matrice cementizia ed una seconda interfaccia tra fibra-matrice. Proprio nella seconda interfaccia solitamente si localizza la debolezza del rinforzo.

Dai lavori di ricerca che indagano sulle modalità di trasferimento del carico ancora non è molto chiaro come avviene il trasferimento delle tensioni tra matrice e fibra. Infatti, la ricerca, attraverso il metodo sperimentale, indaga sui meccanismi che regolano il comportamento di adesione fibra-matrice a più livelli di scala al fine di estrapolare la relazione esistente tra la tensione di adesione, lo scorrimento del sistema fibra-matrice e la corrispondente distribuzione delle tensioni all'interfaccia. I limiti dell'aderenza sono dipendenti da più fattori tra cui le proprietà delle fibre e della matrice in primis.

Tra i ricercatori cresce la convinzione che le proprietà d'interfaccia sono di primaria importanza per la comprensione delle prestazioni e del comportamento meccanico dei compositi a matrice cementizia e ciò ha portato all'elaborazione di modelli sia numerici che analitici per descrivere il legame tensione-scorrimento e la distribuzione delle tensioni attraverso differenti tipologie di test.

Tra le prime campagne sperimentali condotte sui compositi a matrice inorganica, con lo scopo di indagare l'aderenza del rinforzo su elementi della muratura, in [74] è stata utilizzata una



**Fig. 4.10.** -Immagine tratta da [74], apparato di prova per trazione diretta di due mattoni uniti con GFRCM.

malta costituita da cemento e sabbia, senza l'aggiunta di fibre corte. Sono stati testati laterizi rinforzati con fibre di vetro (GFR-CM), secondo placcaggi di differente larghezza, 80, 100 e 120 mm. I soli placcaggi univano due mezzi mattoni, rispettivamente incollati a due piastre, di cui quella superiore veniva posta in trazione, figura 4.10.

I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con quelli ricavati da una sperimentazione precedente condotta in [75] su campioni placcati con CFRCM secondo le medesime modalità di prova, confezionamento, dimensioni dei placcaggi e caratteristiche della matrice utilizzata. Il confronto evidenzia una crisi per rottura della fibra nei placcaggi GFRCM, mentre un collasso per sfilamento per i placcaggi in CFRCM. In sostanza, l'adesione fibra-matrice nel primo caso è maggiore della resistenza a trazione della rete, mentre nel secondo caso si assiste alla separazione fibra-matrice prima di raggiungere la resistenza limite delle fibre.

In [76, 77], le prove di trazione sono state condotte su due pile di mattoni unite sulle due facce opposte da uno strato di rinforzo CFRCM prodotto dalla Ruredil S.p.a.. La trazione è indotta nel composito attraverso due piastre di acciaio tra le due pile di mattoni, solidali a barre di acciaio filettate poste in trazione dalla macchina di prova. Le lunghezze di ancoraggio considerate sono state pari a 110, 230 e 350 mm. Al crescere dello spostamento relativo tra le due metà del provino è stato registrato un progressivo incremento degli scorrimenti delle fibre rispetto alla circostante matrice, che rimane aderente al supporto fino alla rottura del provino. Il carico massimo trasferibile sembra indipendente dalla lunghezza di ancoraggio. La sperimentazione ha inoltre consentito una prima valutazione del legame locale aderenza-scorrimento che risulta essere sempre decrescente, per raggiungere la tensione tangenziale nulla per scorrimenti dell'ordine di 0,3 - 0,4 mm.

In [78], utilizzando un apparato di prova simile a quello di figura 4.11, sono state condotte prove di trazione diretta su due blocchi di calcestruzzo tenuti assieme da due placcaggi in PBO-FRCM con lunghezza di ancoraggio pari a 50, 100, 150 e 200 mm. Il PBO (poliparafenilenbenzobisoxolo), è una fibra sintetica che, assemblata in rete bidirezionale non bilanciata, viene immersa nella matrice cementizia abbinata. Gli autori individuano una lunghezza di ancoraggio efficace che sembra superare i 200 mm del placcaggio ed evidenziano un comportamento simile al rinforzo in FRP poiché la forza di delaminazione cresce all'aumentare della lunghezza di ancoraggio.

In [79], utilizzando un apparato di prova simile a quello di figura 4.11, gli autori hanno condotto un'ulteriore indagine sperimentale attraverso prove di trazione su due blocchi in calcestruzzo rinforzati in PBO-FRCM. Come in [76], i provini manifestano una rottura interlaminare a livello della seconda interfaccia, ossia la delaminazione interessa l'interfaccia fibra-matrice. In particolare, dopo lo scorrimento delle fibre, la rottura della matrice avviene nel piano della rete che resta perfettamente attaccata alla matrice stessa. La legge di aderenza-scorrimento tra il rinforzo e il supporto cementizio, è stata analizzata seguendo la pratica utilizzata per i materiali compositi a matrice polimerica calibrandola sui risultati sperimentali ottenuti dai test. Gli autori hanno individuato la dipendenza della legge locale aderenza-scorrimento, dalla superficie adesiva, dalle caratteristiche della rete e dal numero degli strati di fibra inseriti nella matrice.

In [80], gli stessi autori hanno condotto prove analoghe a quelle viste in [79] con lunghezze di ancoraggio pari a 50, 150, 200 e 250 mm. Dalle analisi sperimentali condotte risulta evidente la delaminazione a livello della seconda interfaccia, il considerevole scorrimento della fibra prima che avvenga la rottura, una lunghezza di ancoraggio efficace individuata tra i 250 - 300 mm.

In [81], il fenomeno della delaminazione dei compositi a matrice

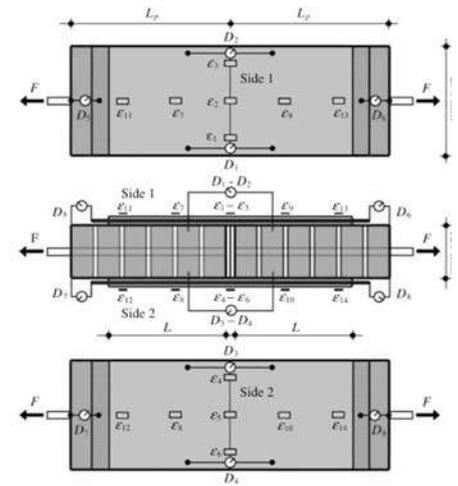
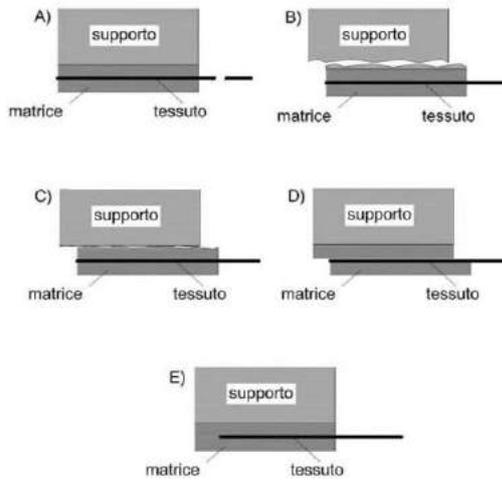


Fig. 4.11. - Apparato di prova utilizzato in [76].



**Fig. 4.12.** - modalità di collasso riscontrate in [81].

cementizia è stato indagato attraverso prove di trazione condotte sia su elementi di solo laterizio, in muratura di laterizio e in muratura di laterizio con supporti curvi, in modo da poter valutare l'influenza dei giunti di malta e della curvatura sull'aderenza con il composito. La fessurazione della matrice si è manifestata, ortogonalmente alla direzione di applicazione del carico, in corrispondenza dei giunti di malta, in quanto elementi di discontinuità. Per i provini in laterizio è stato evidenziato un incremento del carico di collasso al crescere della lunghezza di ancoraggio del rinforzo, fino a 165 mm, ritenendo questo valore prossimo alla lunghezza di ancoraggio efficace. I provini in muratura, per effetto dei giunti malta, hanno registrato un valore del carico di delaminazione minore rispetto ai provini in solo laterizio.

Inoltre, sono state individuate quattro tipologie di collasso spesso combinate tra loro:

- A) per rottura a trazione della fibra;
- B) per rottura all'interno del supporto nello spessore prossimo all'incollaggio;
- C) per delaminazione nell'interfaccia supporto matrice;
- D) per delaminazione nell'interfaccia matrice-fibre;
- E) per sfilamento delle fibre all'interno della matrice;

Nelle prove di taglio per i modelli rinforzati con CFRCM, quelli con una lunghezza di ancoraggio pari a 55, 110 e 165 mm per i provini in solo laterizio, manifestano la modalità di rottura E, caratterizzata da una lesione ortogonale al carico. Per lunghezze di ancoraggio maggiori si manifestano le modalità C e D combinate con E, mentre soltanto per i provini con lunghezza di ancoraggio pari a 220 mm si manifesta la modalità D. Per i modelli in muratura di laterizio si manifesta la combinazione C-D-E anche per lunghezze di ancoraggio maggiori, ciò è dovuto alla disconti-

nuità dei giunti di malta. Pei i provini in laterizio con superficie curva, il collasso è sempre di tipo C e D con l'interfaccia di delaminazione che si sposta dalla superficie adiacente la fibra fino al supporto murario. In alcuni provini si osserva un collasso di tipo B in prossimità degli ultimi mattoni rinforzati. In sostanza, nella sperimentazione effettuata si è osservato che la tendenza allo sfilamento delle fibre sembra poter essere limitata aumentando la lunghezza di ancoraggio e aumentando il numero degli strati immersi nel composito. In [82], la prova double shear test è stata condotta su tre tipologie differenti di elementi murari rinforzati con compositi a matrice cementizia CFRCM e a matrice polimerica GFRP. I risultati ricavati dai provini testati evidenziano generalmente un collasso per perdita di adesione della matrice dal supporto murario, mentre per i provini in pietra di tufo e mattoni in laterizio rinforzati con CFRCM si registra una perdita di coesione nella lamina di rinforzo. Questa tipologia di rottura non si verifica, invece, nei provini in calcarenite, i quali, viste le inferiori proprietà meccaniche, presentano una forza di adesione inferiore. In [83], il comportamento tra il supporto in calcestruzzo e il composito PBO-FRCM è stato indagato attraverso un'indagine sperimentale condotta attraverso un "single lap shear tests" come rappresentato in figura 4.13. I risultati hanno indicato che la delaminazione è avvenuta lungo la seconda interfaccia, ossia fibra-matrice. In [84], sono state testate due tipologie di prove, push-pull double lap test, con rinforzo largo 50 mm ed esteso per differenti lunghezze di ancoraggio, 50, 100 e 150 mm e, prove di trazione (double shear test) con due pile di mattoni unite con un rinforzo largo 100 mm e lungo 300 mm. Il rinforzo utilizzato è composto dalla rete Sika Wrap-350G Grid e la matrice cementizia Sika MonoTop-722 Mur, per 8 mm di spessore. Oltre alle analisi sperimentali sono state condotte due modellazioni numeriche, abili entrambi a descrivere e simulare il fenomeno sperimentale.

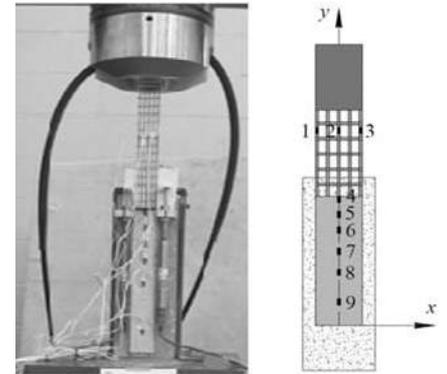


Fig. 4.13. - Immagine tratta da [83], single lap shear test.

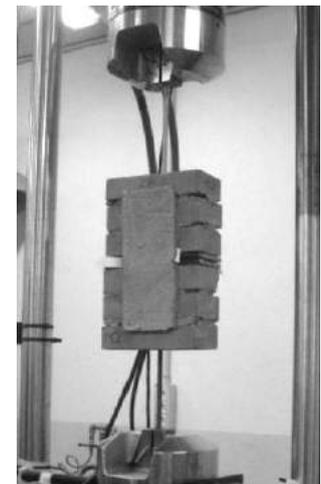


Fig. 4.14. - Immagine tratta da [84], double shear test.

#### 4.6. Sperimentazione su pannelli rinforzati

I sistemi murari sono costituiti in generale da elementi verticali e orizzontali distinti rispettivamente in fasce di piano e maschi murari. Un singolo elemento viene riconosciuto come pannello murario. Il rinforzo dei pannelli murari si presenta necessario quando i carichi applicati generano un meccanismo di collasso, cioè quando il luogo dei centri di pressione, relativo ai carichi applicati, è esterno alla sezione.

Come per gli archi in muratura, gli articoli presenti in letteratura, sono in gran parte dedicati al rinforzo di pannelli murari tramite compositi a matrice polimerica. Inoltre, la maggior parte delle pubblicazioni sono dedicati al rinforzo dei pannelli su tutta la superficie; manca invece un'analisi sul comportamento statico dovuto a differenti disposizioni dei nastri di placcaggio e quindi degli schemi di rinforzo. In [95] è stata condotta un'indagine sperimentale su 11 pannelli in muratura di mattoni rinforzati per tutta la superficie con composito CFRM. I pannelli sono stati sottoposti a compressione diagonale con l'obiettivo di valutare il miglioramento conferito dai placcaggi in funzione della loro applicazione ad una o entrambe le facce del pannello e del numero di strati di rete di fibra immersa nella matrice. L'incremento del valore delle tensioni tangenziali medie ammissibili dai pannelli rinforzati è stato valutato tra il 50 e il 250 %. In [96], è stato condotto un confronto tra pannelli in muratura di mattoni placcati con FRP e FRCM; i provini rinforzati con i compositi a matrice cementizia, sottoposti a uno sforzo di taglio ciclico, hanno esibito una minore resistenza, a fronte, però, di una maggiore capacità deformativa, compresa tra il 115 e il 130 % di quella ottenuta sfruttando le matrici polimeriche.

In [97], l'indagine sperimentale ha evidenziato che i pannelli in muratura di tufo rinforzati simmetricamente con CFRCM, e con doppio strato di rete di fibra immersa nella matrice, esibiscono

una resistenza cinque volte superiore rispetto ai pannelli non consolidati. In [98], la campagna sperimentale è stata condotta su pannelli in muratura di tufo, prima e dopo l'applicazione del rinforzo a matrice inorganica. Per i pannelli rinforzati sono stati riscontrati valori medi di resistenza a taglio e di duttilità pari a 2 e a 3 volte quelli esibiti dai pannelli non rinforzati, mentre per questi ultimi sono stati registrati valori simili con quelli ricavati da [99].

#### 4.7. Sperimentazione sugli archi rinforzati

Nelle superfici ad arco, il rinforzo può essere applicato in diversi modi così da evitare la formazione delle cerniere alternate e quindi un meccanismo che porta inevitabilmente al collasso della struttura. Solitamente, nella pratica professionale si cerca di applicare il composito su tutta la superficie all'estradosso o all'intradosso dell'arco, ma non mancano in letteratura studi sperimentali ed analitici sull'applicazione del rinforzo su tratti o punti specifici dell'arco, [85].

L'arco resiste per forma, la stabilità della struttura curva caricata dipende fortemente dalla sua geometria e dalle caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti. L'arco ha una trascurabile resistenza a trazione, quindi la condizione di sicurezza per cui un arco è stabile, è che la linea delle pressioni sia tutta contenuta all'interno del terzo medio. Nel caso in cui la linea delle pressioni fuoriesca dal terzo medio dell'arco, la sezione si parzializza iniziando un processo deformativo che porta alla formazione di cerniere plastiche, [86]. Alla formazione della quarta cerniera l'arco perde la sua isostaticità e crolla per formazione di un meccanismo. L'applicazione del rinforzo all'intradosso o all'estradosso dell'arco ha lo scopo di evitare la formazione delle quattro cerniere e il conseguente meccanismo, poiché il composito riesce ad assorbire gli sforzi di trazione che si presentano nella parte tesa.

Di notevole corpo è soprattutto la mole di articoli che riguardano archi in muratura rinforzati con materiali compositi a matrice polimerica [87-91], mentre assai esigua è la sperimentazione riguardante i compositi a matrice cementizia applicati ad archi murari. In [92], gli autori hanno applicato il sistema di rinforzo PBO-FRCM alle arcate intradossali di un ponte ubicato lungo l'antica linea ferroviaria sulla Roma-Napoli. La struttura è costituita da volte a botte in calcestruzzo non armato, sostenute da

pilastri in muratura. A questi interventi di rinforzo sono stati aggiunti dei lavori alle fondazioni dei pilastri in modo da evitarne la rotazione. L'articolo dimostra che il rinforzo, tramite compositi a matrice cementizia e reti in PBO, si presenta come una valida ed efficace alternativa di rapida installazione, rispetto ai metodi più tradizionali.

In [93], è stata condotta una campagna sperimentale atta a valutare la compatibilità e l'affidabilità di un composito fibro-rinforzato, costituito da fibre di basalto immerse nella matrice cementizia. Il composito BTRM (basalt textile reinforced mortar) è stato applicato a sei archi in pietra di cui due rinforzati all'estradosso. La sperimentazione ha dimostrato un'ottima compatibilità d'interfaccia matrice-muratura di pietra e la sua efficacia in termini sia di capacità di carico che di duttilità. In [94], gli autori hanno condotto una campagna sperimentale su sette modelli in scala di volte a botte. I rinforzi sono stati inseriti principalmente all'estradosso o all'interno della sezione simulando il caso di archi riccamente decorati all'intradosso. Tutte le tipologie di rinforzo testate hanno evidenziato un miglioramento delle capacità portanti dell'arco, soprattutto nel caso di rinforzo combinato tra CFRP e CFRCM, CFRCM sia all'estradosso che in intradosso e tramite una struttura lamellare dal profilo curvilineo posizionata all'estradosso dell'arco.

# 5. | Programma sperimentale

In questo capitolo verranno presentati i materiali utilizzati per la costruzione dei modelli testati e l'attività sperimentale condotta durante l'elaborazione di questa tesi.

I sistemi di rinforzo testati sono quelli attualmente più compatibili per il recupero e ripristino strutturale di edifici murari.

L'indagine ha come obiettivo, oltre la valutazione sperimentale del comportamento meccanico di elementi in muratura rinforzati, la diretta osservazione dei meccanismi che coinvolgono il rinforzo prima di giungere a rottura e la massima forza affidabile al rinforzo.

L'indagine nella prima fase è stata incentrata sulla caratterizzazione dei materiali tra cui le malte costituenti i tre differenti compositi fibrorinforzati a matrice cementizia e il materiale murario utilizzato per la costruzione dei modelli.

La seconda fase ha riguardato la comprensione del comportamento meccanico dei rinforzi a trazione e la loro applicazione su pannelli e archi in scala costruiti in laboratorio.

Nello specifico il programma sperimentale ha previsto:

#### 28 prove di caratterizzazione dei materiali costituenti i modelli

- 8 prove di compressione su cubetti di laterizio (50x50x50 mm<sup>3</sup>);
- 8 prove di trazione indiretta (brasiliana) su cubetti di laterizio (50x50x50 mm<sup>3</sup>);
- 6 prove di flessione per tre punti su mattone (120x250x55 mm<sup>3</sup>);
- 6 prove di compressione su colonnine di muratura (100x100x300 mm<sup>3</sup>);

#### 20 prove su triplete.

- 3 Triplete non rinforzate;
- 5 Triplete non rinforzate precomprese (0.2-0.4-0.6-1.0-1.2 MPa);

- 3 Triplette rinforzate con RUREGOLD® XR MURATURA su tutta l'altezza;
- 3 Triplette rinforzate con RUREDIL X MESH C10 M25 su tutta l'altezza;
- 3 Triplette rinforzate con RUREDIL X MESH C10 M25 ½ altezza;
- 3 Triplette rinforzate con RUREDIL X MESH C10 M25 ¾ altezza;

21 prove di flessione per tre punti sulle diverse malte utilizzate (40x40x160 mm<sup>3</sup>).

- 6 campioni RUREGOLD® MX MURATURA;
- 6 campioni RUREDIL X MESH M25;
- 6 campioni Sika®Mono® Top-722 Mur;
- 3 campioni Malta bastarda di allettamento;

42 prove di compressione sui monconi ottenuti dalla prova di flessione delle malte, (sopra).

27 Prove di adesione

- 9 campioni RUREGOLD®XR MURATURA(150-200-250 mm);
- 9 campioni RUREDIL X MESH C10 M25 (150-200-250 mm);
- 9 campioni Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid (150-200-250 mm);

8 prove diagonal test su pannelli (635x635x60 mm<sup>3</sup>).

- 2 pannelli non rinforzati;
- 6 pannelli rinforzati con tre differenti schemi di rinforzo;

18 prove su archi

- 2 archi non rinforzati;
- 4 archi rinforzati con RUREDIL X MESH C10 M25;
- 4 archi rinforzati con RUREGOLD® XR MURATURA;
- 4 archi rinforzati con Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika®Wrap-350G Grid;
- 4 archi rinforzati con RUREDIL X WRAP 310;

### 5.1. Mattoni e malta

I materiali costituenti i modelli in scala sono costituiti da mattoni pieni e malta bastarda. I mattoni dalla dimensione nominale UNI 55x250x120 mm<sup>3</sup> sono stati forniti dalla ditta “Laterizi San Marco” S.r.l. di Venezia e sono stati ridimensionati per i modelli di arco e dei pannelli testati. Si tratta di mattoni di pasta molle confezionati secondo il metodo tradizionale e sono caratterizzati da due facce distinte di cui una detta front, che si presenta come meglio rifinita rispetto all'altra faccia più grezza. Per quanto riguarda la malta bastarda, questa è ottenuta mescolando tra loro:

- 1 parte di cemento portland (italcementi);
- 1 parte di calce idrata di tipo fiore (italcementi);
- 2 parti di acqua;
- 8 parti di sabbia;

Tale composizione è stata dettata dalla volontà di ricreare in laboratorio una malta simile a quella presente nelle murature storiche.

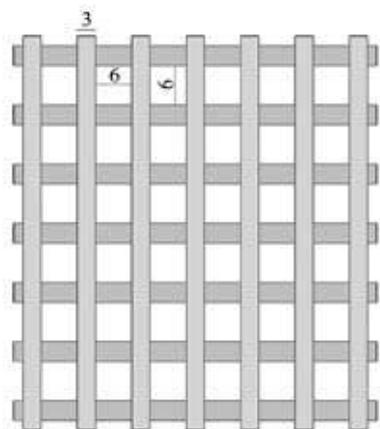


Fig. 5.1. - Rete bidirezionale in fibra di carbonio.

## 5.2. Sistemi di rinforzo

### 5.2.1. RUREDIL X MESH C10 M25

Si tratta di un sistema di rinforzo strutturale costituito da una rete bidirezionale in fibra di carbonio e da una matrice inorganica stabilizzata, contenente un legante idraulico pozzolanico perfettamente compatibile con il supporto in muratura. La rete, tessuta secondo una trama e un ordito, presenta maglia sufficientemente larghe per consentire l'immersione nella matrice inorganica. Il composito fibrorinforzato, classificato come FRCM (fiber reinforced cementitious matrix), è prodotto dalla ditta RUREDIL S.p.A., [100].

#### Caratteristiche della fibra di carbonio

Carico di rottura a trazione [GPa] 4,8

Modulo elastico [GPa] 240

Densità fibra [g/cm<sup>3</sup>] 1,82

Allungamento a rottura [%] 1,8

#### Caratteristiche della rete RUREDIL X MESH C10

Peso di fibra di carbonio nella rete [g/cm<sup>3</sup>] 168

Spessore equivalente per il calcolo della sezione di carbonio a 0° e 90° [mm] 0,047

#### Caratteristiche della matrice inorganica RUREDIL X MESH M25

Consistenza (EN 1015-3) [mm] 165

Peso specifico malta fresca (EN 1015-6)[g/cc] 1,50 ± 0,05

Acqua d'impasto per 100 kg di RUREDIL X MESH M25 [litri] 25-27

Resa (prodotto secco) [kg/m<sup>2</sup>/mm] 1,200

Resistenza a compressione (UNI EN 196-1) (a 28 gg) [MPa] > 20,0

Resistenza a flessione (UNI EN 196-1) (a 28 gg) [MPa] > 3,5

Modulo elastico secante (UNI EN 13412) [MPa] > 7.000

### 5.2.2. RUREGOLD® XR MURATURA

Si tratta di un sistema di rinforzo strutturale costituito da una rete bidirezionale in fibra di PBO (poliparafenilenbenzobisoxolo) e da una matrice inorganica stabilizzata, contenente un legante idraulico pozzolanico perfettamente compatibile con il supporto in muratura. La rete, tessuta secondo una trama e un ordito, presenta maglie sufficientemente larghe per consentire l'immersione nella matrice inorganica. Il composito fibro-rinforzato classificato come FRCM (fiber reinforced cementitious matrix), è prodotto dalla ditta RUREDIL S.p.a., [100].

Il sistema RUREGOLD® XR muratura è composto da:

#### RUREGOLD® XR MURATURA:

cioè la rete bidirezionale in fibra di PBO.

#### Caratteristiche della rete RUREGOLD® XR MURATURA

Peso di fibra di carbonio nella rete [g/cm<sup>3</sup>] 44

Spessore equivalente per il calcolo della sezione di carbonio a 0° e 90° [mm] 0,014

#### Caratteristiche della fibra in PBO

Carico di rottura a trazione [GPa] 5,8

Modulo elastico [GPa] 270

Densità fibra [g/cm<sup>3</sup>] 1,56

Allungamento a rottura [%] 2,5

#### RUREGOLD® MX MURATURA:

cioè la matrice inorganica stabilizzata di natura pozzolanica e conforme alla norma UNI EN 998-2.

#### Caratteristiche della matrice inorganica RUREGOLD® MX MURATURA

Consistenza (EN 1015-3) [mm] 170

Peso specifico malta fresca (EN 1015-6) [g/cc] 1,65 ± 0,05

Acqua d'impasto per 100 kg di RUREGOLD® MX MURATURA [litri] 25-27

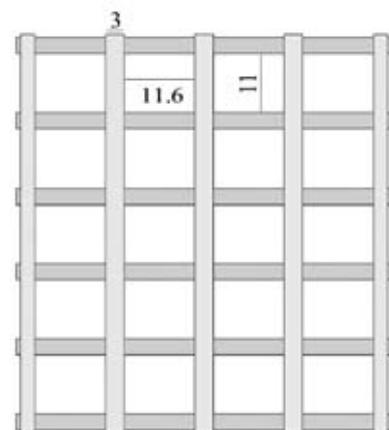


Fig. 5.2. - Rete bidirezionale in fibra di PBO.

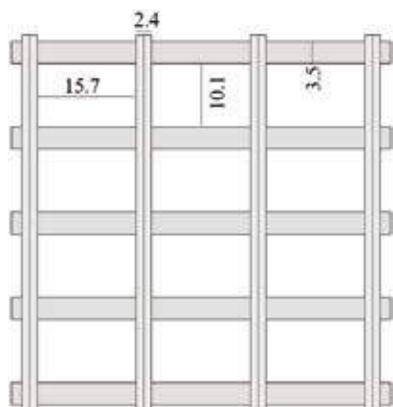


Fig. 5.3. - Rete bidirezionale in fibra di vetro.

Resa (prodotto secco) [kg/m<sup>2</sup>/mm] 1,300

Resistenza a compressione (UNI EN 196-1) (a 28 gg) [MPa] 20,0

Resistenza a flessione (UNI EN 196-1) (a 28 gg) [MPa] 3,5

Modulo elastico secante (UNI EN 13412) [MPa] 7.500

### 5.2.3. Sika® Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid

Sika® Mono® Top-722 Mur è una malta pronta monocomponente, fibro-rinforzata, a base di cementi con aggiunta di reattivi pozzolatici, inerti selezionati e speciali additivi. La malta ha consistenza plastico/tixotropica. Utilizzata in abbinamento alla rete in fibra di vetro realizza un efficace consolidamento di murature distribuendo le tensioni derivanti dal movimento del supporto su una superficie maggiore evitando fessurazioni e distacchi della malta stessa.

La rete in fibra di vetro, Sika® Wrap-350G Grid con finitura SBR alcali resistente è impiegata in abbinamento con la malta cementizia per il rafforzamento di murature tradizionali e muri di tamponamento in laterizio o blocchi di cemento. Presenta un'altissima resistenza a trazione, in entrambe le direzioni della fibra, è immune da fenomeni di corrosione (rispetto alle tradizionali reti metalliche) ed è resistente all'alcalinità del cemento (finitura SBR). Il composito fibro-rinforzato è prodotto dalla ditta SIKA S.p.a., [101].

#### Caratteristiche della fibra di vetro

Peso "grezzo" 280 g/m<sup>2</sup> ± 5% di cui 145 g/m<sup>2</sup> nell'ordito e 135 g/m<sup>2</sup> nella trama

Peso dopo finissaggio 360 g/m<sup>2</sup> ± 5% di cui 190 g/m<sup>2</sup> ± 5% nell'ordito e 170 g/m<sup>2</sup> ± 5% nella trama

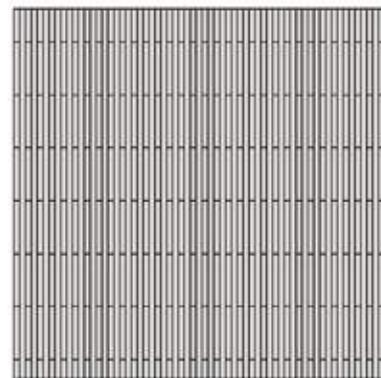
Interasse: 18,1 mm x 14,2 mm

Apertura delle maglie: 15,7 mm x 10,1 mm tolleranza +/- 1 mm

Resistenza a trazione ordito: 3850 N/5 cm trama: 3800 N/5 cm in accordo a DIN 53857T1  
Allungamento a rottura ordito: ca. 4,10 % trama: ca. 3,45 %

#### Caratteristiche della matrice

Peso specifico miscela  $1,82 \pm 0,05$  kg/L  
Resistenza a compressione ca. 5,2 MPa a 1 giorno; ca. 17,3 MPa a 7 gg  
Resistenza a flessione ca. 3,6 MPa a 1 giorno, ca. 5,3 MPa a 7 gg ca. 8,38 MPa a 28 gg (EN 101511: 2011)  
Adesione al calcestruzzo ca. 1,88 MPa a 28 gg asciutto  
Adesione al supporto maggiore rispetto alla rottura del laterizio  
Modulo Elastico a compressione 8,03 GPa (valore medio - UNI EN 13412: 2007).



**Fig. 5.4.** - Rete unidirezionale in fibra di carbonio.

### **RUREDIL X WRAP 310**

Si tratta di un sistema di rinforzo strutturale costituito da un nastro unidirezionale in fibre di carbonio con caratteristiche prestazionali tali da rispondere alle diverse necessità strutturali delle costruzioni in calcestruzzo e muratura. Il composito fibrorinforzato, classificato come FRP (fiber reinforced polymer) è prodotto dalla RUREDIL S.p.a., [100].

Il sistema RUREDIL X WRAP 310 è costituito da:

- RUREDIL X WRAP 310: fascia in fibra di carbonio unidirezionale con grammatura 310 g/m<sup>2</sup>
- RUREDIL X WRAP PRIMER: resina epossidica speciale ad alto potere impregnante;
- RUREDIL X WRAP RESIN: resina epossidica speciale ad alto potere adesivo.

Il sistema di rinforzo prevede l'applicazione del primer RUREDIL X WRAP PRIMER sul supporto adeguatamente preparato prima

di procedere alla realizzazione del rinforzo strutturale in situ mediante impregnazione del nastro unidirezionale con la resina RUREDIL X WRAP RESIN.

Caratteristiche della fibra di carbonio utilizzata per RUREDIL X WRAP

Carico di rottura a trazione [GPa] 4,8

Modulo elastico [GPa] 240

Densità fibra [g/cm<sup>3</sup>] 1,8

Allungamento a rottura [%] 2 %

Caratteristiche della fascia unidirezionale di carbonio RUREDIL X WRAP

Modulo elastico composito riferito all'area delle fibre  $E_{fib}$  [GPa] 260

Sforzo di rottura composito riferito all'area delle fibre  $f_{fib}$  [MPa] 4.400

Caratteristiche della matrice epossidica

Rapporto di catalisi (A:B); 2:1

Peso specifico (A+B) a 17 °C; 0,90 - 0,96 kg/litro

Resa; 1° strato ~ 0,5 kg/m<sup>2</sup> dal 2° strato ~ 0,3 kg/m<sup>2</sup>

Lavorabilità (EN ISO 9514) a 23 °C; 25 minuti (su massa da 150g)

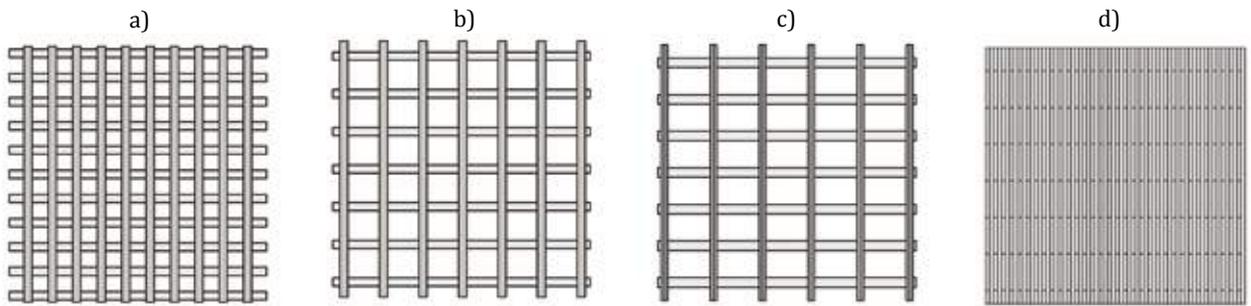
Resistenza a compressione (EN 12190); ≥ 50 MPa

Forza di adesione (EN 12188); ≥ 16 MPa

Reazione al fuoco (EN 13501-1); Euroclasse E

Temperatura transizione vetrosa (DSC ISO 11357-2); 45 °C

## Confronto reti



**Fig. 5.5.** - Confronto tra le reti testate:  
a) rete bidirezionale in fibra di carbonio  
b) rete bidirezionale in fibra di PBO  
c) rete bidirezionale in fibra di vetro  
d) rete unidirezionale in fibra di carbonio

### 5.3. Strumentazione

L'acquisizione dei dati risultanti dalla campagna sperimentale è avvenuta per mezzo di una centralina della National Instruments, la NI cDAQ-9178. La centralina condiziona e digitalizza il segnale elettrico di input/output fornito dagli strumenti, e lo trasferisce, tramite interfaccia USB al PC. Quindi, il segnale viene elaborato e registrato attraverso un programma LABVIEW, ossia un software della stessa National Instruments.

Per la caratterizzazione dei materiali e per i test effettuati sulle triplete e sui pannelli murari è stata utilizzata una pressa in cui le azioni di carico sui provini sono state applicate attraverso un martinetto a vite, azionato manualmente per mezzo di un volano. Per quanto riguarda la misura dei dati raccolti, questa è avvenuta tramite differenti strumenti:

Cella di carico

Trasduttori di spostamento

Trasduttori di spostamento omega

Strain gauges

Le celle di carico (TCLP-5B/10B Tension/Compression Load Cell) prodotte dalla Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd, sono munite di uno strain gauge interno capace di trasformare la variazione della resistenza elettrica in deformazione, la quale viene tradotta in carico. In funzione del carico atteso, sono state utilizzate celle di carico da 5 e 10 KN.

I trasduttori di spostamento, CE cantilever prodotti dalla Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd, sono di tipo estensimetrico con struttura a mensola. La lettura delle deformazioni avviene per mezzo di due strain gauge posti alla base della mensola, la deformazione viene convertita in uno spostamento che spazia in un range di massimo 10 mm. Lo spostamento rappresenta la freccia della mensola.

I trasduttori di spostamento omega, del tipo PI - 2- 50/100/200 Pie shape Displacement Transducer, prodotti dalla Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd, riescono a misurare le deformazioni che avvengono tra due punti posti a 50/100 mm di distanza e sono costituiti da due strain gauge che rilevano la variazione della curvatura dell'omega.

Gli strain gauge utilizzati, sono prodotti dalla Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. Questi sono strain gauge da 10 mm idonei per applicazione su malta. Lo strain gauge è costituito da una matrice in poliammide al cui interno sono presenti dei filamenti disposti secondo la direzione in cui si vuole rilevare la deformazione. Esso si deforma insieme al materiale modificando la propria resistenza elettrica. Per la misurazione della deformazione usa la seconda legge di Ohm ( $R = \rho * L/S$ ). Allo strain gauge fornito, è associato un gauge factor, GF, che è indice della sensibilità dell'estensimetro a resistenza ed è il rapporto tra  $\Delta R/R_0$  e  $\Delta L/L$ , dove  $R_0$  è il valore della resistenza dell'estensimetro non deformato

## 6. Prove per la caratterizzazione dei materiali

## 6.1. Il mattone

### 6.1.1. Prove di compressione

Le prove di compressione sono state eseguite su 8 cubetti di laterizio dalle misure di circa  $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$  ricavati da quattro mattoni di dimensioni  $120 \times 250 \times 55 \text{ mm}^3$ . Il taglio del mattone è stato realizzato mediante sega circolare con disco diamantato da 3 mm. Considerando la tipologia di mattone utilizzato, ossia mattoni ottenuti per pressatura e non per estrusione, il taglio è stato realizzato mantenendo lo stesso orientamento del mattone con dimensione originaria.

Da ogni mattone sono stati ricavati soltanto due cubetti in modo da sottoporre a test una maggiore variabilità di mattoni standard.

La prova è stata effettuata incrementando in maniera omogenea lo spostamento sul cubetto fino a rottura. Dai test di compressione sono stati determinati oltre al carico di picco e la relativa tensione di compressione anche la duttilità cinematica, la duttilità cinematica disponibile ed il modulo elastico.

### Apparato di prova

I test sono stati condotti utilizzando una cella di carico da 5 kN (TCLP-5B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd) e quattro trasduttori di spostamento (CE - 10), posizionati al di sopra della piastra superiore, come visualizzato in figura 6.2. La prova è stata condotta in controllo di spostamento.

L'acquisizione dati è avvenuta attraverso la centralina elettronica della National Instruments.

La resistenza a compressione è stata ricavata secondo la relazione seguente:

$$f_c = \frac{F_{max}}{A}$$



Fig. 6.1. - Veduta provini da testare.

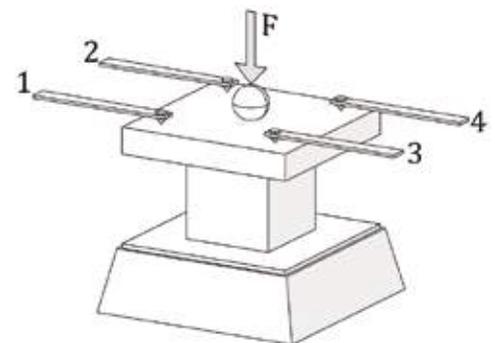


Fig. 6.2. - Schema apparato di prova  
1,2,3,4, trasduttori di spostamento CE.

### Determinazione parametri meccanici

I punti caratteristici sono stati individuati come in figura 6.3.

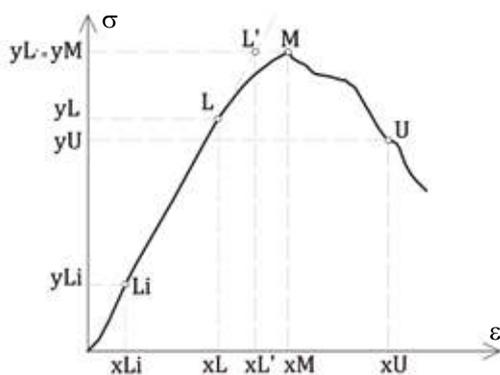


Fig. 6.3. - Punti caratteristici individuati nel percorso di equilibrio.

- $Li$ , punto iniziale del tratto lineare;
- $L$ , punto finale del tratto lineare;
- $M$ , valore del carico di picco;
- $L'$ , intersezione tra il tratto lineare e l'ordinata corrispondente il carico di picco;
- $U$ , valore del carico residuo all'80%;

- $\sigma_{max} = \frac{yM}{A}$       *tensione massima di rottura;*

- $E = \frac{yL - yLi}{xL - xLi}$       *valore del modulo elastico;*

- $\mu_c = \frac{xM}{xL'}$       *duttilità cinematica;*

- $\mu_{cd} = \frac{xU}{xM}$       *duttilità cinematica disponibile;*

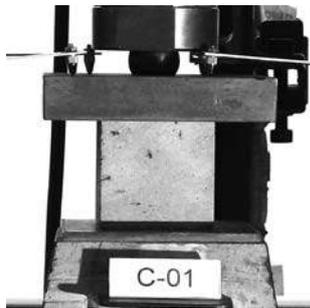


Fig. 6.4.

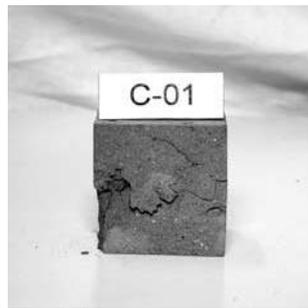


Fig. 6.5.

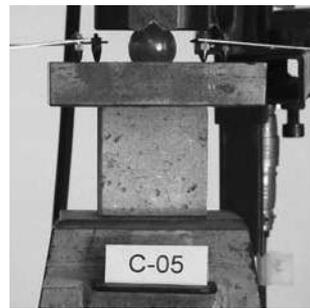


Fig. 6.12.

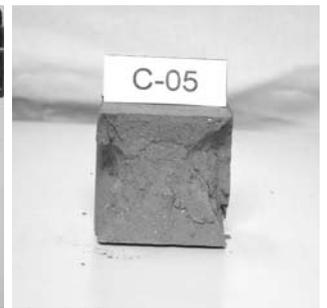


Fig. 6.13.

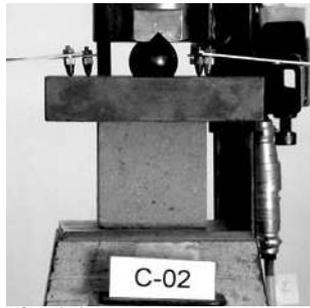


Fig. 6.6.

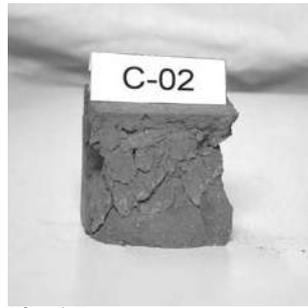


Fig. 6.7.

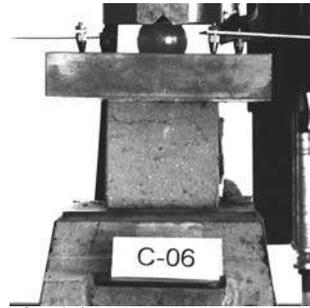


Fig. 6.14.

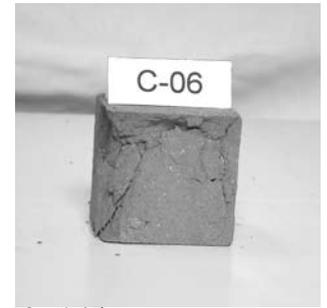


Fig. 6.15.

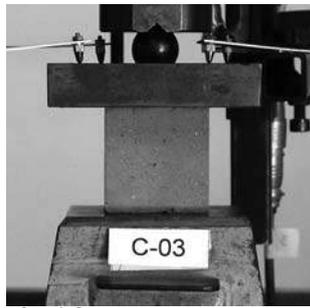


Fig. 6.8.

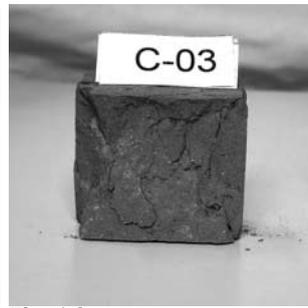


Fig. 6.9.

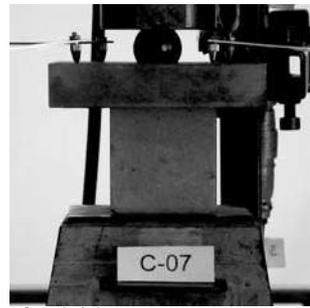


Fig. 6.16.

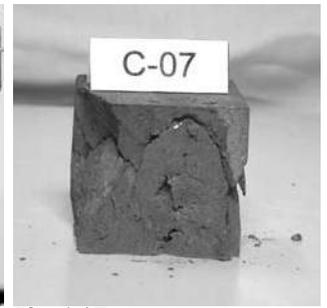


Fig. 6.17.

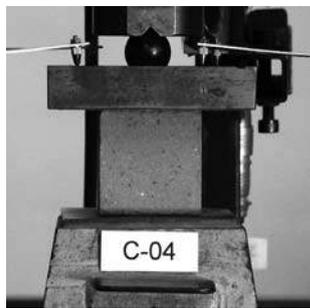


Fig. 6.10.

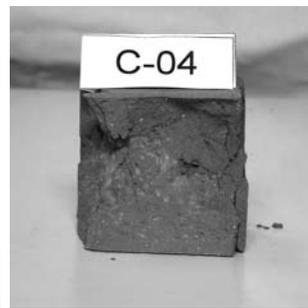


Fig. 6.11.

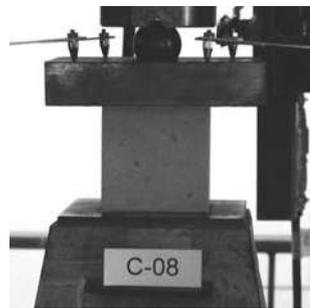


Fig. 6.18.

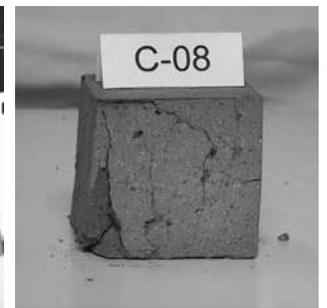


Fig. 6.19.

Fig. 6.4.- 6.19. - Provini di laterizio prima e dopo il test.

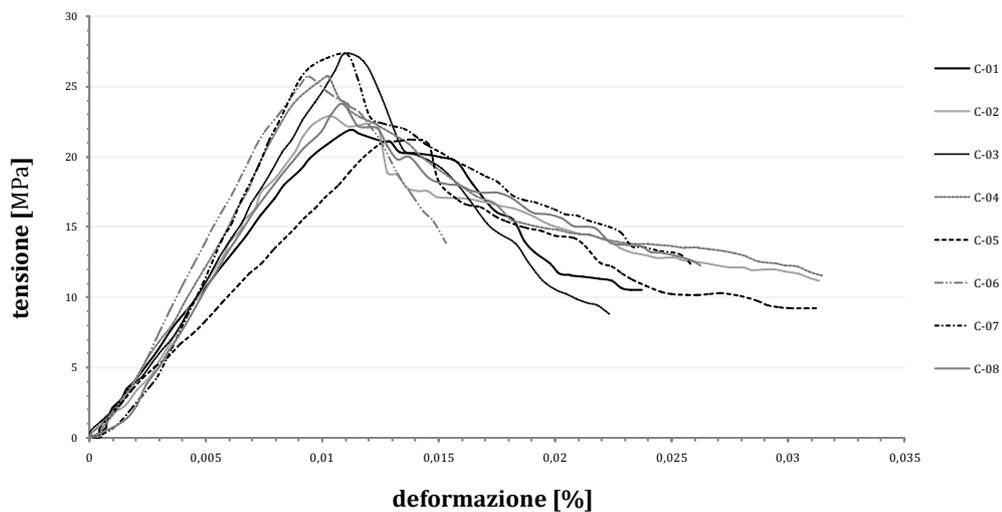


Fig. 6.20. - Confronto diagrammi  $\sigma - \epsilon$ .

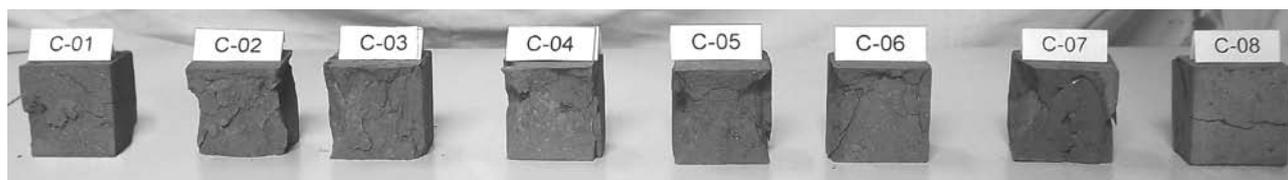


Fig. 6.21. - Provini testati.

Provino	A [mm <sup>2</sup> ]	F [N]	E [MPa]	f <sub>c</sub> [MPa]	μ <sub>c</sub>	μ <sub>cd</sub>
C-01	2525,06	55272,8	2141,16	21,88	1,09	1,49
C-02	2535,12	58025,7	2585,51	22,88	1,09	1,28
C-03	2520,03	68863,3	2778,76	27,32	1,01	1,19
C-04	2525,04	64963,8	3081,43	25,72	1,09	1,35
C-05	2540,15	53886,3	1671,88	21,21	1,10	1,14
C-06	2525,06	64923,5	3218,27	25,71	1,08	1,34
C-07	2520,04	68706,3	3469,62	27,26	1,15	1,23
C-08	2545,2	52456,3	2667,87	20,60	1,05	2,01

valore medio	60887,3	2701,81	24,08	1,08	1,38
--------------	---------	---------	-------	------	------

dev. standard	6734,44	585,05	2,73	0,04	0,27
coef. di variazione [%]	11,06	21,65	11,37	3,79	20,01

Tab. 6.1.

### 6.1.2. Prove di flessione per tre punti

Otto mattoni di dimensione standard (250x120x55 mm<sup>3</sup>) sono stati sottoposti a prova di flessione per tre punti. Ogni campione è stato appoggiato su due tondini metallici distanti tra loro 220 mm, mentre il carico è stato applicato in mezzeria nella parte superiore del mattone. Lo scopo della prova consiste nell'indagare la resistenza a trazione per flessione del laterizio.

La resistenza a trazione è stata ricavata secondo la relazione seguente:

$$f_t = \frac{3Fl}{2bh^2}$$

$F$  = carico di rottura;

$b$  = larghezza provino;

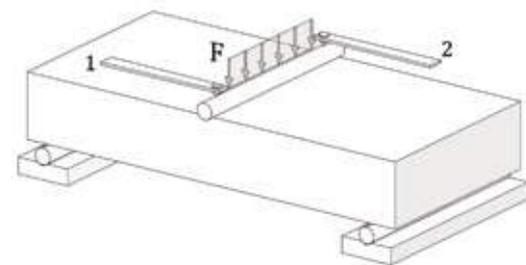
$h$  = altezza provino;

#### Apparato di prova

I test sono stati condotti utilizzando una cella di carico da 5 KN (TCCLP-5B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd) e due trasduttori di spostamento (CE-10), posizionati al di sopra del cilindro in mezzeria, come visualizzato in figura 6.22.

La prova è stata condotta in controllo di spostamento.

L'acquisizione dati è avvenuta attraverso la centralina elettronica della National Instruments.



**Fig. 6.22.** - Schema apparato di prova 1,2, trasduttori di spostamento CE.

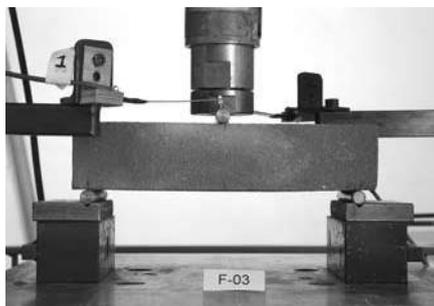


Fig. 6.23. - Flessione per tre punti F-03.

Provino	$f_t$ [MPa]
F-01	5,31
F-02	6,14
F-03	5,65
F-04	5,25
F-05	6,64
F-06	5,00
F-07	5,87
F-08	4,97

valore medio	5,60
--------------	------

dev. standard	0,58
---------------	------

coef. di variazione [%]	10,44
-------------------------	-------

Tab. 6.2.

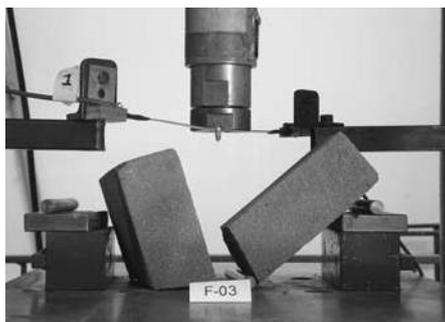


Fig. 6.24. - Rottura provino F-03.



Fig. 6.25. - Provini testati.

### 6.1.3. Prove di trazione indiretta

La prova di trazione indiretta, detta anche "brasiliana", è stata eseguita con lo scopo di indagare sul valore della resistenza a trazione del laterizio. Nella nostra indagine sono stati testati otto cubetti con dimensioni pari a circa 50 mm di lato. Il taglio del mattone è stato realizzato mediante sega circolare con disco diamantato da 3 mm. La prova è stata effettuata incrementando in maniera omogenea lo spostamento sul cubetto fino a rottura. Il test consiste nel sottoporre il provino cubico, posizionato tra due tondini metallici, a due forze complanari concentrate per tutto lo spessore. Il provino si lesiona in corrispondenza dei due tondini opposti rompendosi a causa delle tensioni di trazione sviluppatesi nella zona mediana e perpendicolari allo sforzo applicato. La prova è stata eseguita con riferimento alla normativa UNI EN 12390-6.

La resistenza a trazione è stata ricavata secondo la relazione seguente:

$$f_t = \frac{2F}{\pi A}$$

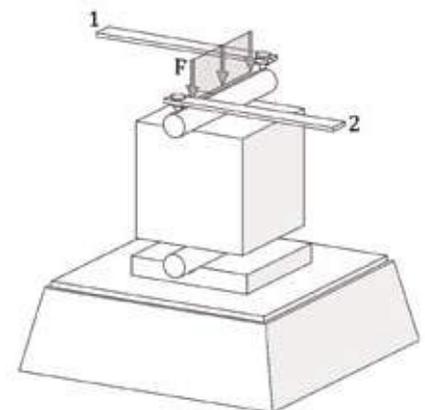
$F$  = carico di rottura;

$A$  = area della sezione trasversale;

#### Apparato di prova

I test sono stati condotti utilizzando una cella di carico da 5 kN (TCLP-5B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd) e due trasduttori di spostamento (CE - 10), posizionati al di sopra del cilindro superiore, come visualizzato in figura 6.26. La prova è stata condotta in controllo di spostamento.

L'acquisizione dati è avvenuta attraverso la centralina elettronica della National Instruments.



**Fig. 6.26.** - Schema apparato di prova; 1,2, trasduttori di spostamento CE.

Provino	A [mm <sup>2</sup> ]	F <sub>max</sub> [N]	f <sub>t</sub> [MPa]
B-01	2550	6001,51	1,50
B-02	2575,5	6254,34	1,55
B-03	2524,5	6608,40	1,67
B-04	2575	6523,37	1,61
B-05	2600	6886,18	1,69
B-06	2575,5	6594,76	1,63
B-07	2601	5246,08	1,28
B-08	2475	4796,21	1,23
valore medio		6113,9	1,52
dev. standard		733,05	0,17
coef. di variazione [%]		11,99	11,35

Tab. 6.3.

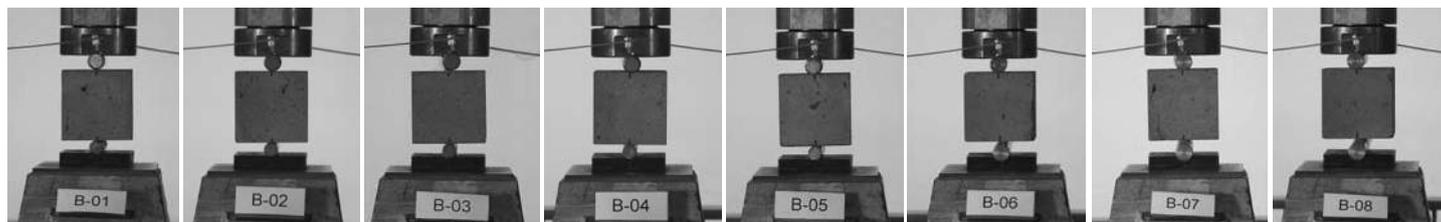


Fig. 6.27.

Fig. 6.28.

Fig. 6.29.

Fig. 6.30.

Fig. 6.31.

Fig. 6.32.

Fig. 6.33.

Fig. 6.34.

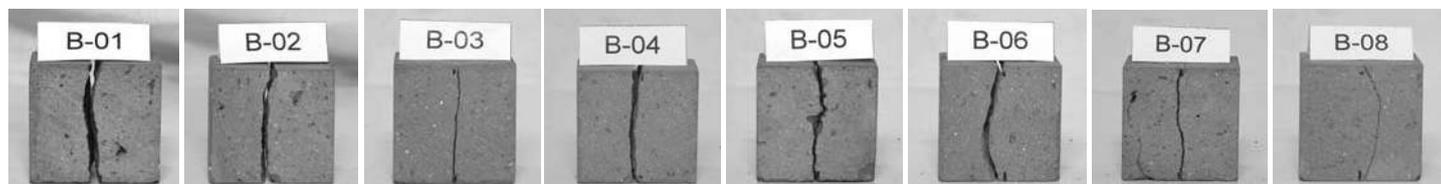


Fig. 6.35.

Fig. 6.36.

Fig. 6.37.

Fig. 6.38.

Fig. 6.39.

Fig. 6.40.

Fig. 6.41.

Fig. 6.42.

Fig. 6.27. - 6.42. - Cubetti di laterizio prima e dopo il test.

## 6.2. Le malte

Le prove di flessione e compressione sulla malta sono state effettuate secondo le direttive presenti nella norma UNI EN 1015-11. La sperimentazione ha riguardato le tre matrici cementizie costituenti i tre differenti sistemi di rinforzo e la malta bastarda di allettamento usata per la realizzazione dei modelli e delle colonnine in muratura.

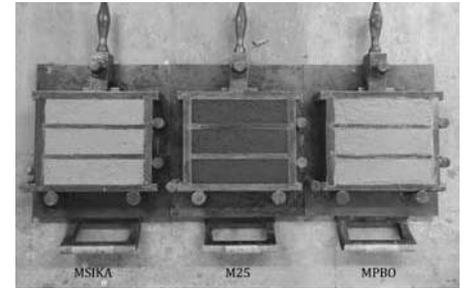


Fig. 6.43. - Preparazione provini.

### 6.2.1. Prove di flessione per tre punti

La resistenza a trazione è stata ricavata secondo la relazione seguente:

$$f_t = \frac{3Fl}{2bh^2}$$

$F$  = carico di rottura;

$b$  = larghezza provino;

$h$  = altezza provino;

### Apparato di prova

I test sono stati condotti utilizzando una cella di carico da 5 kN (TCLP-5B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd) e due trasduttori di spostamento (CE-10), posizionati al di sopra del cilindro in mezzzeria, figura 6.44. La prova è stata condotta in controllo di spostamento. L'acquisizione dati è avvenuta attraverso la centralina elettronica della National Instruments.

### Preparazione dei campioni

Come da normativa, i provini sono stati ricavati tramite l'impiego di opportune casseforme metalliche sagomate. I campioni ricavati hanno dimensioni pari a 40x40x160 mm<sup>3</sup> e sono stati testati non appena raggiunto il tempo di maturazione 28 giorni.

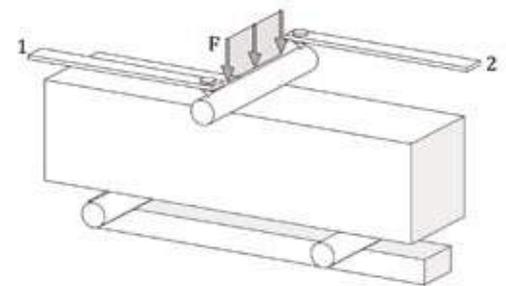


Fig. 6.44. - Schema apparato di prova; 1,2 trasduttori di spostamento CE

### Test

Ogni campione è stato posizionato al di sotto della cella di carico con la parte di intradosso poggiante su due cilindri in acciaio ( $\emptyset$  10 mm) posizionati a 50 mm dalla mezzeria. Nella parte superiore del provino è stato posizionato, nella mezzeria, un altro cilindro allineato con la verticale del carico in modo da trasferirlo in maniera concentrata sul provino.

La prova è stata condotta in controllo di spostamento.

### Campioni e nomenclatura:

3 campioni di malta bastarda.....(F.MBda-x)

3 campioni di malta RUREDIL X MESH M25.....(F.M25-x)

3 campioni di malta RUREGOLD® MX MURATURA.....(F.MPBO-x)

3 campioni di malta Sika®Mono®Top-722 Mur.....(F.MSika-x)

### • Malta Bastarda

Sono stati testati tre campioni dai quali sono stati ricavati i seguenti risultati:

Provino	L [mm]	H [mm]	$F_{max}$ [N]	$M_{max}$ [Nmm]	W [mm <sup>3</sup> ]	$f_t$ [MPa]
F.MBda-1	160	40	630	15750	10666,67	1,47
F.MBda-2	160	40	650	16250	10666,67	1,52
F.MBda-3	160	40	640	16000	10666,67	1,49

W = modulo di resistenza

valore medio	1,49
--------------	------

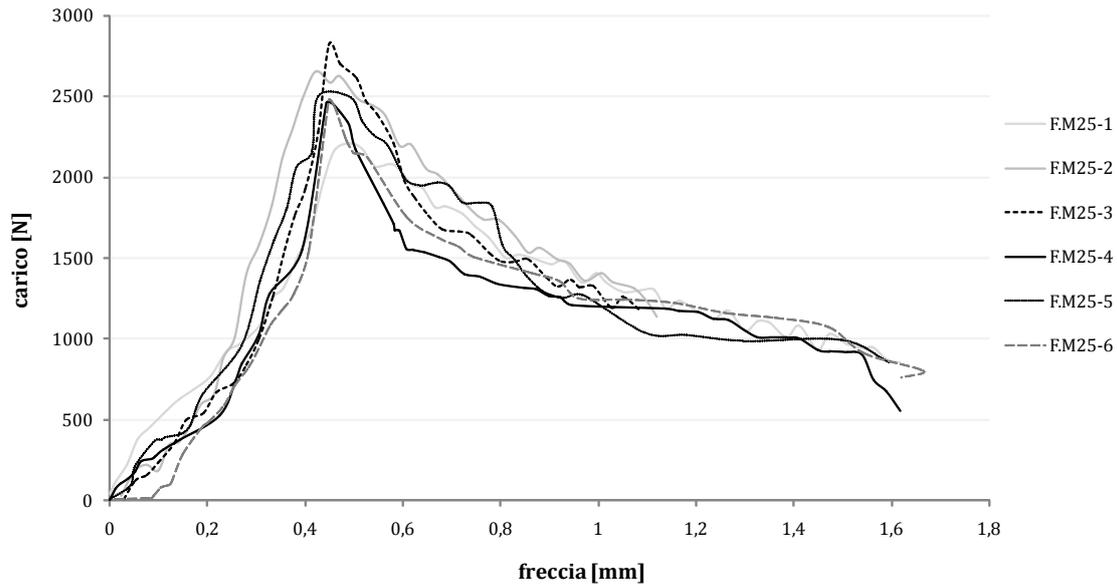
dev. standard	0,025
---------------	-------

coef. di variazione [%]	1,68
-------------------------	------

**Tab. 6.4.** - valori tratti dalle prove di flessione condotte sulla malta bastarda.

• **Malta RUREDIL X MESH M25**

Sono stati testati 6 campioni di malta RUREDIL X MESH M25 dai quali sono stati ottenuti i seguenti risultati:



**Fig. 6.45.** - Confronto diagrammi carico-freccia dei provini di malta RUREDIL X MESH M25.

Provino	L [mm]	H [mm]	$F_{max}$ [N]	$M_{max}$ [Nmm]	W [mm <sup>3</sup> ]	$f_t$ [MPa]
FM25-1	160	40	2305	57625	10666,67	5,40
FM25-2	160	40	2655,7	66392,5	10666,67	6,22
FM25-3	160	40	2816	70399	10666,67	6,6
FM25-4	160	40	2456,3	61407,5	10666,67	5,7
FM25-5	160	40	2503,2	62580	10666,67	5,86
FM25-6	160	40	2473	61825	10666,67	5,79

W = modulo di resistenza

valore medio	5,92
--------------	------

**Tab. 6.5.** - valori tratti dalle prove di flessione condotte sulla malta RUREDIL X MESH M25.

dev. standard	0,42
coef. di variazione [%]	7,12

### • Malta Ruregold® MX Muratura

Sono stati testati 6 campioni di malta MX Muratura dai quali sono stati ottenuti i seguenti risultati:

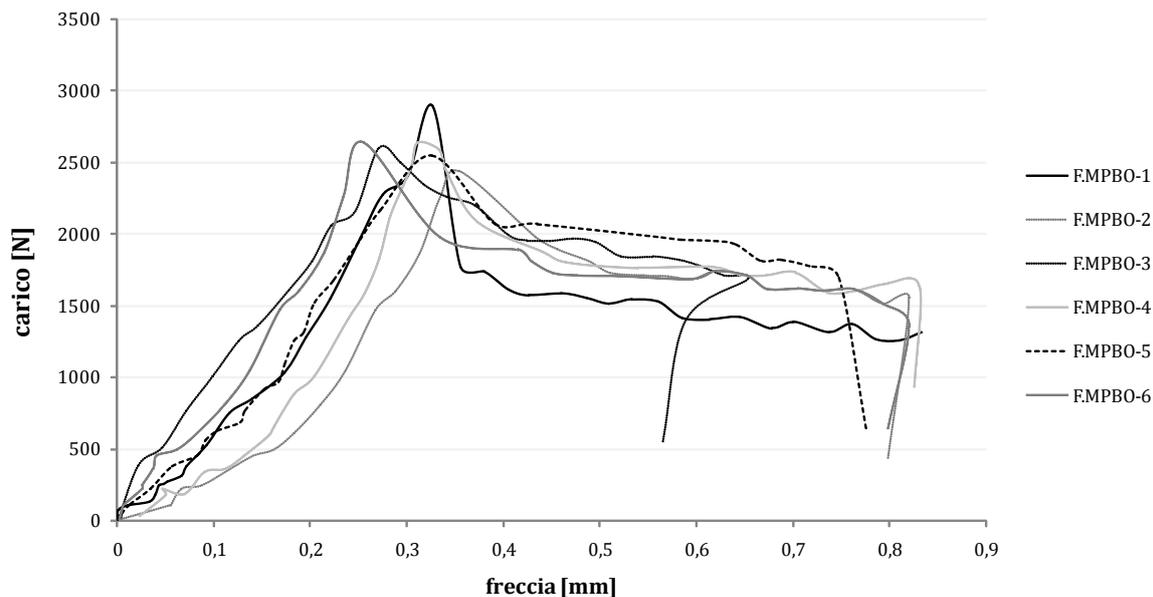


Fig. 6.46. - Confronto diagrammi carico-freccia dei provini di malta RUREGOLD® MX MURATURA.

Provino	L [mm]	H [mm]	$F_{max}$ [N]	$M_{max}$ [Nmm]	W [mm <sup>3</sup> ]	$f_t$ [MPa]
F.MPBO-1	160	40	2888,5	72212,5	10666,67	6,77
F.MPBO-2	160	40	2436,7	60917,5	10666,67	5,71
F.MPBO-3	160	40	2603,3	65082,5	10666,67	6,10
F.MPBO-4	160	40	2640,2	66005	10666,67	6,18
F.MPBO-5	160	40	2550,2	63772,5	10666,67	5,97
F.MPBO-6	160	40	2640,6	66015	10666,67	6,18

W = modulo di resistenza

Tab. 6.6. - valori tratti dalle prove di flessione condotte sulla malta RUREGOLD® MX MURATURA.

valore medio	6,15
--------------	------

dev. standard	0,35
coef. di variazione [%]	5,7

• **Malta Sika®Mono® Top-722 Mur**

Sono stati testati 6 campioni di malta Sika®Mono® Top-722 Mur dai quali sono stati ottenuti i seguenti risultati:

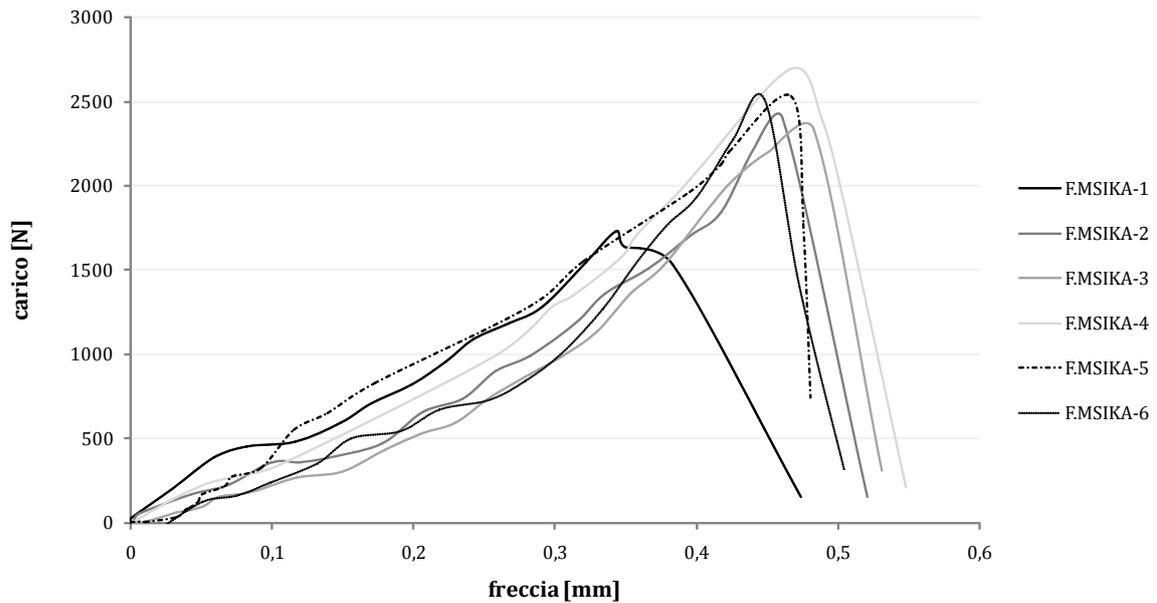


Fig. 6.47. - Confronto diagrammi carico-freccia dei provini di malta Sika®Mono® Top-722 Mur.

Provino	L [mm]	H [mm]	F <sub>max</sub> [N]	M <sub>max</sub> [Nmm]	W [mm <sup>3</sup> ]	f <sub>t</sub> [MPa]
FMSIKA-1	160	40	1731,75	43293,7	10666,67	4,06
FMSIKA-2	160	40	2396,7	59117,5	10666,67	5,61
FMSIKA-3	160	40	2327	58175	10666,67	5,45
FMSIKA-4	160	40	2695	67375	10666,67	6,31
FMSIKA-5	160	40	2530	63250	10666,67	5,93
FMSIKA-6	160	40	2510	65750	10666,67	5,8

W = modulo di resistenza

Tab. 6.7. - valori tratti dalle prove di flessione condotte sulla malta Sika®Mono® Top-722 Mur.

valore medio	5,52
--------------	------

dev. standard	0,77
coef. di variazione [%]	14,5

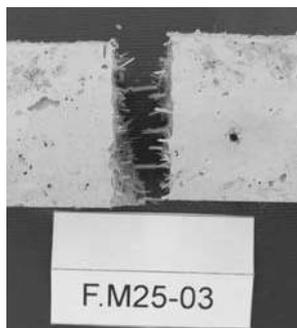


Fig. 6.48.

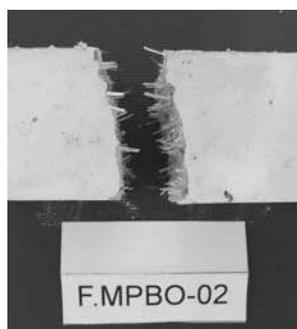


Fig. 6.49.

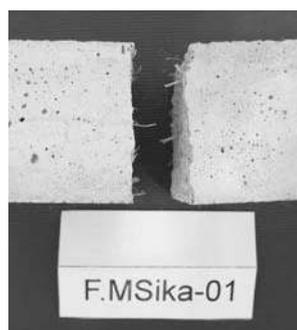


Fig. 6.50.

Tra le matrici cementizie sottoposte a flessione per tre punti, quella abbinata alla fibra in PBO ha evidenziato una maggiore resistenza a trazione e migliori proprietà meccaniche, in termini sia di rigidità che di capacità deformativa rispetto alle matrici abbinata alla fibra in carbonio e alla fibra di vetro, (tab. 6.8). Infatti, dall'elaborazione dei dati è emerso un incremento della resistenza a trazione del 3.88% rispetto alla M25 e dell'11.4% rispetto alla MSika. Probabilmente la maggiore efficienza a trazione della matrice MX RUREGOLD® rispetto alle altre è dovuta alla migliore capacità adesiva che la malta stessa riesce ad instaurare con e le fibre corte contenute stocasticamente nell'impasto e dal maggiore quantitativo di fibre corte immerse nello stesso. Dalle fotografie al lato si evidenzia un maggiore quantitativo di fibre corte presenti nei due prodotti RUREDIL (M25 - MPBO) rispetto alla malta fornitaci dalla Sika.

Dalle prove effettuate è stato ricavato un grafico medio per tipologia di matrice:

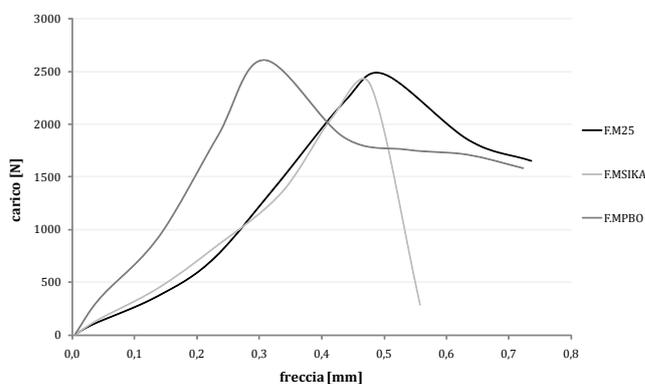


Fig. 6.51. - Confronto diagrammi carico-freccia medi.

Provino	$K_t$ [N/mm]	$\mu_c$	$\mu_{cd}$	$E_t$ [MPa]
FM25	7000,5	1,04	1,20	827,4
FMPBO	10093,1	1,01	1,29	489,3
FMSIKA	4558,9	0,8	1,03	482,9

$E_t$  = modulo elastico;

$K_t$  = rigidità tangente;

Tab. 6.8.

### 6.2.2. Prove di compressione

Le prove di compressione monoassiale sono state effettuate sui due monconi ottenuti dalla prova di flessione al fine di determinare la resistenza a compressione per ogni tipologia di malta testata ed il relativo modulo elastico. Ogni prova è stata condotta in controllo di spostamento e la resistenza a compressione è stata ottenuta secondo la seguente relazione:

$$f_c = \frac{F_{max}}{A}$$

in cui  $F_{max}$  in [N] è la forza massima registrata mentre  $A$  rappresenta l'area del provino testato.

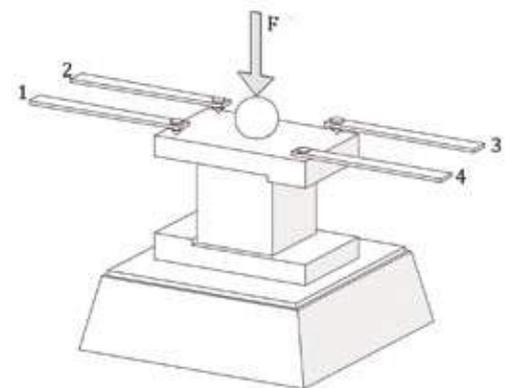
Per lo svolgimento della prova, ogni campione è stato posizionato tra due piastre metalliche di ripartizione del carico allineate, opportunamente sagomate, aventi entrambe un'area di contatto con il provino pari 1600 mm<sup>2</sup>.

#### Apparato di prova

I test sono stati condotti utilizzando una cella di carico da 10 KN (TCLP-10B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd) e quattro trasduttori di spostamento (CE-10), posizionati sulla piastra di ripartizione superiore, figura 6.52.

La prova è stata condotta in controllo di spostamento.

L'acquisizione dati è avvenuta attraverso la centralina elettronica della National Instruments.



**Fig. 6.52-** Schema apparato di prova; 1,2,3,4 trasduttori di spostamento CE.

### • Malta Bastarda

Dalla rottura per flessione di ogni provino F.Mbda-x, sono stati ricavati due monconi indicati rispettivamente come C.Mbda-xa e C.Mbda-xb.

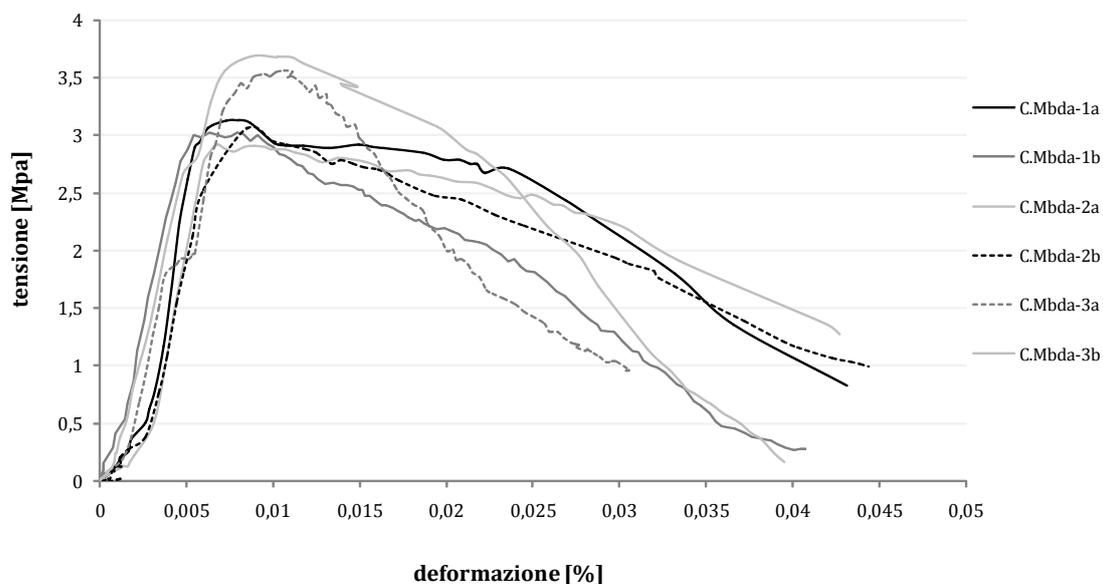


Fig. 6.53. - Confronto diagrammi tensione-deformazione per i provini di malta bastarda.

Provino	E [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
C.MBda-1a	839	3,13	1,63	2,73
C.MBda-1b	702,3	3,03	1,26	2,56
C.MBda-2a	787	2,91	1,45	3,11
C.MBda-2b	699	3,06	1,25	2,38
C.MBda-3a	681	3,56	1,68	1,46
C.MBda-3b	658	3,68	1,61	2

valore medio	727,7	3,22	1,48	2,44
--------------	-------	------	------	------

dev. standard	69,82	0,31	0,19	0,46
coef. di variazione [%]	9,59	9,72	12,87	18,94

Tab. 6.9.

• **Malta RUREDIL X MESH M25**

Dalla rottura per flessione di ogni provino FM25-x, sono stati ricavati due monconi indicati rispettivamente come C.M25-xa e C.M25-xb.

Provino	E [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
C.M25-1a	1145,4	18,31	1,12	1,47
C.M25-1b	1215,3	15,86	1,26	1,56
C.M25-2a	898	11,79	1,35	1,81
C.M25-2b	937,4	14,44	1,25	2,18
C.M25-3a	866	16,77	1,59	1,42
C.M25-3b	1182	19,18	1,50	1,17
C.M25-4a	887,5	13,87	1,53	1,42
C.M25-4b	1162	12,41	1,60	1,29
C.M25-5a	1285	11,92	1,48	1,54
C.M25-5b	885,2	10,93	1,44	1,21
C.M25-6a	928,2	11,16	1,34	1,17
C.M25-6b	827,7	14,68	1,21	1,42

valore medio	1018,3	14,27	1,38	1,47
--------------	--------	-------	------	------

dev. standard	164,32	2,78	0,15	0,15
coef. di variazione [%]	16,13	19,53	11,32	19,65

**Tab. 6.10.**

• **Malta RUREGOLD® MX MURATURA**

Dalla rottura per flessione di ogni provino F.MPBO-x, sono stati ricavati due monconi indicati rispettivamente come C.MPBO-xa e C.MPBO-xb.

Provino	E [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
C.MPBO-1a	3259	22,27	1,05	1,41
C.MPBO-1b	3078	21,06	1,33	1,45
C.MPBO-2a	2930	18,58	1,18	1,29
C.MPBO-2b	2301	19,88	1,07	1,29
C.MPBO-3a	2486	18,64	1,16	1,39
C.MPBO-3b	2741	21,81	1,11	1,43
C.MPBO-4a	2714,3	21,06	1,06	1,60
C.MPBO-4b	3750	17,82	1,04	1,50
C.MPBO-5a	2317,3	19,89	1,06	1,21
C.MPBO-5b	3056,8	23,70	1,16	1,36
C.MPBO-6a	2442,3	16,24	1,13	1,86
C.MPBO-6b	3421	21,8	1,15	1,43

valore medio	2874,72	20,22	1,12	1,43
--------------	---------	-------	------	------

dev. standard	458,38	2,12	0,08	0,16
coef. di variazione [%]	15,94	10,51	7,22	11,76

**Tab. 6.11.**

• **Malta Sika® Mono® Top-722 Mur**

Dalla rottura per flessione di ogni provino F.MSIKA-x, sono stati ricavati due monconi indicati rispettivamente come C.MSIKA-xa e C.MSIKA-xb.

Provino	E [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
C.MSIKA-1a	1062	13,96	1,13	1,23
C.MSIKA-1b	1318	17,06	1,19	1,33
C.MSIKA-2a	1522	14,63	1,23	1,33
C.MSIKA-2b	1380	16,07	1,16	1,40
C.MSIKA-3a	1250	19,56	1,07	1,34
C.MSIKA-3b	1365	18,25	1,15	1,26
C.MSIKA-4a	1479	16	1,08	1,47
C.MSIKA-4b	946,4	14,27	1,08	1,47
C.MSIKA-5a	1056,7	15,59	1,22	1,83
C.MSIKA-5b	1063	14,46	1,22	1,70
C.MSIKA-6a	1609	15	1,35	1,40
C.MSIKA-6b	1070	14,8	1,15	1,53

valore medio	1260	15,80	1,16	1,44
--------------	------	-------	------	------

dev. standard	217,64	1,71	0,07	0,17
coef. di variazione [%]	17,27	10,86	6,82	12,26

**Tab. 6.12.**

### 6.3. La muratura

#### 6.3.1. Prove su triplette

Questa modalità di prova viene utilizzata per determinare la resistenza a taglio dell'interfaccia tra mattone e malta usando come campione un provino costituito da tre mattoni UNI, sovrapposti secondo la superficie di area maggiore per mezzo di due giunti di malta bastarda dello spessore di 10 mm.

I provini sono stati realizzati e testati secondo la procedura descritta dalla normativa UNI EN 1052-3 al fine di indagare sulla resistenza a taglio lungo i ricorsi di malta di una muratura di mattoni.

In totale sono state testate 8 triplette non rinforzate di cui 5 sono state testate con una precompressione pari a 0,2 - 0,4 - 0,6 - 1,0 - 1,2 MPa.



Fig. 6.54.



Fig. 6.54.-6.55. - Realizzazione triplette.

#### Preparazione dei provini

Prima di procedere all'assemblaggio dei provini, i mattoni sono stati immersi in acqua pulita fino ad ottenere una bagnatura a rifiuto, ossia fino a quando dagli elementi immersi in acqua era cessata la fuoriuscita di bolle d'aria. Quest'operazione si rende necessaria per evitare l'assorbimento da parte del laterizio dell'acqua d'impasto della malta, poiché ciò ne causerebbe la diminuzione sia della resistenza della malta sia del livello di aderenza all'interfaccia tra malta e laterizio.

I mattoni, levati dall'acqua in cui erano immersi sono stati messi a gocciolare per circa venti minuti per evitare la formazione del velo d'acqua sulle superfici del laterizio. Particolare attenzione è stata posta nella sovrapposizione degli elementi costituenti il provino. Difatti, una volta disposto l'elemento inferiore su una superficie piana e pulita si è proceduto controllando progressivamente l'allineamento con i mattoni sovrastanti, così come il

loro livello per mezzo di una squadretta metallica e di una livella a bolla d'aria. Il corretto dimensionamento del giunto è stato ottenuto tramite l'utilizzo di opportuni distanziatori di 10 mm di spessore.

Dopo le operazioni di posa e pulitura del provino, per migliorare l'adesione tra malta e laterizio, ciascuno di essi è stato sottoposto ad uno sforzo di compressione per valori compresi tra  $2 \times 10^{-3}$  e  $5 \times 10^{-3}$  MPa, figura 6.56 . I provini sono stati lasciati maturare indisturbati per 28 giorni.

### Apparato di prova

Ciascun provino è stato posizionato al di sotto della cella di carico, in cui il carico verticale viene applicato in modo monotonicamente all'elemento centrale della tripletta tramite un martinetto a vite, azionato da un volano a mano. Per garantire una distribuzione uniforme del carico, tra il martinetto e il mattone è stata posta una piastra d'acciaio dello spessore di 20 mm, collegata ad una cella di carico per mezzo di una cerniera sferica. Per i provini con applicata una precompressione è stata utilizzata una cella di carico da 10 kN, mentre per le triplette, per avere un più sensibile rilevamento, è stata usata una cella di carico da 5 kN, entrambe del tipo TCLP- 5/10B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd.

I due elementi laterali, vista la scarsa capacità della muratura di diffondere le tensioni, poggiano su due cilindri metallici (φ 12 mm) di lunghezza pari allo spessore del provino, posizionati il più vicino possibile al giunto di malta, affinché l'intera superficie d'interfaccia fosse uniformemente investita dal flusso di carico. La lettura dello spostamento è stata ricavata per mezzo di 4 trasduttori di spostamento del tipo CE a mensola, posizionati sopra la piastra centrale.

La prova è stata condotta in controllo di spostamento.



Fig. 6.56.

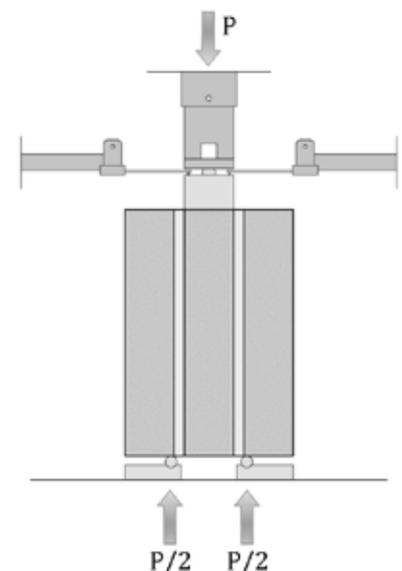
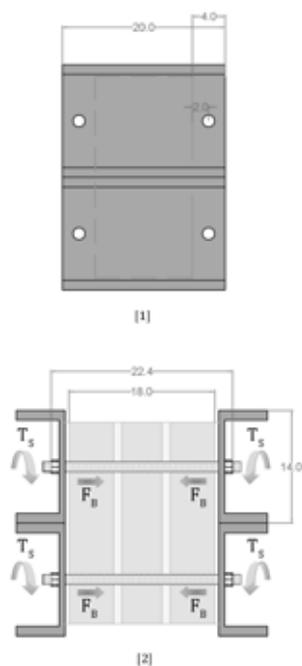


Fig. 6.57. - Schematizzazione del setup di prova.



**Fig. 6.58.** - Schematizzazione del sistema utilizzato per applicare ai provini lo sforzo di precompressione ad intensità variabile

### La precompressione

Il campione è stato compresso in modo perpendicolare ai giunti di malta e sollecitando a taglio i due giunti di malta applicando forze orizzontali sui mattoni.

Per applicare lo sforzo di precompressione, in direzione opposta a quella di taglio, è stato progettato un sistema composto da quattro profilati UPN 140, due per lato, serrati per mezzo di quattro barre filettate ( $\phi$  12 mm). Si è ricorso ai profilati in acciaio a U per garantire una rigidezza sufficiente e quindi una deformazione trascurabile anche per il livello di precompressione più gravoso. Tra le parti metalliche ed il laterizio è stato introdotto un foglio di materiale plastico di 3 mm di spessore per ovviare alle asperità e irregolarità intrinseche al laterizio utilizzato per l'assemblaggio delle triplete.

I livelli di precarico sono stati impressi variando l'intensità della coppia di serraggio applicata tramite una chiave dinamometrica a scatto, ai bulloni posti alle estremità delle barre filettate.

Il valore della tensione nelle barre, corrispondente alla pressione da imprimere al provino, è stato ricavato attraverso la relazione seguente:

$$f_b = \frac{F_b}{A_n}$$

$$F_b = \frac{F}{4}$$

$F$  = forza applicata al provino;

$F_b$  = forza applicata alla singola barra filettata;

$f_b$  = tensione nella barra filettata;

$A_n$  = area della sezione trasversale;

Il diametro della barra è tale che si riesce a garantire un ampio margine rispetto alla tensione di snervamento della barra stessa. Inoltre, considerando che l'acciaio d'impiego strutturale ha una tensione di snervamento caratteristica pari a 391,3 MPa, possiamo risalire al valore della tensione critica per le barre utilizzate, nel modo seguente:

$$f_{b,crit} = f_y \cdot A_n$$

$$f_{b,crit} = 391,3 \cdot 84 = 32,9 \text{ kN}$$

$f_{b,crit}$  = tensione di snervamento della barra;

$f_y$  = tensione di snervamento dell'acciaio;

Per assicurarsi che le barre lavorino sempre in campo elastico è buona norma non superare l'80% del valore trovato.

P [MPa]	$f_b$	$f_b/f_{b,crit}$
0,2	1,4	4
0,4	2,9	9
0,6	4,3	13
1,0	7,1	22
1,2	8,6	26

**Tab. 6.13.**

P = precompressione

La formula che lega la coppia di serraggio applicata al bullone alla forza di trazione che questa provoca nel gambo della vite è la seguente:

$$T_s = k f_b d \quad [1]$$

$T_s$  = valore della coppia di serraggio;

$k$  = coefficiente di torsione;

$d$  = diametro nominale della filettatura del bullone;



**Fig. 6.59.** - Sistema utilizzato per la determinazione della coppia di serraggio da applicare ai bulloni per ottenere il livello di precompressione scelto.

Il coefficiente di torsione dipende dai coefficienti di attrito delle superfici interessate durante il serraggio. Quindi, è stato necessario ricavarlo sperimentalmente posizionando una cella di carico tra due profilati UPN 140 mettendo in relazione la coppia di serraggio con la conseguente forza applicata. Il processo di taratura ha interessato diversi cicli di carico e scarico che hanno permesso di costatare un livello di errore trascurabile già per i livelli di pressione più bassi, riducendosi sensibilmente al crescere del valore della coppia applicata.

P [MPa]	$T_s$ [Nm]
0,2	2,8
0,6	8,5
1,0	14,1

**Tab. 6.14.**

I valori ricavati sono stati introdotti nella relazione [1] per ricavare il valore del coefficiente di torsione:

$$k = \frac{T_s}{F_b d} = \frac{2800}{1437 \cdot 12} = \frac{8500}{4312 \cdot 12} = \frac{14100}{7187 \cdot 12} \cong 0,16$$

A questo punto è stato possibile completare la tabulazione dei valori relativi alla coppia di serraggio necessari ad imprimere i valori di precompressione voluti:

P [MPa]	$T_s$ [Nm]
0,2	2,8
0,4	5,6
0,6	8,5
1,0	14,1
1,2	16,9

**Tab. 6.15.**

• Interpretazione dei risultati

**Determinazione della resistenza a taglio di un giunto orizzontale di malta**

Dal valore massimo raggiunto dal carico registrato durante lo svolgimento della prova è possibile risalire alla resistenza tangenziale iniziale di un giunto orizzontale di malta  $\tau_0$  attraverso la seguente relazione:

$$\tau_0 = \frac{F_{max}}{2A_g}$$

dove:

$F_{max}$  = carico applicato dalla pressa;

$A_g$  = sezione longitudinale del giunto di malta;

**Determinazione dell'angolo di attrito interno**

L'angolo di attrito interno è il coefficiente angolare della retta descritta dalla funzione che ha per ordinata il valore della resistenza a taglio di un singolo provino e per ascissa lo sforzo di precompressione trasversale cui la tripletta è soggetta.

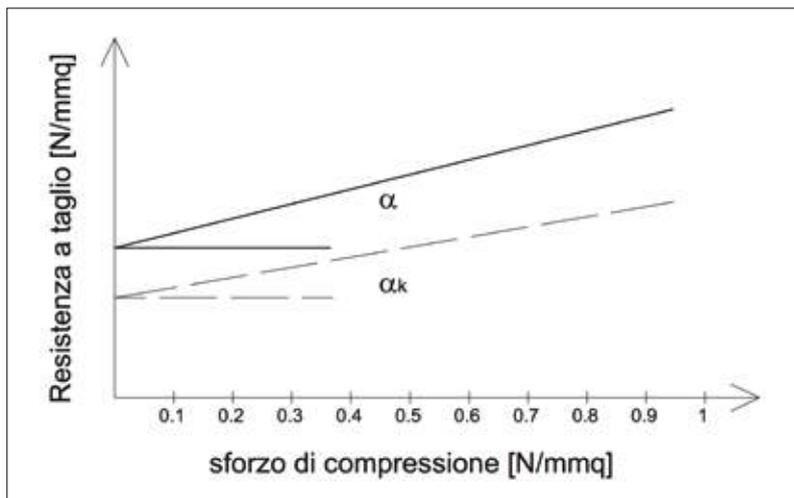
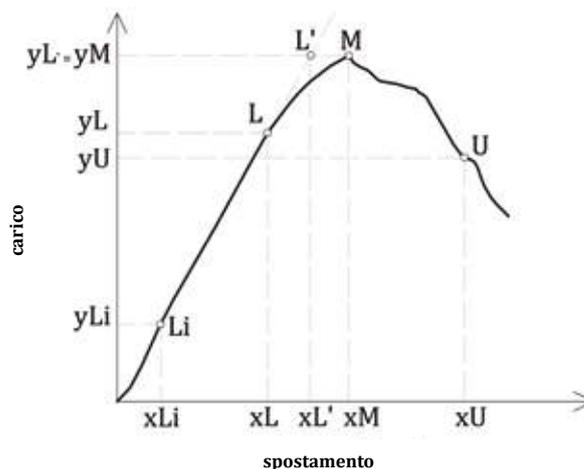


Fig. 6.60. - Angolo d'attrito interno (UNI-1052-3).

### Interpretazione dei diagrammi carico-spostamento

I punti caratteristici sono stati individuati come in figura 6.61.



**Fig. 6.61.** - Punti caratteristici individuati nel percorso di equilibrio.

- Li = punto iniziale del tratto lineare;
- L = punto finale del tratto lineare;
- M = valore del carico di picco;
- L' = intersezione tra il tratto lineare e l'ordinata corrispondente il carico di picco;
- U = valore del carico residuo all'80%;

- $\sigma_{max} = \frac{yM}{A}$  *tensione massima di rottura;*

- $k_t = \frac{yL - yLi}{xL - xLi}$  *rigidezza tangente;*

- $\mu_c = \frac{xM}{xL'}$  *duttilità cinematica;*

- $\mu_{cd} = \frac{xU}{xM}$  *duttilità cinematica disponibile;*

## Risultati delle prove

I diagrammi carico-spostamento, ricavati dalle prove effettuate sui provini, sono stati interpretati come visto nel paragrafo precedente.

### • Triplette

Per le triplette non rinforzate si riscontra un comportamento di tipo fragile caratterizzato dalla crisi localizzata a livello dell'interfaccia tra laterizio e malta. Infatti, raggiunto il carico di picco, il provino giunge a collasso per il distacco di uno dei due mattoni dal giunto di malta, il quale invece rimane sostanzialmente integro. Dai dati elaborati si evince che in termini di rigidità e spostamento ultimo le triplette non rinforzate hanno mostrato un comportamento abbastanza omogeneo ma in termini di resistenza, vista la natura della muratura, materiale anisotropo e disomogeneo soggetto a numerosi difetti intrinseci, i dati estrapolati sono considerevolmente dispersi.

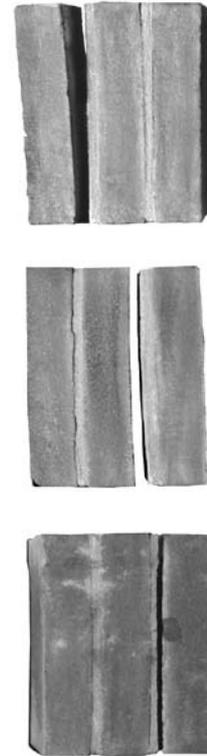


Fig. 6.62. - Danneggiamento tipo esibito dalle triplette testate.

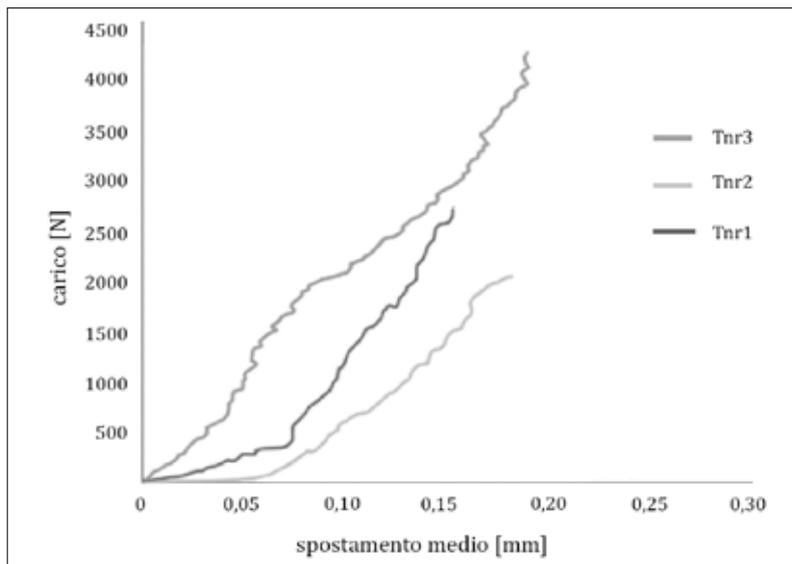


Fig. 6.63 - Confronto diagrammi carico-spostamento delle triplette non rinforzate.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$xM$ [mm]	$\tau_{\max}$ [MPa]	$xU$ [mm]	$K_t$ [kN/mm]
1-Tnr	4240	0,19	0,07	--	20
2-Tnr	2005	0,18	0,03	--	18
3-Tnr	2690	0,15	0,04	--	26
valore medio	2978,3	0,17	0,0466	--	21,3
dev. standard	1145,05	0,02	0,0208	--	4,16
coef. di variazione [%]	38,44	12,00	44,6	--	19,51

Tab. 6.16.

Per le triplette precomprese si registra una maggiore resistenza alla sollecitazione di taglio, proporzionalmente alla pressione applicata.

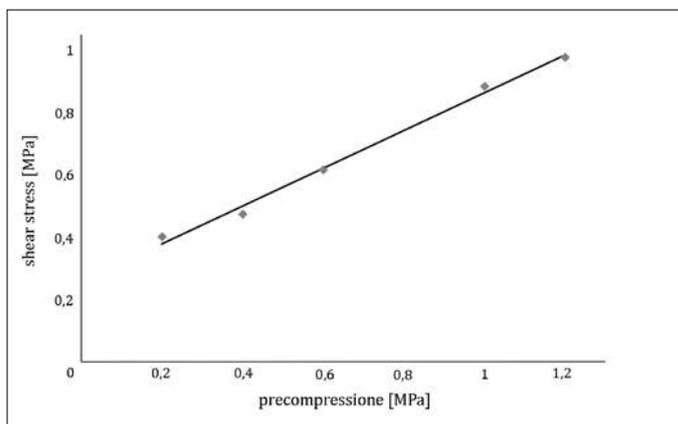


Fig. 6.64. - Incremento delle resistenza tangenziale in funzione dell'intensità della precompressione.

Il coefficiente di attrito interno è stato valutato pari a 0,65.

Dalla sovrapposizione dei diagrammi appare evidente come indipendentemente dall'intensità della forza applicata trasversalmente, i provini abbiano presentato la medesima rigidezza. Come accaduto per le triplette non rinforzate, anche in questo caso la crisi avviene nella zona d'interfaccia tra laterizio e giunto di malta ma lo scorrimento dell'elemento centrale provoca nello spessore del giunto delle lesioni diagonali dovute alla differente capacità deformativa dei due materiali interessati. La precompressione applicata ha portato, oltre a raggiungere valori di picco più elevati rispetto alle triplette non rinforzate, anche a migliorare il comportamento della fase post-picco in termini di duttilità cinematica disponibile, come si vede chiaramente in figura 6.65.

Provino	$F_{max}$ [N]	xM [mm]	$\tau_{max}$ [MPa]	xU [mm]	$K_t$ [kN/mm]
TP-0,2	24016	0,46	0,40	--	70
TP-0,4	28387	0,53	0,47	--	70
TP-0,6	36908	0,73	0,61	--	70
TP-1,0	52987	1,36	0,88	--	70
TP-1,2	58553	1,03	0,97	--	70

valore medio	40170,2	0,822	0,666
--------------	---------	-------	-------

dev. standard	15104,9	0,37	0,25
---------------	---------	------	------

coef. di variazione [%]	37,6	45,41	37,57
-------------------------	------	-------	-------

Tab. 6.17.

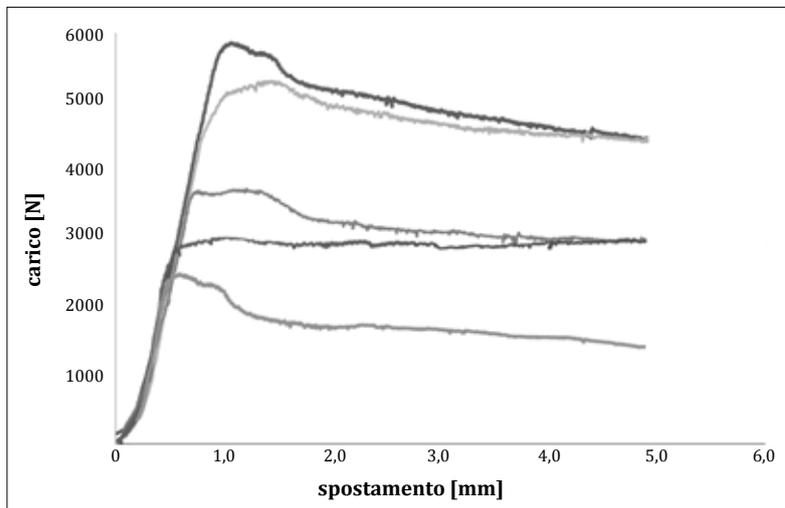


Fig. 6.65 - Confronto diagrammi carico-spostamento triplette precomprese.

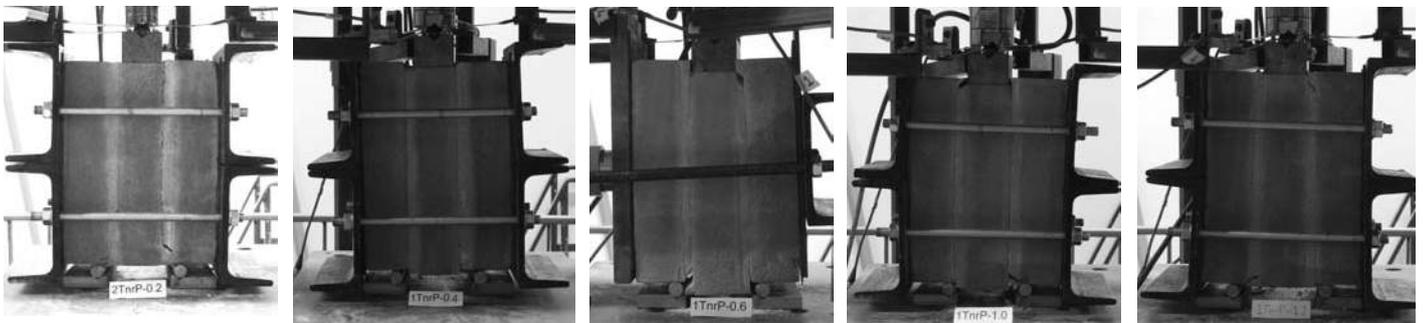


Fig. 6.66. - Provini precompressi testati.

### 6.3.2. Prove di compressione

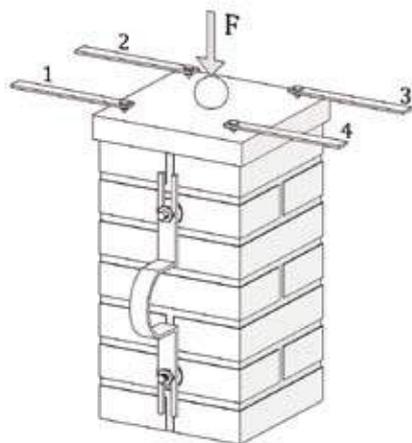
Sono stati testati sei pilastrini in muratura. I provini presentano una rottura per diffusione di ampie lesioni distribuite nella parte sommitale e successivamente caratterizzate da lesioni sviluppate prevalentemente in direzione verticale lungo tutto il provino fino ad a pervenire all'espulsione del materiale.

#### Preparazione dei provini

Per la costruzione dei pilastrini in laterizio sono stati usati 14 mattoni pieni con dimensioni pari a  $95 \times 4,6 \times 2,1 \text{ mm}^3$ , disposti a coppia per sette strati in cui ogni coppia di mattoni presenta un'orientazione alternata in modo da garantire giunti verticali sfalsati. Tra ogni coppia di mattoni è interposta la malta bastarda di allettamento con spessore pari a circa 5 mm.

#### Apparato di prova

Ogni provino è stato sottoposto a una prova di compressione assiale centrata in controllo di spostamento. La strumentazione utilizzata per l'esecuzione della prova consiste in quattro trasduttori di spostamento, del tipo CE cantilever, posizionati sulla piastra superiore, due trasduttori omega, del tipo PI-2-100, con lunghezza di lettura pari a 100 mm applicati su due facce del campione al fine di leggere la deformazione assiale tra due punti noti. I provini sono stati posizionati sotto la pressa meccanica munita di una cella di carico da 10 KN, (TCLP-10B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd).



**Fig. 6.67.-** Schema apparato di prova; 1,2,3,4 trasduttori di spostamento CE.

## Test

Dai dati acquisiti nel corso delle prove è stato possibile tracciare per ogni provino, la curva del diagramma tensione-deformazione assiale. In particolare la tensione è stata ricavata dividendo i valori del carico registrato per l'area della sezione trasversale del provino, mentre per la deformazione assiale sono stati utilizzati i valori registrati dai trasduttori omega PI-2-100.

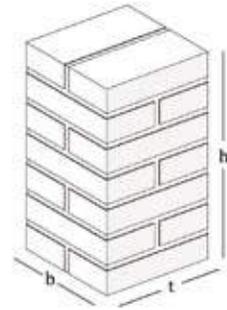


Fig. 6.68. - Schema dimensionale.

Provino	b [mm]	t [mm]	h[mm]
C.P. - 01	97	95	177
C.P. - 02	96	95	175
C.P. - 03	98	95	177
C.P. - 04	97	95	178
C.P. - 05	96	95	175
C.P. - 06	96,5	95	177

Tab. 6.18. - Valori dimensionali colonnine.

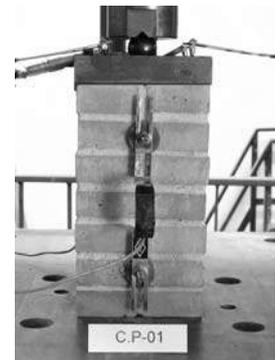


Fig. 6.69. - Apparato di prova.

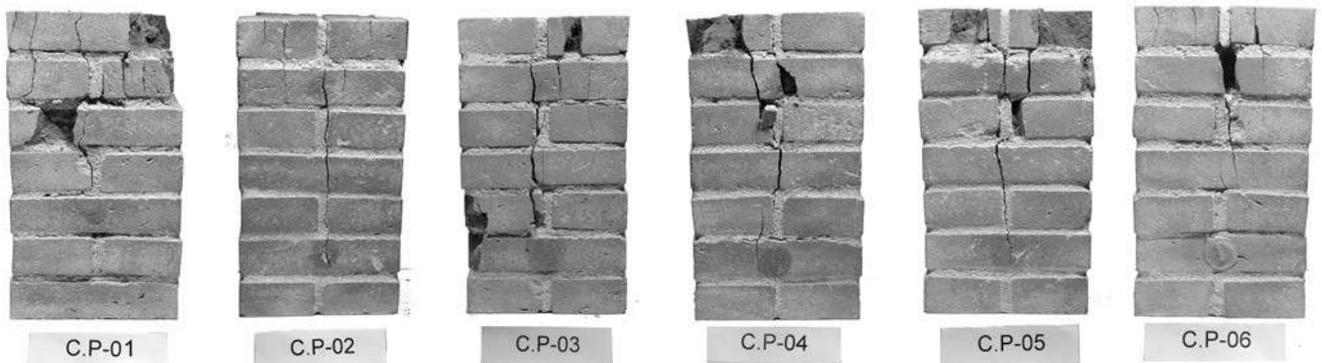


Fig. 6.70. - Modalità di danneggiamento colonnine

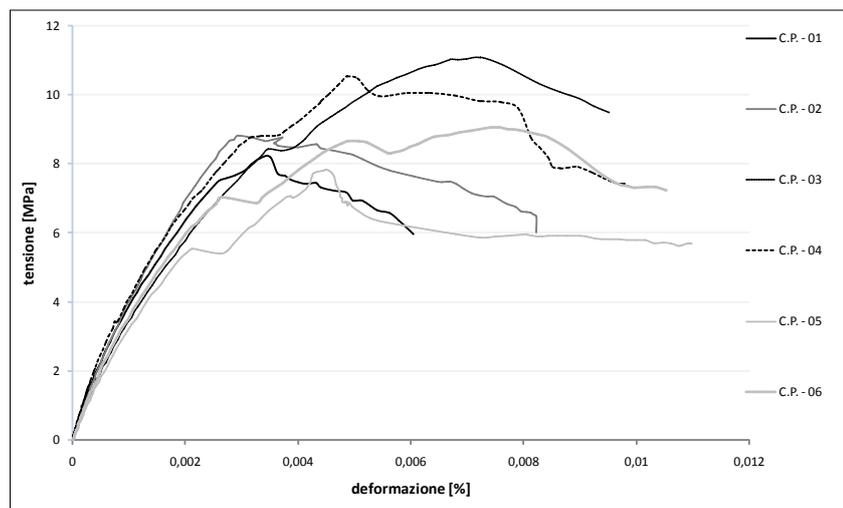


Fig. 6.71. - Diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  sovrapposti.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$S_{\max}$ [mm]	$f_c$ [MPa]	$\epsilon_{\max}$ [%]	$\epsilon_u$ [%]	$E_m$ [MPa]
C.P. - 01	75692,9	3,11	8,21	0,0035	0,00579	1995
C.P. - 02	80419,1	1,32	8,82	0,0031	0,00822	1894
C.P. - 03	103167,9	2,56	11,08	0,0072	0,00951	1357
C.P. - 04	97097,5	2,32	10,54	0,0049	0,00959	2089
C.P. - 05	71360	1,76	7,82	0,0045	0,00959	1599
C.P. - 06	83010,5	2,38	9,05	0,0074	0,00968	1588
Valore medio	85124,6	2,24	9,25	0,0051	0,0087	1753,66
dev. standard	12441,41	0,63	1,29	0,002	0,002	282,523
coef. variaz. [%]	14,62	27,95	13,95	36,08	17,66	16,11

Tab. 6.19.

$S_{\max}$  = spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{\max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_u$  = deformazione ultima corrispondente all'80% del carico;

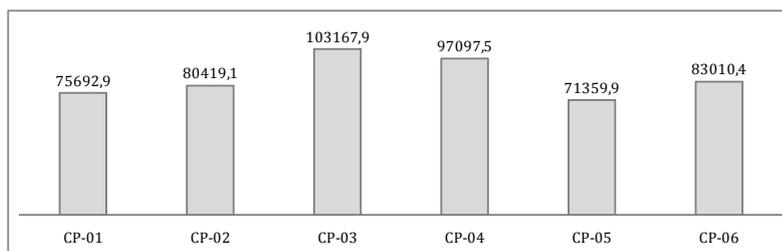


Fig. 6.72. - Istogramma relativo alla forza massima registrata.

Dalle curve tensione-deformazione ottenute dai dati registrati per ogni provino è stato ricavato un grafico medio.

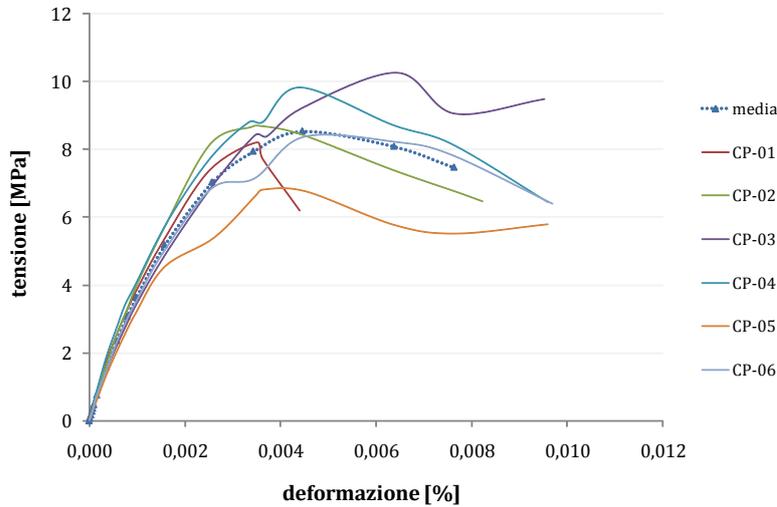


Fig. 6.73. - Diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  sovrapposti, individuazione curva media.

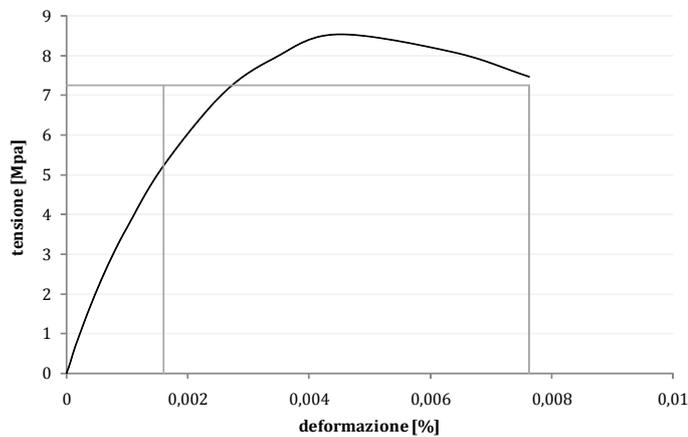


Fig. 6.74. - Diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  medio.

$E_m$ [MPa]	$\epsilon_{mu}$ [%]	$f_m$ [MPa]
1753,66	0,0076	8,53

Tab. 6.20.

$E_m$  = modulo elastico muratura;

$\epsilon_{mu}$  = deformazione ultima muratura;

$f_m$  = tensione di compressione muratura;

## 7. Prove su triplette rinforzate

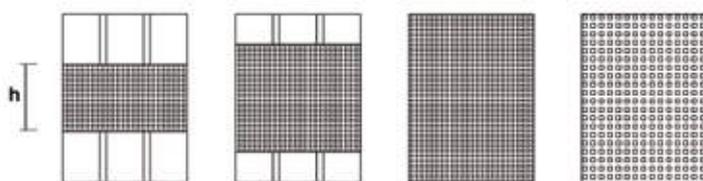
### 7.1. Rinforzo con RUREDIL X MESH C10 M25 e RUREGOLD® MX MURATURA

La sperimentazione ha riguardato 12 triplete rinforzate, ossia quattro serie da 3 triplete rinforzate con due tipologie di rinforzo FRCM secondo lo schema riportato in figura 7.1.

I provini rinforzati con sistema RUREDIL X MESH C10 M25 presentano una differente estensione del rinforzo, ossia:

- per tutta l'altezza;
- per  $\frac{1}{2}$  dell'altezza;
- per  $\frac{3}{4}$  dell'altezza totale;

La tipologia RUREGOLD® MX MURATURA con rete in PBO è stata estesa per tutta l'altezza del provino. Il criterio che sta alla base di questa decisione è dato dal voler disporre dello stesso numero di fasci di fibra in direzione ortogonale rispetto alla sollecitazione di taglio le due reti e confrontarne i risultati. Dunque, la differente altezza dei rinforzi abbinati alla rete in carbonio è funzione della maggior e dimensione delle maglie della rete in PBO.



**Fig. 7.1** - Rappresentazione degli schemi di rinforzo.

Tipologia di rinforzo	h [mm]	$A_r$ [mm <sup>2</sup> ]	Sigla
RUREDIL X MESH C10 M25	100	18500	(1-3) TCarb1
RUREDIL X MESH C10 M25	160	29600	(1-3) TCarb2
RUREDIL X MESH C10 M25	250	46250	(1-3) TCarb3
RUREGOLD® XR MURATURA	250	46250	(1-3) TPBO

**Tab. 7.1**

$h$  = altezza del rinforzo;  
 $A_r$  = area del rinforzo;

### Preparazione dei provini

Le procedure utilizzate per il confezionamento dei provini sono le medesime usate per le triplete non rinforzate consultabili al paragrafo 6.3.1 del capitolo sesto.

Avvenuta la completa maturazione dopo dei provini, si procede con l'applicazione del rinforzo. Dopo una fase di pulitura generale delle superfici, i provini sono stati bagnati per innaffiatura con getto d'acqua e sono state delimitate le superfici da rinforzare secondo gli schemi riportati in figura 7.1.

Applicato il primo strato di matrice con uno spessore pari a circa 3 mm, la rete precedentemente tagliata, secondo le dimensioni previste, è stata poggiata e ricoperta completamente con un ulteriore strato di matrice cementizia di circa 3 mm di spessore. Il rinforzo è stato applicato su entrambe le facce in modo simmetrico e lasciato riposare per 28 giorni.

Fig. 7.2.- 7.6 - Applicazione del rinforzo.

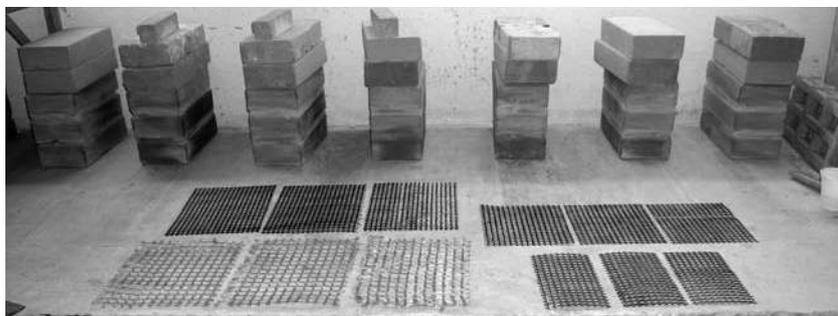


Fig. 7.2.



Fig. 7.3.



Fig. 7.4.



Fig. 7.5.



Fig. 7.6.

### Apparato di prova

Per le triplette rinforzate è stato utilizzato lo stesso apparato di prova usato per le triplette non rinforzate ad eccezione della cella di carico. Difatti, per i provini rinforzati è stata utilizzata una cella di carico da 10 kN, mentre per le triplette non rinforzate, per avere un più sensibile rilevamento è stata usata una cella di carico da 5 kN, entrambe del tipo TCLP- 5/10B, Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd.

Le procedure utilizzate per lo svolgimento della prova sono le medesime usate per le triplette non rinforzate e sono consultabili al paragrafo 6.3.1 del capitolo sesto alla voce “apparato di prova”.

### Risultati delle prove

I diagrammi carico-spostamento, ricavati dalle prove effettuate sui provini, sono stati interpretati come visto a pagina 142.

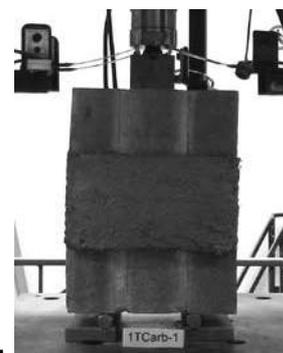


Fig.7.7.

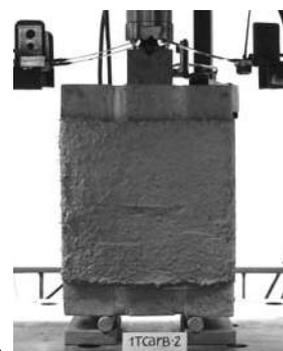


Fig.7.8.

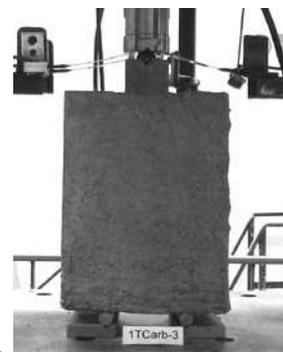
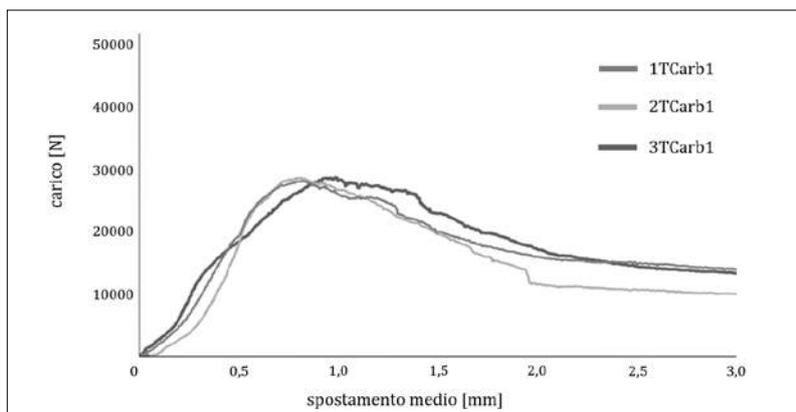


Fig.7.9.



Fig.7.10.



**Fig. 7.11** - Confronto tra i diagrammi carico-spostamento delle triplette della serie TCarb1.

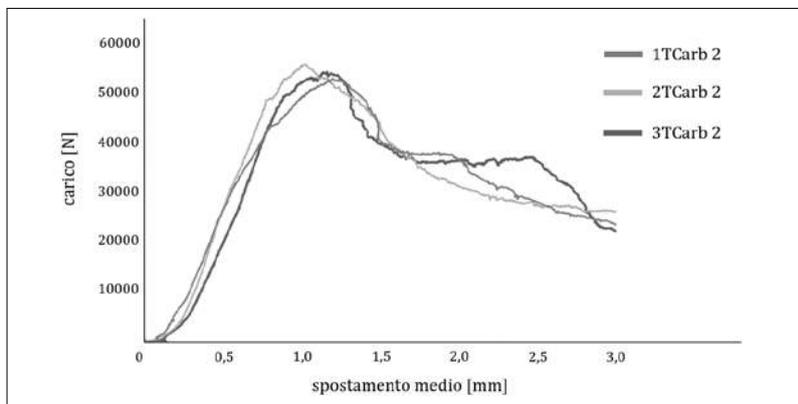
Provino	$F_{max}$ [N]	$x_M$ [mm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$x_U$ [mm]	$K_t$ [kN/mm]
1TCarb1	28185	0,81	0,47	1,31	53
2TCarb1	28670	0,79	0,48	1,23	69
3TCarb1	28740	0,90	0,48	1,44	24

valore medio	28531,6	0,83	0,47	1,32	48,66
--------------	---------	------	------	------	-------

dev. standard	302,2	0,05	0,0057	0,10	22,81
---------------	-------	------	--------	------	-------

coef. variazione [%]	1,05	7,03	1,21	7,98	46,87
----------------------	------	------	------	------	-------

**Tab. 7.2**



**Fig. 7.12** - Confronto tra i diagrammi carico-spostamento delle triplette della serie TCarb2.

**Tab. 7.3**

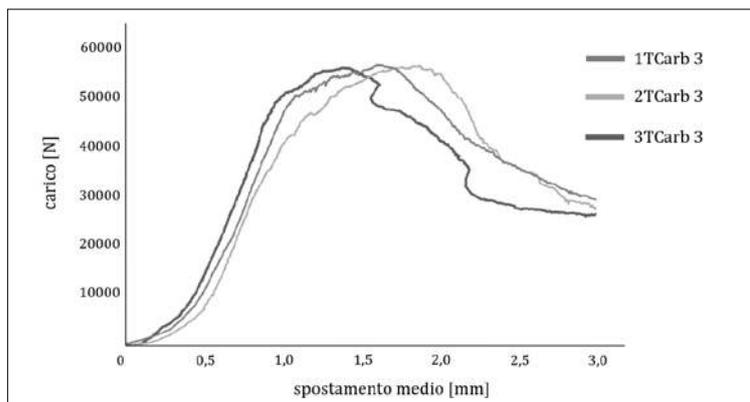
Provino	$F_{max}$ [N]	$x_M$ [mm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$x_U$ [mm]	$K_t$ [kN/mm]
1TCarb2	53319	1,12	0,89	1,48	66
2TCarb2	56266	0,96	0,93	1,43	81
3TCarb2	54674	1,02	0,91	1,36	76

valore medio	54753	1,03	0,91	1,42	74,33
--------------	-------	------	------	------	-------

dev. standard	1475,08	0,08	0,02	0,06	7,63
---------------	---------	------	------	------	------

coef. variazione [%]	2,69	7,82	2,19	4,23	10,27
----------------------	------	------	------	------	-------

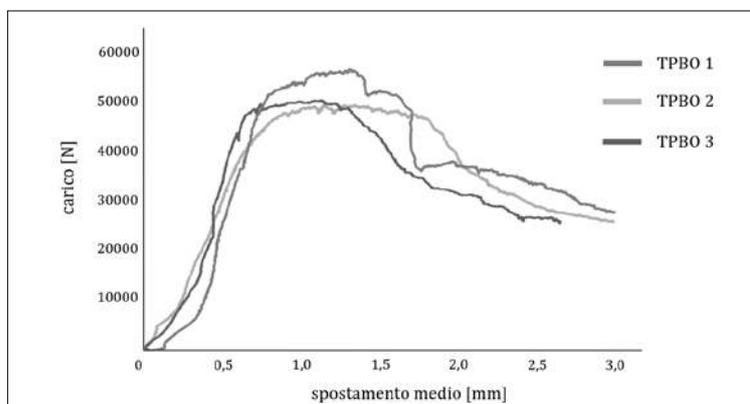
**Fig. 7.13.** - Confronto tra i diagrammi carico-spostamento delle triplette della serie TCarb3.



Provino	$F_{max}$ [N]	$x_M$ [mm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$x_U$ [mm]	$K_t$ [kN/mm]
1TCarb3	56712	1,31	0,94	1,84	76
2TCarb3	57105	1,81	0,95	2,20	67
3TCarb3	57334	1,53	0,95	2,03	71
valore medio	57050,3	1,55	0,94	2,02	71,33
dev. standard	314,58	0,25	0,0057	0,18	4,50
coef. variazione [%]	0,55	16,16	0,6098	8,90	6,32

**Tab. 7.4**

**Fig. 7.14** - Confronto tra i diagrammi carico-spostamento delle triplette della serie TPBO.



**Tab. 7.5**

Provino	$F_{max}$ [N]	$x_M$ [mm]	$\tau_{max}$ [MPa]	$x_U$ [mm]	$K_t$ [kN/mm]
1PBO	50794	0,88	0,84	1,76	110
2PBO	49859	1,14	0,83	2,00	84
3PBO	57732	1,29	0,96	1,70	103
valore medio	52795	1,10	0,87	1,32	99
dev. standard	4301,05	0,20	0,072	0,158	13,45
coef. variazione [%]	8,14	18,80	8,25	8,72	13,58

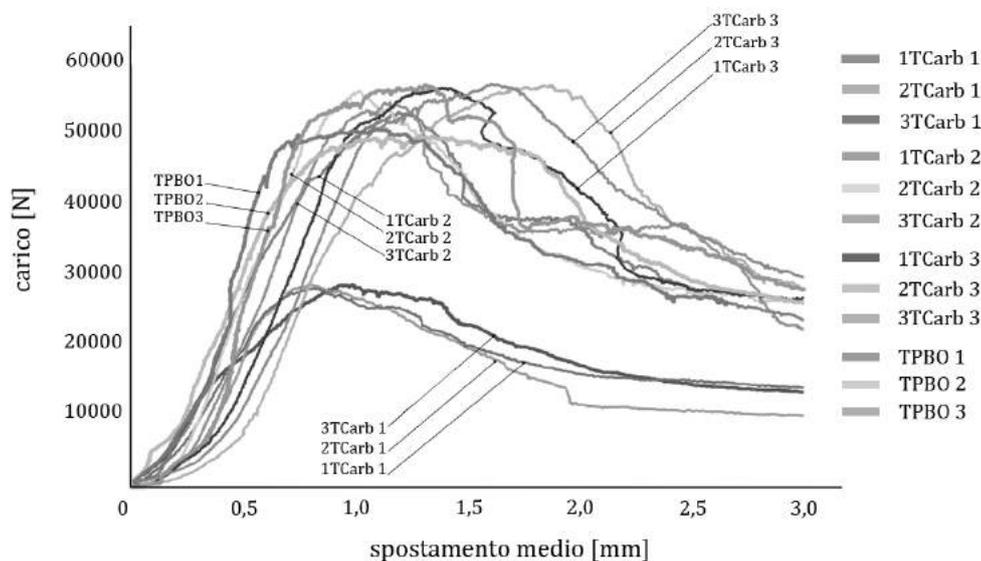
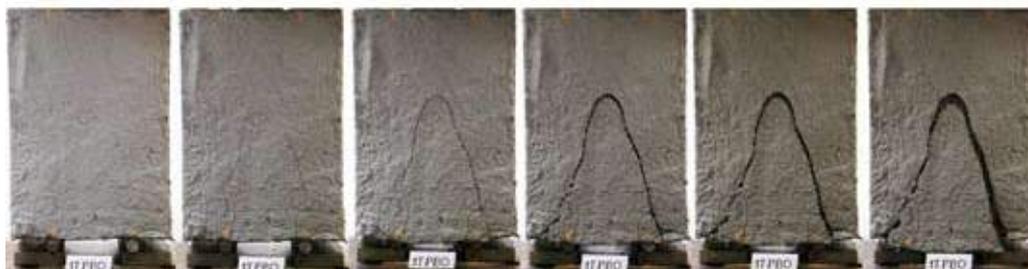


Fig. 7.15. - Confronto tra i diagrammi carico-spostamento delle triplette rinforzate.

Rispetto alle triplette non rinforzate, quelle con rinforzo FRM mostrano un notevole incremento della resistenza anche 20 volte superiore ed un considerevole miglioramento in termini sia di spostamento ultimo che duttilità, come si nota dal tratto esteso della fase post picco nei grafici carico-spostamento. Il processo deformativo di ciascun provino rinforzato è stato caratterizzato dalla formazione di una fessura ad andamento parabolico con concavità rivolta verso il basso, figura 7.15.

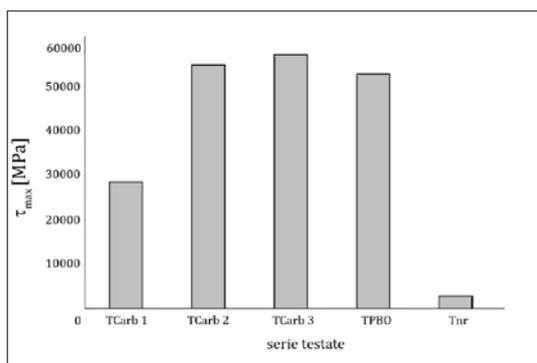
Questa fessura parabolica varia in funzione della superficie rinforzata riducendo l'effetto ad arco, che si oppone allo scorrimento nei provini con minore estensione del rinforzo. La fessura ha interessato entrambe le tipologie di composito utilizzato e si è manifestata per tutti e tre gli schemi di rinforzi applicati. Il processo deformativo è frutto degli scorrimenti relativi tra le fasi del materiale composito, ossia dai legami d'interfaccia tra matrice e rete abbinata.



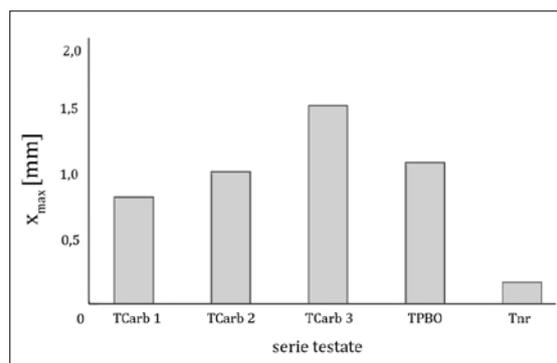
**Fig. 7.16.** - Evoluzione della fessura al crescere del carico applicato nei provini delle serie TPBO.

Dai dati sperimentali, per i provini rinforzati in CFRCM non si registra una diretta proporzionalità tra l'estensione del rinforzo ed il carico, infatti se tra la serie Carb1 e Carb2 si registra un incremento della resistenza di quasi il 200%, tra la serie Carb2 e il Carb3 l'incremento è solo del 4%.

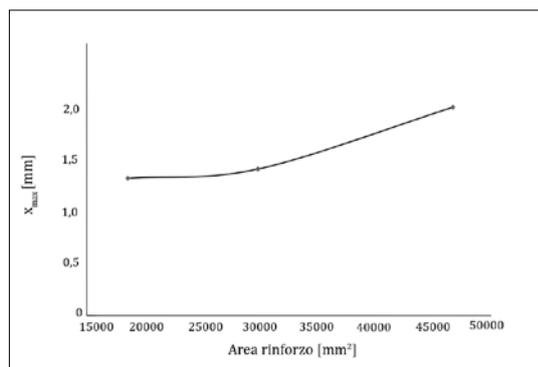
Per quanto riguarda lo spostamento ultimo si registra una crescita non lineare all'aumentare dell'estensione del rinforzo, infatti, il valore cresce solo del 7% tra la serie Carb1 e Carb2 mentre cresce del 40% tra la serie Carb2 e la serie Carb3 seguendo un andamento opposto rispetto a quello della funzione area di rinforzo resistenza.



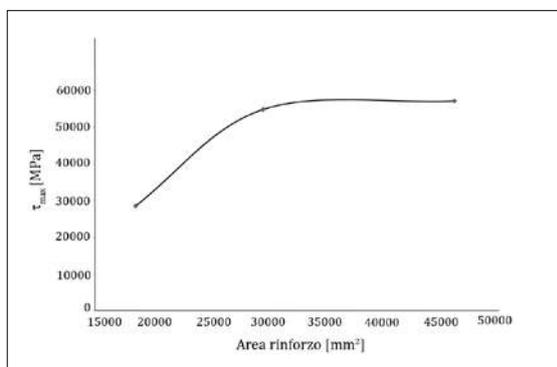
**Fig. 7.17** - Istogrammi relativi alla tensione tangenziale massima registrata per ciascuna serie di triplete.



**Fig. 7.18.** - Istogrammi relativi allo spostamento registrato in corrispondenza del carico massimo per ciascuna serie di triplete.



**Fig. 7.19.** - Andamento della funzione che associa l'estensione dell'area di rinforzo al valore medio dello spostamento registrato in corrispondenza del carico di picco per le serie di triplette rinforzate con CFRCM.



**Fig. 7.20.** - Andamento della funzione che associa l'estensione dell'area di rinforzo al valore medio della tensione tangenziale massima registrata per le serie di triplette rinforzate con CFRCM.

## Conclusioni

Dall'analisi dei dati ricavati dalla campagna sperimentale si possono trarre le seguenti conclusioni:

- entrambi i sistemi di rinforzo testati si dimostrano estremamente efficaci nel migliorare le caratteristiche meccaniche delle triplette;
- gli FRCM garantiscono ai provini un'elevata capacità deformativa;
- l'applicazione del rinforzo rende il comportamento dei provini maggiormente omogeneo; in particolare, per i CFRCM le funzioni che associano il coefficiente di variazione dei valori di resistenza e di spostamento limite all'estensione della superficie di rinforzo sono di tipo decrescente;
- i sistemi di rinforzo alterano la rigidità dei provini;
- i provini rinforzati con le fibre in PBO risultano considerevolmente più rigidi;
- Relativamente alle serie di triplette rinforzate con le fibre di carbonio, la funzione che lega il valore della resistenza (o dello spo-

stamento ultimo) all'area rinforzata ha un andamento marcatamente non lineare; il valore dello spostamento limite, invece, è proporzionale all'estensione del rinforzo;

- L'altezza efficace del rinforzo in CFRCM è compresa tra i 100 e i 160 mm;
- La rottura dei provini avviene, in ogni caso, all'interfaccia tra la malta e il laterizio.

## 8. Prove di aderenza

L'indagine sperimentale ha previsto l'esecuzione di prove di aderenza (double shear tests, DST) eseguite con l'apparato di prova rappresentato in figura 8.1, che consiste in un sistema a doppio telaio in acciaio all'interno dei quali sono posti due laterizi collegati da due strisce di composito poste sulle facce maggiori. I due telai sono specchiati e quindi simmetrici rispetto l'asse orizzontale. Ogni elemento è costituito da due piastre di acciaio dello spessore di 15 mm collegate tra loro per mezzo di due barre filettate ( $\phi$  20 mm) attraverso le quali si riesce a regolare l'altezza necessaria per fissare e comprimere il laterizio.

La macchina di prova applica una trazione monoassiale ai telai sottoponendo a trazione le strisce di composito ed a compressione i blocchi di laterizio. La macchina di prova è stata munita di una cella di carico da 10 kN del tipo TCLP-10B Tension/Compression Load Cell. Sulle piastre metalliche sono stati posizionati quattro trasduttori di spostamento del tipo CE cantilever, mentre sulla superficie esterna del placcaggio sono stati posizionati due trasduttori omega del tipo PI-2-100, con lunghezza di lettura pari a 100 mm, al fine di leggere la deformazione tra due punti noti e simmetrici rispetto al giunto.

Alcuni provini aventi una lunghezza di ancoraggio al supporto pari a 200 e 250 mm sono stati muniti di strain gauge, incollati sulla parte superficiale della matrice. L'acquisizione dati è avvenuta in controllo di spostamento.

Le prove sono state eseguite su campioni rinforzati con le tre differenti tipologie di materiale composito fibro-rinforzato.

La prova ha lo scopo di:

- descrivere il comportamento meccanico dei placcaggi;
- individuare, se possibile, una lunghezza utile di ancoraggio;
- determinare il valore massimo di carico assorbito dal rinforzo;

I risultati ottenuti hanno permesso un confronto fra i differenti



**Fig. 8.1.** - Apparato di prova

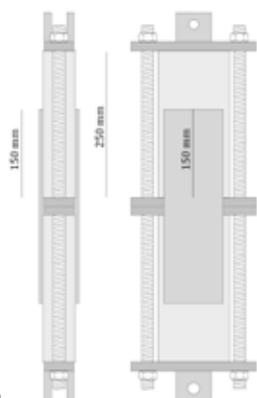


Fig. 8.2.

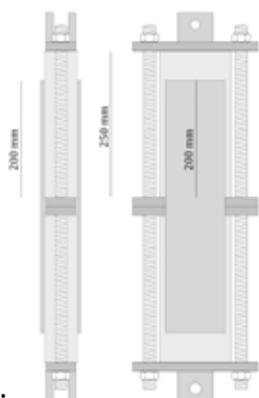


Fig. 8.3.

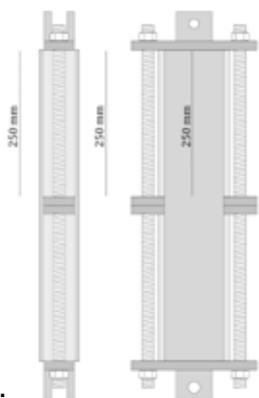


Fig. 8.4.

sistemi di rinforzo testati sia in termini prestazionali che di comportamento meccanico.

Sono stati testati 27 provini rinforzati secondo le tre tipologie di rinforzo a matrice cementizia e secondo tre differenti lunghezze di ancoraggio: 150, 200 e 250 mm per 95 mm di larghezza.

La diversificazione delle lunghezze di ancoraggio è stata compiuta per identificare la lunghezza efficace, ossia quella lunghezza oltre la quale non si ottiene incremento della capacità portante.

#### Sommario prove effettuate e nomenclatura

Per identificare i campioni sono state utilizzate le seguenti strin-  
ghe dove n indica il numero del campione testato, X indica la  
lunghezza di placcaggio del rinforzo e l'ultima parte identifica il  
composito utilizzato:

n-T-X-C.....( per il composito RUREDIL X MESH C10 M25)

n-T-X-PBO.....(per il composito RUREGOLD® XR MURATURA)

n-T-X-MSIKA.....(per il composito Sika® Mono® Top-722 Mur/  
Sika® Wrap-350G Grid)

Fig. 8.2.-8.4 - Provini con le differenti lunghezze di ancoraggio testate.

### Preparazione dei provini

I materiali utilizzati per la realizzazione dei provini constano di due mattoni di produzione artigianale in pasta molle di dimensioni  $250 \times 120 \times 55 \text{ mm}^3$  e delle tre tipologie di rinforzo a matrice cementizia che costituiscono i placcaggi simmetrici. I due telai in cui saranno alloggiati i mattoni sono distanziati al centro per una misura pari a 30 mm, per cui questa distanza rappresenta per le strisce di composito la zona libera e non ancorata al supporto. Su ogni mattone sono stati tracciati i bordi dei placcaggi da realizzare su entrambe le superfici piane, figura 8.5.

Il sistema della coppia di mattoni e del dispositivo metallico è stato quindi alloggiato in un profilo ligneo a C che ne permettesse il mantenimento in asse durante la preparazione del provino. Per la realizzazione della matrice si è proceduto con la preparazione della malta secondo quanto prescritto dalla corrispondente scheda tecnica fornitaci dall'azienda e disponibile in allegato. Dopo aver debitamente inumidito il laterizio è stato su di esso applicato un primo strato di matrice pari a circa 3 mm di spessore. Quindi, si è proceduto con l'applicazione della rete abbinate e del secondo ed esterno strato di matrice raggiungendo uno spessore finale di circa 6 mm. Questa procedura è stata seguita per entrambi i fronti.

I campioni così confezionati sono stati lasciati maturare per 28 giorni, avvenuta la quale, ogni provino è stato alloggiato nel dispositivo di acciaio e posizionato sotto la pressa meccanica.



Fig. 8.5.

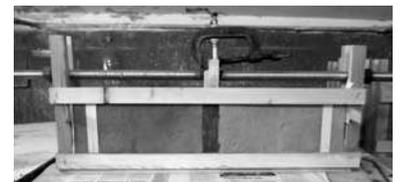


Fig. 8.6.

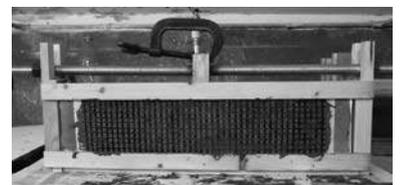


Fig. 8.7.

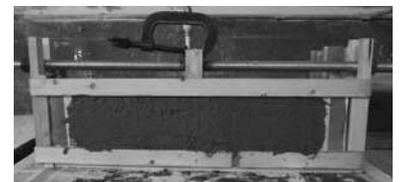


Fig. 8.8.

Fig. 8.5.- 8.8.- Applicazione del rinforzo.

### 8.1. RUREDIL X MESH C10 M25

lunghezza di ancoraggio: 150 mm

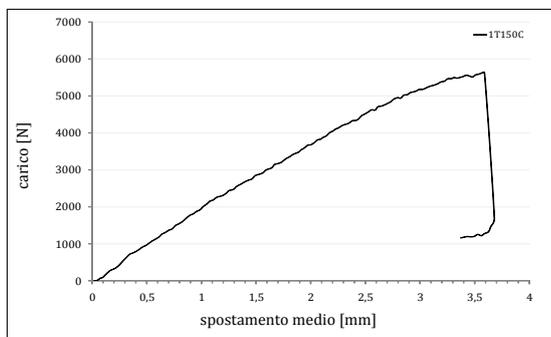


Fig. 8.9. - Diagramma carico-spostamento 1T150C.

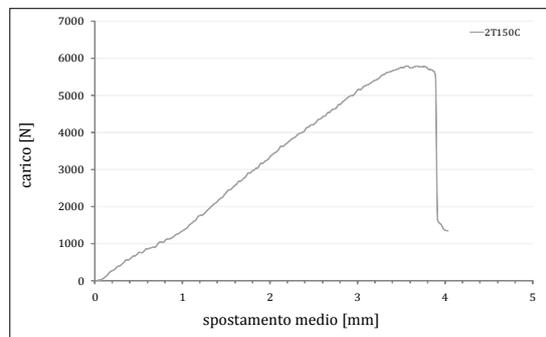


Fig. 8.10. - Diagramma carico-spostamento 2T150C.

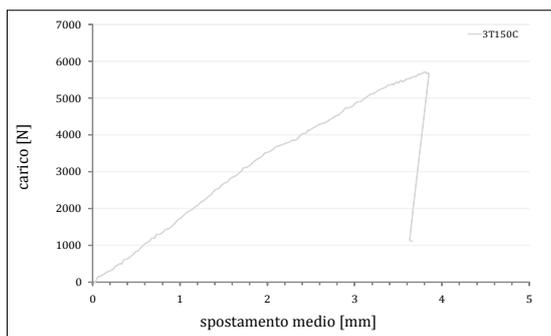


Fig. 8.11. - Diagramma carico-spostamento 3T150C.

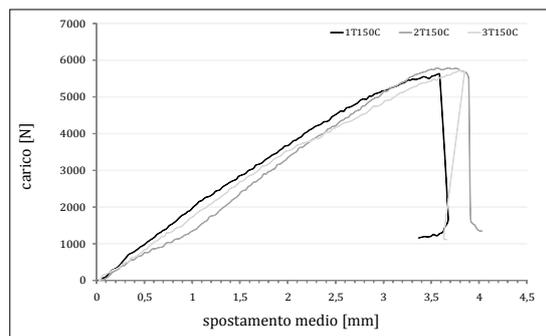


Fig. 8.12. - Confronto diagrammi.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$\epsilon_{\max}$ [%]	$S_{\max}$ [mm]
1T150C	5621	0,010	3,5
2T150C	5783	0,009	3,6
3T150C	5714	0,013	3,8
valore medio	5706	0,010	
dev. standard	81,29	0,002	
coef. di variazione [%]	1,42	19,51	

Tab. 8.1.

$$F_{\max} = F/2$$

$S_{\max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{\max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T150C	1920,8	1,24	--
2T150C	2038,1	1,16	--
3T150C	1775,5	1,18	--
valore medio	1911,46	1,19	--
dev. standard	131,54	0,041	--
coef. di variazione [%]	6,88	3,48	--

Tab. 8.2.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

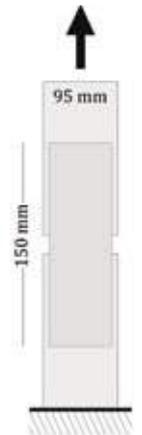


Fig. 8.13.

Dai trasduttori di spostamento è stato ricavato per ogni provino un diagramma carico spostamento. Nei tre diagrammi è stato possibile evidenziare tre fasi distinte che caratterizzano il comportamento del placcaggio. Con lo scopo di evidenziare meglio il comportamento di questa tipologia di rinforzo abbinata al suddetto placcaggio si è scelto di elaborare un diagramma medio, carico-spostamento, considerando 3 punti significativi del percorso di equilibrio.

Il grafico così ottenuto individua un primo tratto lineare fino alla formazione della prima fessurazione che interessa la matrice per un carico sostanzialmente costante per tutti e tre i provini. Nel primo tratto lineare, la matrice del composito, comincia a lavorare e la fessurazione è appena visibile ma presente. La zona maggiormente sollecitata è quella libera dall'ancoraggio con il supporto. In particolare alla fine del primo tratto lineare sono visibili due lesioni speculari in corrispondenza dell'estremità di contatto con il supporto, ciò rappresenta il raggiungimento di un primo stadio  $F_1 - S_1$ .

Nel secondo tratto, la curva diminuisce leggermente la pendenza proseguendo linearmente fino ad un secondo stadio che termina

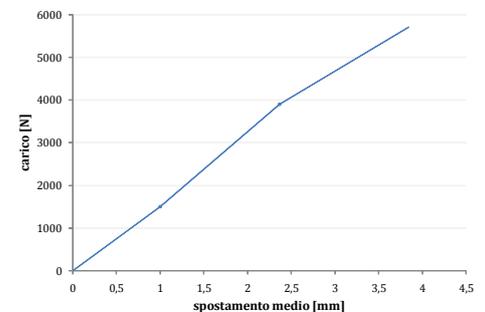


Fig. 8.14. - Diagramma carico-spostamento medio T150C.



Fig. 8.15.

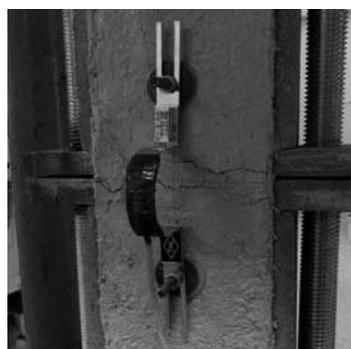


Fig. 8.16.

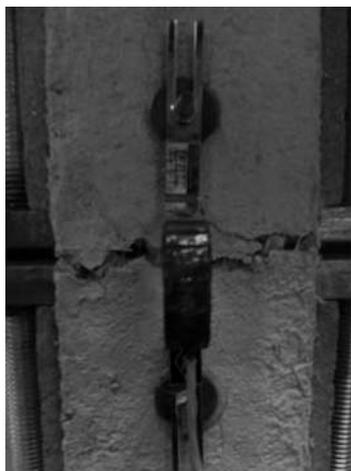


Fig. 8.17.

Fig.8.15.- 8.17.- Evoluzione dello stato fessurativo del provino 1T150C.

col manifestarsi di ulteriori fessurazioni sostanzialmente parallele alle prime. La seconda fase è caratterizzata da un lato dalla formazione di altre sottili lesioni e dall'altro dalla progressiva crescita di ampiezza della fessurazione precedente.

Il composito si comporta ancora come tale grazie all'attrito presente tra i filamenti più esterni del singolo multi-filamento (ovvero yarn) e la matrice cementizia. Difatti, durante la realizzazione della lamina di rinforzo, la rete introdotta tra il primo ed il secondo strato di matrice non riesce ad impregnarsi completamente.

In particolare, nella micro-scala i filamenti più interni costituenti il cuore dello yarn, non sono raggiunti dalla matrice cementizia a causa della sua densità e quindi i filamenti di questa zona fanno affidamento al solo attrito generato dal contatto tra loro stessi, mentre i filamenti più esterni risultano essere quelli più impregnati e quindi più adesi alla matrice stessa. Questo determina una differente deformabilità dei filamenti costituenti lo yarn.

La seconda fase termina con la frattura passante la matrice in corrispondenza del raggiungimento del secondo stadio  $F_2 - S_2$ . Le tensioni presenti andranno a concentrarsi sui multi-filamenti longitudinali costituenti la rete ed il composito lavora grazie all'attrito interno tra gli stessi filamenti dello yarn e alla parte della rete ancora adesa con la matrice.

Nella terza fase tale fenomeno progredisce e avviene lo scorrimento interno della fibra rispetto alla matrice fino al raggiungimento della forza massima (fine del terzo tratto lineare e quindi del terzo stadio,  $F_{\max} - S_{\max}$ ).

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T150C	2176,3	1,53	0,00026	38,71
2T150C	1035,1	0,74	0,00021	17,89
3T150C	1289,4	0,73	0,00030	22,56

Tab. 8.3. - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T150C	4045	2,63	0,00251	71,95
2T150C	4031	2,39	0,00282	69,70
3T150C	3615	2,07	0,00943	63,26

Tab. 8.4. - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T150C	5621,2	4,02	0,01066	100
2T150C	5783,6	3,68	0,00755	100
3T150C	5714,3	3,81	0,01588	100

Tab. 8.5. - Terzo tratto.

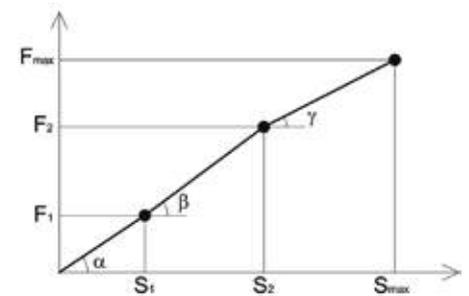


Fig. 8.18. - Diagramma medio T150C.

I provini con una lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm sono caratterizzati da una diversa preparazione del provino e di conseguenza da uno strato di matrice maggiore di circa 2-2,5 mm rispetto ai provini rinforzati con una lunghezza di ancoraggio pari a 200 e 250 mm. Come si vedrà dai dati in seguito, questa diversa preparazione del provino ha influenzato notevolmente le prestazioni del composito sia per quanto riguarda il carico ultimo ottenuto e sia per lo spostamento massimo raggiunto.

Lunghezza di ancoraggio: 200 mm

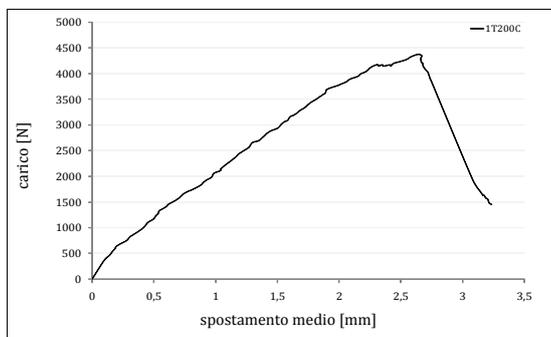


Fig. 8.19. - Diagramma carico-spostamento 1T200C.

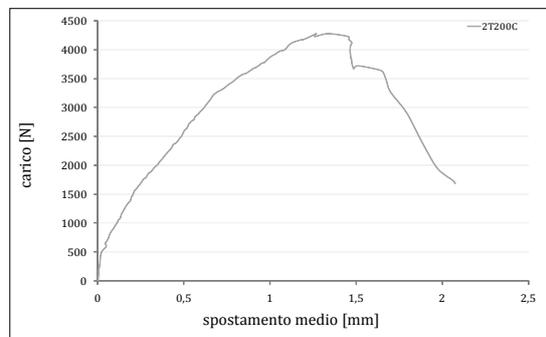


Fig. 8.20. - Diagramma carico-spostamento 2T200C.

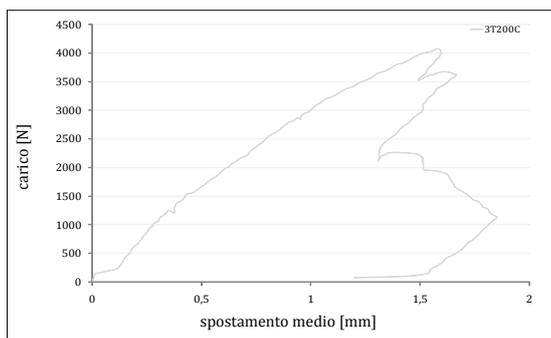


Fig. 8.21. - Diagramma carico-spostamento 3T200C.

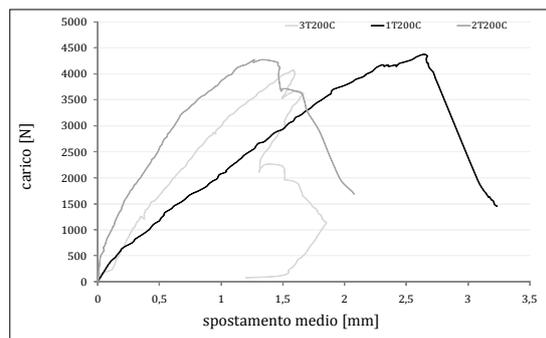


Fig. 8.22. - Confronto diagrammi T200C.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$\epsilon_{\max}$ [%]	$S_{\max}$ [mm]
1T200C	4375	--	2,64
2T200C	4275	--	1,26
3T200C	4070	0,009	1,58
valore medio	4240	0,009	
dev. standard	155,48	--	
coef. di variazione [%]	3,66	--	

Tab. 8.6.

$$F_{\max} = F/2$$

$S_{\max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{\max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T200C	1792,1	1,15	1,06
2T200C	3626,12	1,31	1,31
3T200C	2678,86	1,13	1,01
valore medio	2699	1,19	1,12
dev. standard	917,17	0,098	0,16
coef. di variazione [%]	33,9	8,24	14,2

Tab. 8.7.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

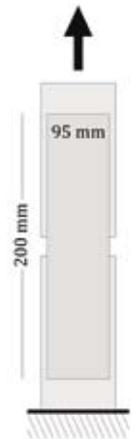


Fig. 8.23.

Analogamente al double shear test eseguito per i campioni precedenti, anche in questo caso tutti i diagrammi carico-spostamento dei tre provini con ancoraggio al supporto pari a 200 mm, hanno evidenziato quattro distinte fasi lineari. Come per i DST150 è stato costruito un diagramma medio carico-spostamento considerando 4 punti significativi del percorso di equilibrio di ogni curva. Sul diagramma medio è stato possibile fare una serie di considerazioni sul comportamento meccanico dei campioni testati.

La curva media presenta un andamento abbastanza simile alla precedente distinguendo quattro tratti lineari con rigidità decrescente prima del carico di picco seguiti da un softening. La prima fase lineare è contraddistinta dalla formazione di una sottile lesione che si manifesta all'estremità della zona libera e più precisamente in prossimità della parte ancorata al supporto, individuando il primo stadio,  $F_1 - S_1$ .

La seconda fase è caratterizzata dal cambio di pendenza del tratto lineare e dal progressivo incremento delle parti lesionate

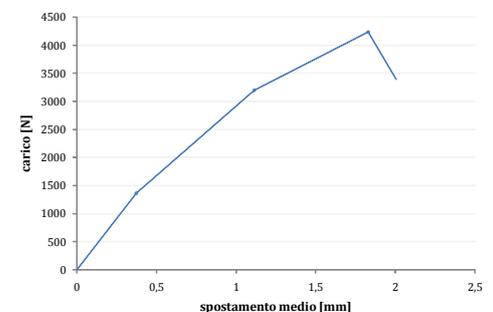


Fig. 8.24. - Diagramma medio T200C.

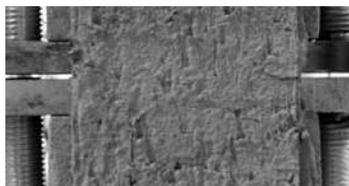


Fig. 8.25.

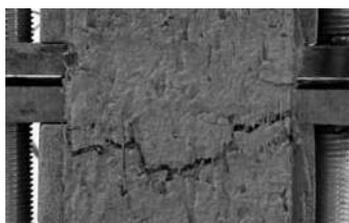


Fig. 8.26.



Fig. 8.27.



Fig. 8.28.

Fig. 8.25.-8.28.- Evoluzione dello stato fessurativo del provino 2T200C.

presenti, le quali si propagano per tutta la larghezza del composito fino a raggiungere il secondo stadio,  $F_2 - S_2$ . Nella seconda fase si ripropone il meccanismo disgregativo già descritto per i DST150.

La terza fase presenta un valore della forza massima sostanzialmente costante per tutti e tre i provini. La matrice a questo punto è completamente fessurata ed il cambio di pendenza della curva rappresenta l'ulteriore diminuzione della rigidità del composito. A partire da questo momento la tensione si concentra sui soli yarn, i quali riescono a trasferire le sollecitazioni fino a raggiungere lo stadio  $F_{max} - S_{max}$ . A differenza dei provini T150C, per la serie T200C si registra una quarta fase  $F_3 - S_3$  in cui i filamenti costituenti gli yarn, tendono a sfilarsi descrivendo una perdita di carico.

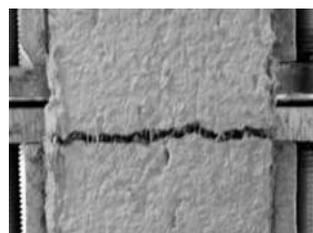


Fig. 8.29.- Provino 1T200C.



Fig. 8.30.- Provino 3T200C.

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T200C	1330	0,54	--	30,4
2T200C	1480	0,20	--	34,61
3T200C	1280	0,37	0,008	31,44

**Tab. 8.8.** - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T200C	2690	1,35	--	61,48
2T200C	3265	0,69	--	76,37
3T200C	3645	1,31	0,011	89,55

**Tab. 8.9.** - Secondo tratto.

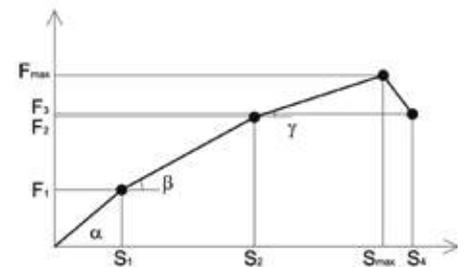
Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T200C	4375	2,64	--	100
2T200C	4275	1,27	--	100
3T200C	4070	1,58	0,012	100

**Tab. 8.10.** - Terzo tratto.

Provino	$F_3$ [N]	$S_3$ [mm]	$\varepsilon_3$ [%]	step di carico [%]
1T200C	3500	2,803	--	80
2T200C	3420	1,67	--	80
3T200C	3256	1,542	0,014	80

**Tab. 8.11.** - Quarto tratto.

I provini con una lunghezza di ancoraggio pari a 200 mm sono caratterizzati da una diversa preparazione del provino rispetto ai provini con lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm. Difatti, presentano uno spessore di matrice inferiore di circa 2-2,5 mm rispetto. Questa diversa preparazione del provino ha influenzato le prestazioni del composito sia per quanto riguarda il carico ultimo ottenuto e sia per lo spostamento massimo raggiunto.



**Fig. 8.31.** - Diagramma medio T200C.

Lunghezza di ancoraggio: 250 mm

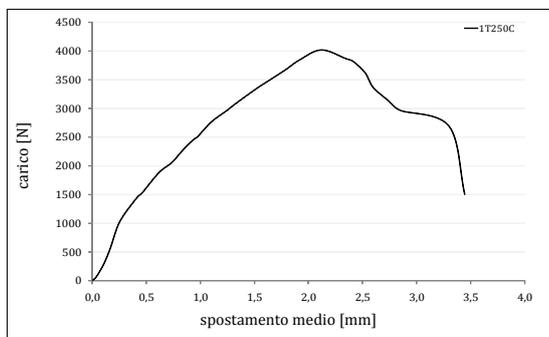


Fig. 8.32. - Diagramma carico-spostamento 1T250C.

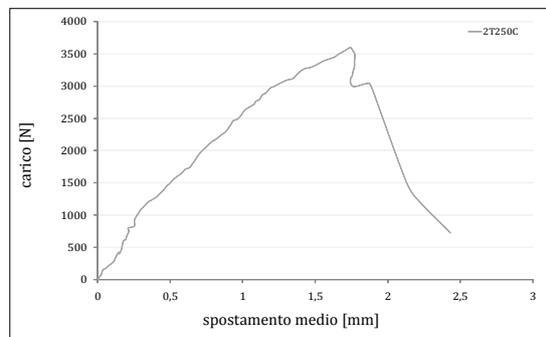


Fig. 8.33. - Diagramma carico-spostamento 2T250C.

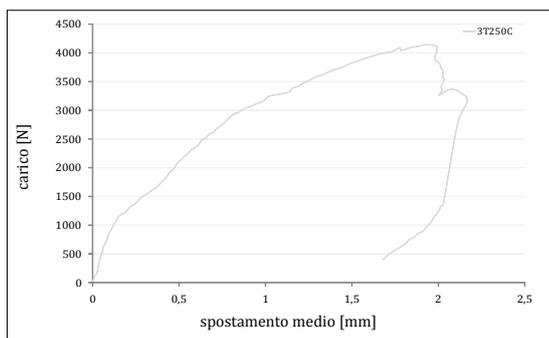


Fig. 8.34. - Diagramma carico-spostamento 3T250C.

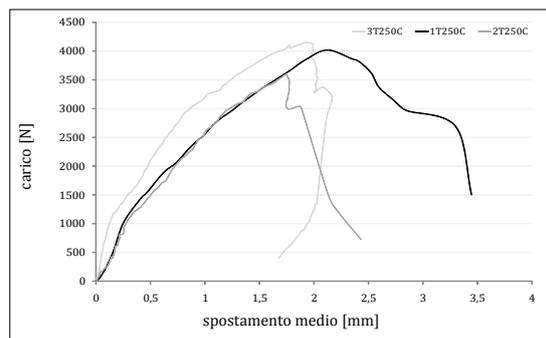


Fig. 8.35. - Confronto diagrammi T250C.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$\varepsilon_{\max}$ [%]	$S_{\max}$ [mm]
1T250C	4020	0,012	2,1
2T250C	3595	--	1,7
3T250C	4145	0,010	1,9

valore medio	3920	0,011
--------------	------	-------

Tab. 8.12.

dev. standard	288,31	0,0014
---------------	--------	--------

coef. di variazione [%]	7,35	12,85
-------------------------	------	-------

$$F_{\max} = F/2$$

$S_{\max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\varepsilon_{\max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T250C	2554,3	1,46	1,10
2T250C	2133	1,17	1,09
3T250C	2554	1,46	1,10
valore medio	2413,76	1,36	1,09
dev. standard	243,15	0,16	0,16
coef. di variazione [%]	10,07	12,28	0,52

Tab. 8.13.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

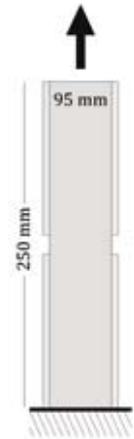


Fig. 8.36.

I provini rinforzati per tutta la lunghezza, ovvero 250 mm di ancoraggio del composito fibrorinforzato, hanno mostrato un comportamento molto simile rispetto ai campioni rinforzati per 200 mm. Anche in questo caso è stato individuato un diagramma medio carico-spostamento ricavato facendo riferimento a quattro punti significativi individuati su ogni curva. Il diagramma così individuato presenta un comportamento qualitativo analogo al caso precedente descrivendo una curva composta da quattro tratti lineari con rigidità decrescente prima del carico di picco seguiti da un softening.

La prima fase individua un tratto lineare nel quale il composito comincia a lavorare compatto fino al manifestarsi delle prime lesioni appena visibili al raggiungimento del primo stadio,  $F_1 - S_1$ . La seconda fase mostra una pendenza del tratto lineare inferiore rispetto al primo, sintomo della perdita di parte della compattezza iniziale. Le parti fessurate si dispongono simmetricamente rispetto la simmetria trasversale nella zona non ancorata, in prossimità della parte adesa al supporto.

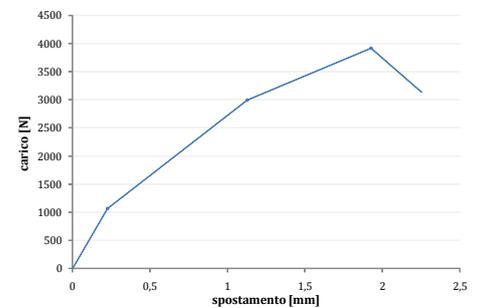


Fig. 8.37. - Diagramma medio T250C.



Fig. 8.38.

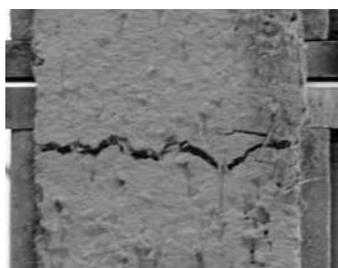


Fig. 8.39.



Fig. 8.40.



Fig. 8.41.

Questo secondo tratto, come per i provini con placcaggi inferiori, è caratterizzato dal propagarsi della fessura per tutta la larghezza del rinforzo e dal successivo meccanismo già descritto nella prova DST150. Questa fase termina al raggiungimento del secondo stadio,  $F_2 - S_2$ .

La terza fase, presenta una pendenza inferiore alle prime due, la matrice è disconnessa e le tensioni di trazione si concentrano sulle fibre longitudinali costituenti la rete che per via della rottura della matrice appare fra i lembi fratturati della matrice. In questa fase la fibra oppone resistenza alla trazione grazie alle parti della matrice ancora adese alla fibra,  $F_{max} - S_{max}$ .

La quarta fase indica lo scorrimento della fibra avvenuto all'interno della matrice. In questa fase l'attrito residuo lavora descrivendo una fase softening.



Fig. 8.42. - Provino 1T250C



Fig. 8.43. - Provino 3T250C

Fig. 8.38.-8.41. - Evoluzione dello stato fessurativo del provino 2T250C.

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T250C	1030	0,256	0,000052	25,62
2T250C	1030	0,28	--	28,65
3T250C	1130	0,146	0,000430	27,26

**Tab. 8.14.** - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T250C	2765	1,102	0,0001817	68,78
2T250C	2890	1,158	--	80,39
3T250C	3315	1,131	0,006610	79,98

**Tab. 8.15.** - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T250C	4020	2,1209971	0,00024	100
2T250C	3595	1,741	--	100
3T250C	4145	1,927	0,01231	100

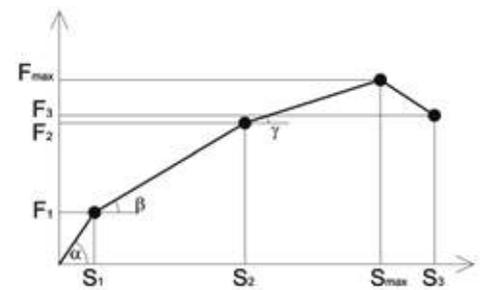
**Tab. 8.16.** - Terzo tratto.

Provino	$F_3$ [N]	$S_3$ [mm]	$\varepsilon_3$ [%]	step di carico [%]
1T250C	3216	2,738	0,025	80
2T250C	2876	1,894	--	80
3T250C	3316	2,122	0,015	80

**Tab. 8.17.** - Quarto tratto.

I campioni rinforzati in RUREDIL X MESH C10 M25 e testati per le diverse lunghezze di ancoraggio hanno mostrato un comportamento qualitativo confrontabile dal punto di vista meccanico. Questo vale soprattutto per i DST da 200 e 250 mm dove anche i carichi evidenziano un comportamento simile, mentre per i campioni da 150 mm il carico registrato presenta un incremento di quasi il 45 % rispetto i DST200 e del 35 % rispetto i DST250. La differenza di carico registrata è dipesa dalla modalità di preparazione del provino e da un quantitativo superiore di matrice utilizzata, difatti lo spessore della matrice di circa 2-2,5 mm superiore ai DST da 200-250 mm. Inoltre, mentre per i placcaggi da 200 e 250 mm è stata registrata una fase discendente dopo il carico di picco, ciò non si è verificato per i placcaggi da 150 mm che invece sono stati interessati da una rottura di tipo fragile subito dopo aver raggiunto il terzo stadio, non registrando alcuna fase di duttilità cinematica disponibile.

Da quanto detto si evince da una parte l'importanza della qualità e quantità della matrice nell'incremento delle prestazioni ultime del rinforzo e dall'altra come la lunghezza di ancoraggio di 150 mm abbia evidenziato un comportamento di tipo fragile.


**Fig. 8.44.** - Diagramma medio T250C.

## 8.2. RUREGOLD® XR MURATURA

lunghezza di ancoraggio: 150 mm

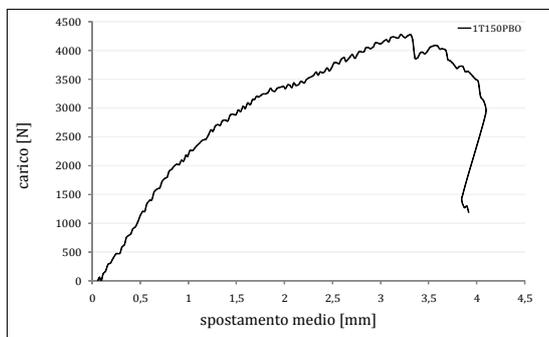


Fig. 8.45. - Diagramma carico-spostamento 1T150PBO.

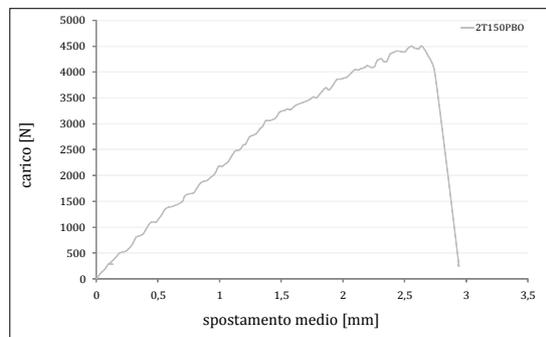


Fig. 8.46. - Diagramma carico-spostamento 2T150PBO.

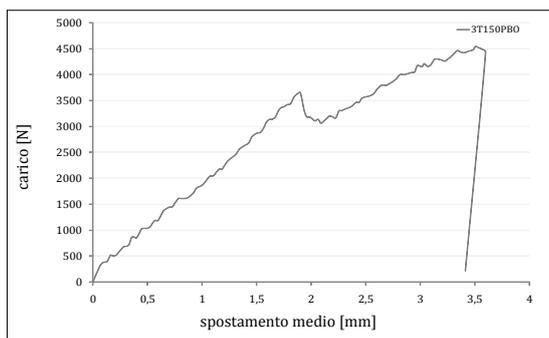


Fig. 8.47. - Diagramma carico-spostamento 3T150PBO.

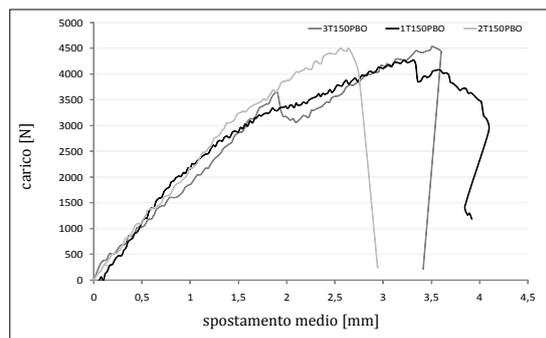


Fig. 8.48. - Confronto diagrammi T150PBO.

Provino	$F_{max}$ [N]	$\epsilon_{max}$ [%]	$S_{max}$ [mm]
1T150PBO	4274	0,0078	3,2
2T150PBO	4502	0,01	2,9
3T150PBO	4537	0,008	3,9

valore medio	4437,6	0,0086
--------------	--------	--------

Tab. 8.18.

dev. standard	142,81	0,0012
---------------	--------	--------

coef. di variazione [%]	3,21	14,14
-------------------------	------	-------

$$F_{max} = F/2$$

$S_{max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T150PBO	1367,1	1,27	1,22
2T150PBO	2105,5	1,42	0,93
3T150PBO	1947,3	1,49	--
valore medio	1736,31	1,34	1,07
dev. standard	522,15	0,10	0,20
coef. di variazione [%]	30,07	7,88	19,29

Tab. 8.19.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

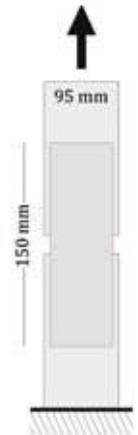


Fig. 8.49.

Per questa seconda tipologia di rinforzo è stato seguito lo stesso criterio di analisi utilizzato per i provini rinforzati con RUREDIL X MESH C10 M25. Infatti, dall'osservazione diretta delle prove sperimentali si è constatato che i provini rinforzati con RURE-GOLD® XR Muratura hanno mostrato un comportamento molto simile. Dai tre grafici ricavati dalle prove sperimentali è stato ricavato un grafico medio ottenuto dalla media dei punti più significativi. Nei tre diagrammi è stato possibile evidenziare tre fasi distinte che caratterizzano il comportamento del placcaggio a 150 mm. Al fine di evidenziare meglio il comportamento di questa tipologia di rinforzo si è scelto di elaborare un diagramma medio carico-spostamento considerando 3 punti significativi del percorso di equilibrio di ogni curva. Il grafico così ottenuto individua una prima fase in cui il tratto è lineare fino alla formazione della prima fessura che interessa la matrice per un carico sostanzialmente costante per tutti e tre i provini. La zona libera del placcaggio è caratterizzata dalla formazione di lesioni appena visibili,  $F_1 - S_1$ .

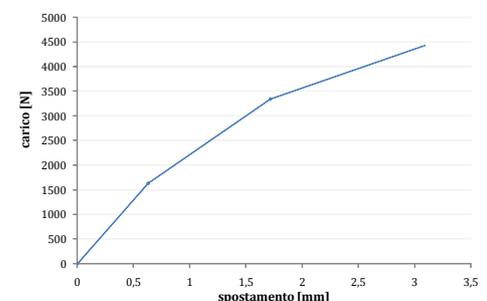


Fig. 8.50. - Diagramma medio T150PBO.

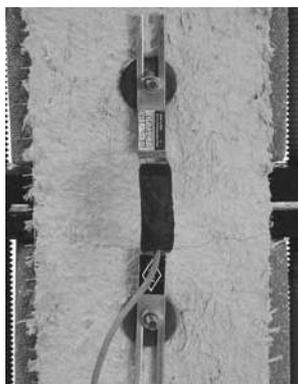


Fig. 8.51. - 1T150PBO

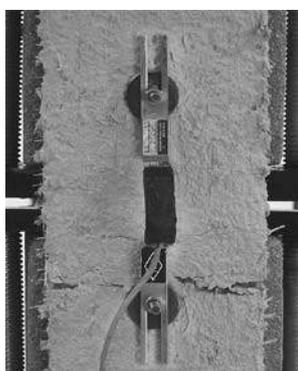


Fig. 8.52. - 1T150PBO

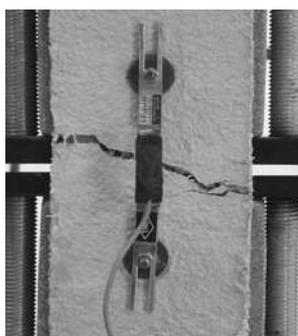


Fig. 8.53. - 2T150PBO.



Fig. 8.54. - 2T150PBO.

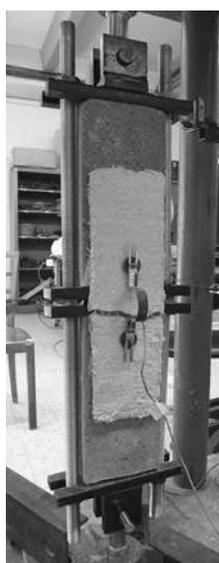


Fig. 8.55.

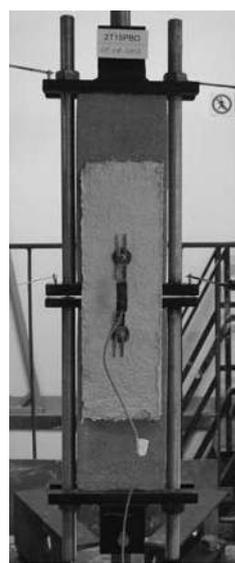


Fig. 8.56. - 2T150PBO.



Fig. 8.57. - 3T150PBO.

Nella seconda fase, il tratto lineare presenta una pendenza leggermente inferiore dovuta alla perdita di rigidezza della matrice. Lo stato fessurativo, prima appena visibile, comincia ora ad essere più evidente concentrandosi in prossimità della zona ancorata. A questo punto la matrice, oltre a presentare ulteriori lesioni nella zona non ancorata al supporto, appare fessurata per tutta la larghezza e lo spessore del placcaggio. Come per la tipologia di rinforzo precedente, ossia in carbonio e matrice cementizia, anche in questa tipologia di rinforzo e in questa seconda fase, la fibra in PBO, pur mostrando una migliore aderenza con la matrice, con l'aumentare progressivo dello spostamento indotto dalla prova, comincia a perdere l'aderenza iniziale e a scorrere all'interno della matrice,  $F_2 - S_2$ .

La terza fase è contraddistinta dalla residua capacità della fibra di assorbire gli sforzi di trazione, difatti la rottura completa della matrice concentra le tensioni sulla rete in PBO e precisamente sui soli multi-filamenti longitudinali, yarn fino a giungere lo sfilamento della fibra dalla matrice,  $F_{max} - S_{max}$ .

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T150PBO	1902	0,80	0,000063	56,95
2T150PBO	1402,4	0,61	0,000110	45,89
3T150PBO	1611,7	0,78	0,000062	44,21

**Tab. 8.20.** - Primo tratto.

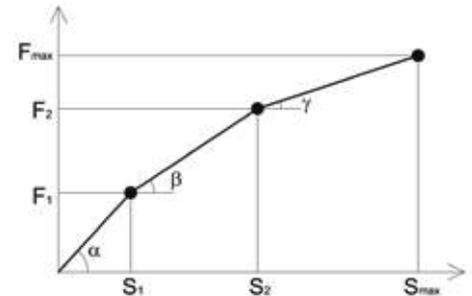
Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T150PBO	3339,4	1,85	0,0017644	78,13
2T150PBO	3055,9	1,40	0,000559	67,86
3T150PBO	3645,6	1,90	0,000087	80,35

**Tab. 8.21.** - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T150PBO	4274,1	3,21	0,007	100
2T150PBO	4502,6	2,55	0,010	100
3T150PBO	4537,1	3,50	0,005	100

**Tab. 8.22.** - Terzo tratto.

I provini con una lunghezza di ancoraggio pari a 150 mm sono caratterizzati da una diversa preparazione del provino e di conseguenza da uno strato di matrice maggiore di circa 2-2,5 mm rispetto ai provini rinforzati con una lunghezza di ancoraggio pari a 200 e 250 mm. Come si vedrà dai dati in seguito, questa diversa preparazione del provino ha influenzato notevolmente le prestazioni del composito sia per quanto riguarda il carico ultimo ottenuto e sia per lo spostamento massimo raggiunto.



**Fig. 8.58.** - Diagramma medio T150PBO.

Lunghezza di ancoraggio: 200 mm

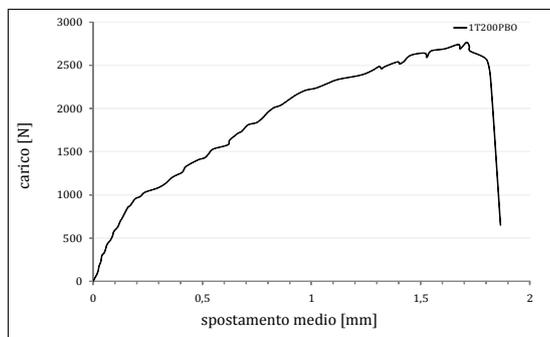


Fig. 8.59. - Diagramma carico-spostamento 1T200PBO.

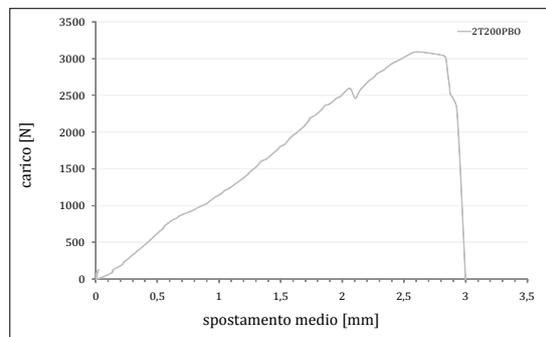


Fig. 8.60. - Diagramma carico-spostamento 2T200PBO.

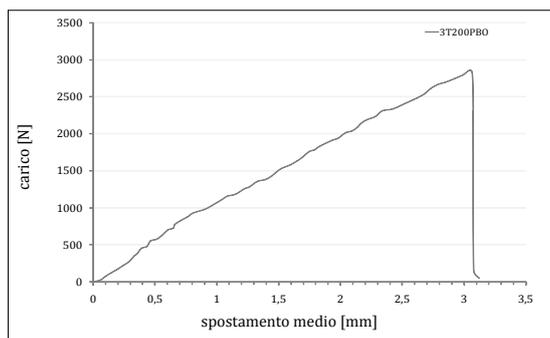


Fig. 8.61. - Diagramma carico-spostamento 3T200PBO.

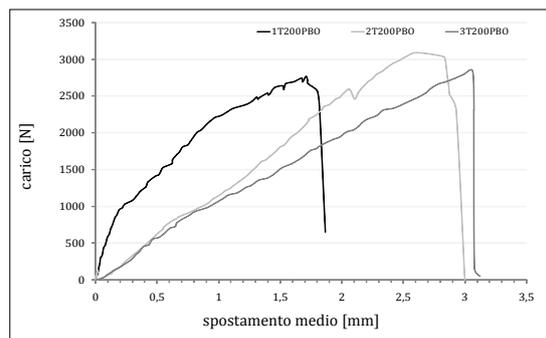


Fig. 8.62. - Confronto diagrammi T200PBO.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$\epsilon_{\max}$ [%]	$S_{\max}$ [mm]
1T200PBO	2765	0,0069	1,70
2T200PBO	3090	0,008	2,60
3T200PBO	2840	--	3,0

Tab. 8.23.

valore medio	2927,5	0,0074
dev. standard	229,80	0,000742
coef. di variazione [%]	7,85	9,93

$$F_{\max} = F/2$$

$S_{\max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{\max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T200PBO	1670,4	1,31	--
2T200PBO	1463,4	1,11	--
3T200PBO	859	1,01	--
valore medio	1566,9	1,21	--
dev. standard	146,37	0,14	--
coef. di variazione [%]	9,34	11,68	--

Tab. 8.24.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

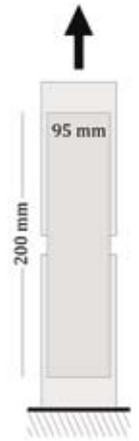


Fig. 8.63.

Come per i provini T150C, sono state evidenziate, anche per i tre provini con ancoraggio al supporto pari a 200 mm, tre distinte fasi lineari, deducibili dai diagrammi carico-spostamento. Considerando i 3 punti significativi in cui il percorso di equilibrio cambia pendenza è stato ricavato un diagramma medio carico-spostamento, sul quale sono state fatte una serie di considerazioni qualitative. La caratteristica che contraddistingue i provini T200C è che non presentano la fase finale decrescente.

La prima fase lineare è contraddistinta da piccole lesioni appena visibili al raggiungimento del primo stadio,  $F_1 - S_1$ . La seconda fase presenta il classico cambio di pendenza della curva, i provini presentano alcune piccole lesioni che si manifestano all'estremità della zona libera in prossimità della parte ancorata al supporto.

All'aumentare dello spostamento le lesioni presenti si propagano per tutta la larghezza del composito fino a raggiungere il

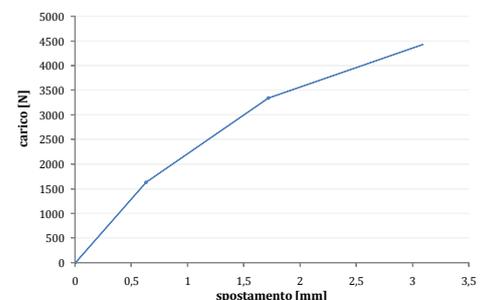


Fig. 8.64. - Diagramma medio T200PBO.



Fig. 8.65. -1T200PBO.

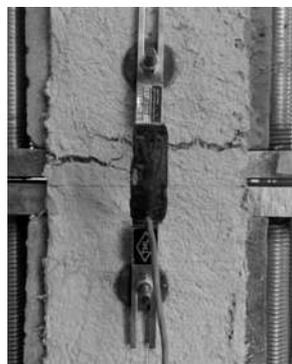


Fig. 8.66. - 1T200PBO.

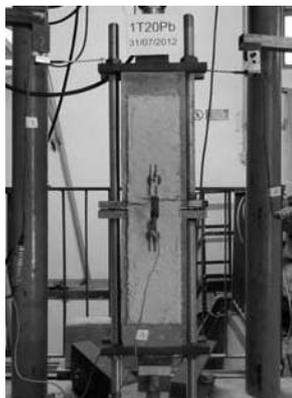


Fig. 8.67. - 1T200PBO.



Fig. 8.68. - 1T200PBO.



Fig. 8.69. - 1T200PBO.



Fig. 8.70. - 2T200PBO.

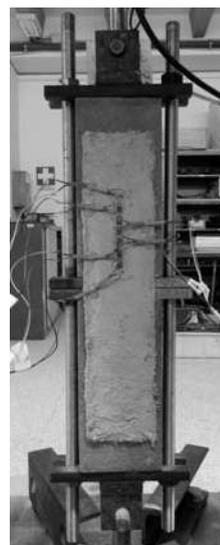


Fig. 8.71. - 3T200PBO.

secondo stadio,  $F_2 - S_2$ , ed un comportamento in linea con i test precedenti.

Nella terza fase la matrice a questo punto è completamente fessurata ed il cambio di pendenza della curva rappresenta l'ulteriore diminuzione della rigidezza del composito. A partire da questo momento la tensione è assorbita dalla rete in PBO fino a quando il composito giunge a rottura.

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T200PBO	980	0,21515	0,00077	35,44
2T200PBO	855	0,6744	0,008680	27,66
3T200PBO	930	0,807	--	32,74

Tab. 8.25. - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T200PBO	2210	0,9725	0,00432	79,9
2T200PBO	2590	2,1525	0,016190	83,8
3T200PBO	2310	2,337	--	81,3

Tab. 8.26. - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T200PBO	2765	1,7095	0,00695	100
2T200PBO	3090	2,6075	0,01984	100
3T200PBO	2840	3,064	--	100

Tab. 8.27. - Terzo tratto.

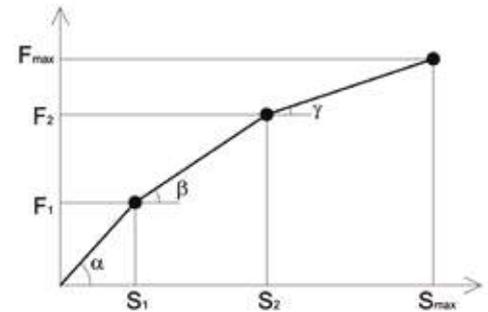


Fig. 8.72. - Diagramma medio T200PBO.

Lunghezza di ancoraggio: 250 mm

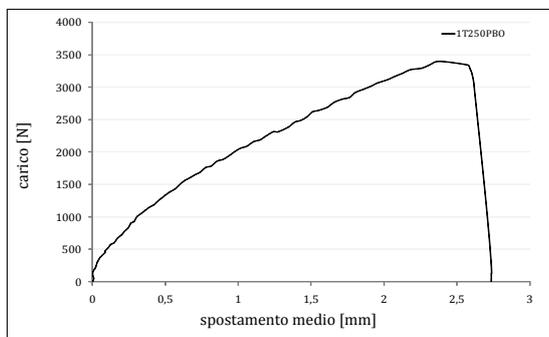


Fig. 8.73. - Diagramma carico-spostamento 1T250PBO.

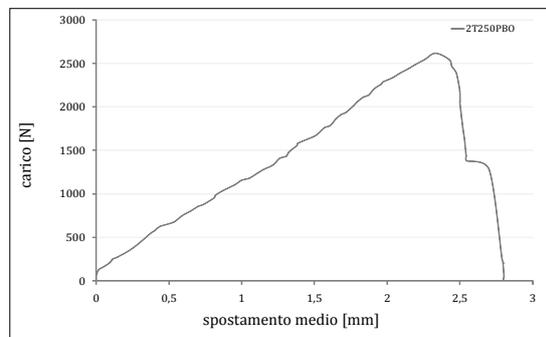


Fig. 8.74. - Diagramma carico-spostamento 2T250PBO.

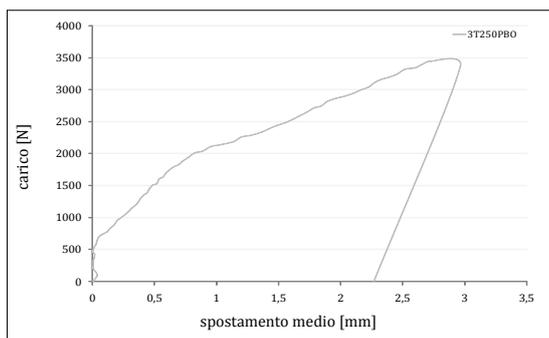


Fig. 8.75. - Diagramma carico-spostamento 3T250PBO.

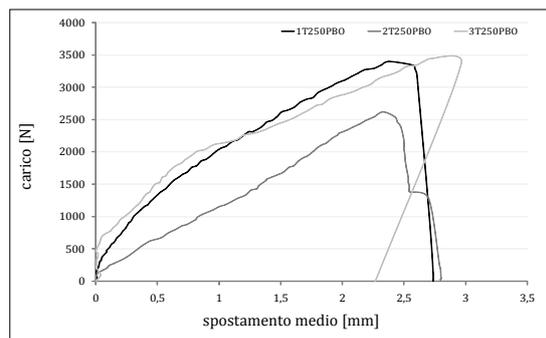


Fig. 8.76. - Confronto diagrammi T250PBO.

Provino	$F_{\max}$ [N]	$\epsilon_{\max}$ [%]	$S_{\max}$ [mm]
1T250PBO	3395	0,012	2,37
2T250PBO	2615	0,014	2,33
3T250PBO	3445	--	2,72

valore medio	3151,6	0,013
dev. standard	465,43	0,0013
coef. di variazione [%]	14,76	10,87

Tab. 8.28.

$$F_{\max} = F/2$$

$S_{\max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{\max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T250PBO	1233,7	1,11	--
2T250PBO	1000,0	0,94	--
3T250PBO	1821	1,74	--
valore medio	1351,5	1,21	--
dev. standard	423,0	0,42	--
coef. di variazione [%]	31,29	33,36	--

Tab. 8.29.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

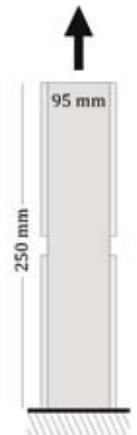


Fig. 8.77.

I provini rinforzati per tutta la lunghezza, ossia 250 mm di ancoraggio del composito fibrorinforzato, hanno mostrato un comportamento molto simile rispetto ai double shear test rinforzati per 200 mm. Anche in questo caso è stato individuato un diagramma medio carico-spostamento ricavato facendo riferimento a quattro punti significativi individuati su ogni curva ricavata dai dati registrati su ciascun provino testato. Il diagramma così individuato presenta un comportamento qualitativo analogo al caso precedente descrivendo una curva composta da tre tratti lineari crescenti.

La prima fase individua un tratto lineare nel quale il composito comincia a lavorare compatto fino al manifestarsi delle prime lesioni appena visibili al raggiungimento del primo stadio,  $F_1 - S_1$ . La seconda fase mostra una pendenza del tratto lineare inferiore rispetto al primo, sintomo della perdita di parte della compattezza iniziale. Le parti fessurate si dispongono simmetricamente rispetto la simmetria trasversale nella zona non ancorata in

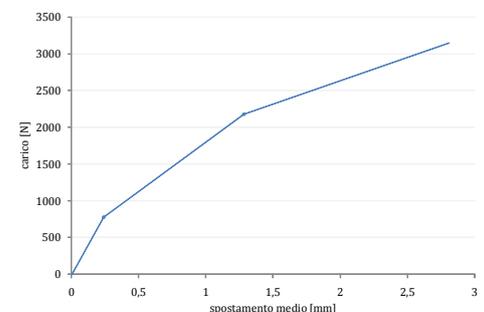


Fig. 8.78. - Diagramma medio T250PBO.



Fig. 8.79. - 1T250PBO



Fig. 8.80. - 1T250PBO



Fig. 8.81.- 1T250PBO.



Fig. 8.82. - 1T250PBO.

prossimità della parte adesa al supporto. Questo secondo tratto, come per i provini con placcaggi inferiori, è caratterizzato dal propagarsi della fessura per tutta la larghezza del rinforzo e dal successivo meccanismo già descritto nella prova DST150. Questa fase termina al raggiungimento del secondo stadio,  $F_2 - S_2$ . La terza fase, presenta una pendenza inferiore ai primi due, la matrice è disconnessa e le tensioni di trazione si concentrano sulle fibre longitudinali costituenti la rete che, per via della rottura della matrice è visibile durante la prova. In questa fase la fibra oppone resistenza alla trazione grazie alle parti della matrice ancora adese alla fibra,  $F_{max} - S_{max}$ .

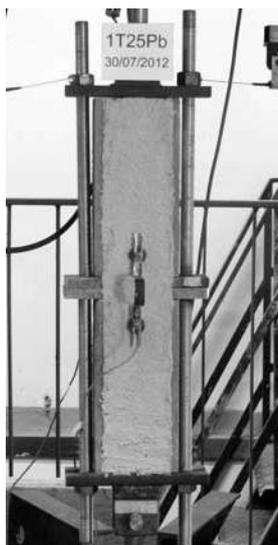


Fig. 8.83. - 1T250PBO.



Fig. 8.84. - 2T250PBO.

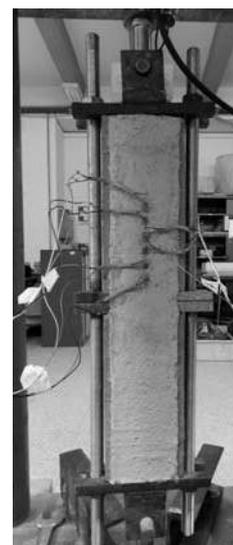


Fig. 8.85. - 3T250PBO.

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T250PBO	980	0,21	0,00077	28,86
2T250PBO	625	0,44	0,0093	23,90
3T250PBO	725	0,06	--	21,04

Tab. 8.30. - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T250PBO	2210	0,97	0,00432	65,1
2T250PBO	2210	1,91	0,02172	84,5
3T250PBO	2110	0,95	--	61,2

Tab. 8.31. - Primo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T250PBO	3395	2,37	0,012	100
2T250PBO	2615	2,33	0,025	100
3T250PBO	3445	2,72	--	100

Tab. 8.32. - Primo tratto.

I campioni rinforzati in PBO-FRCM e testati per le diverse lunghezze di ancoraggio, hanno mostrato un comportamento confrontabile dal punto di vista meccanico qualitativo. Questo vale soprattutto per i double shear test da 200 e 250 mm, caratterizzati dallo stesso tipo di confezionamento dei provini. Confrontando questi ultimi, a differenza dei provini con placcaggio C-FRCM dove non si riscontro una differente capacità di trasferimento del carico, in questa tipologia di composito si evidenzia un incremento di carico dell'8,74 % nei provini con lunghezza di ancoraggio pari a 250 mm rispetto ai provini con placcaggi da 200 mm. Purtroppo il confronto non può essere esteso ai provini da 150 mm per i motivi già detti. Difatti, il diverso confezionamento del provino a portato ad incremento del carico di circa il 50% rispetto ai DST200 e di circa il 40 % rispetto ai DST250. Da quanto detto si evince l'importanza della qualità e quantità della matrice nell'incremento delle prestazioni ultime del rinforzo.

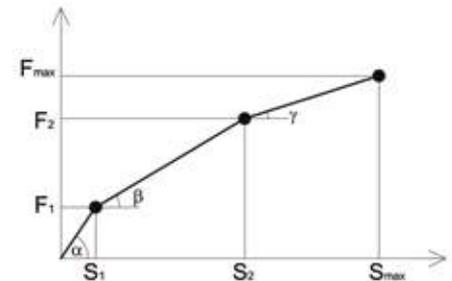


Fig. 8.86. - Diagramma medio T250PBO.

### 8.3. Sika® Mono® Top-722 Mur/ Sika® Wrap-350G Grid

Lunghezza di ancoraggio: 150 mm

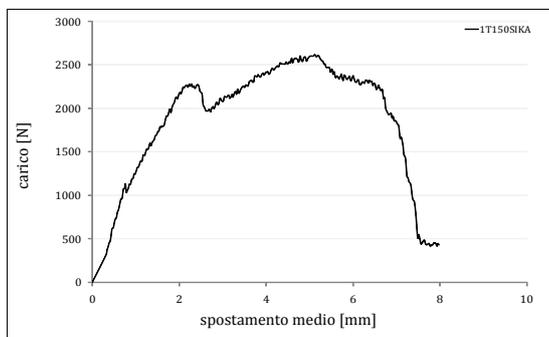


Fig. 8.87. - Diagramma carico-spostamento 1T150SIKA.

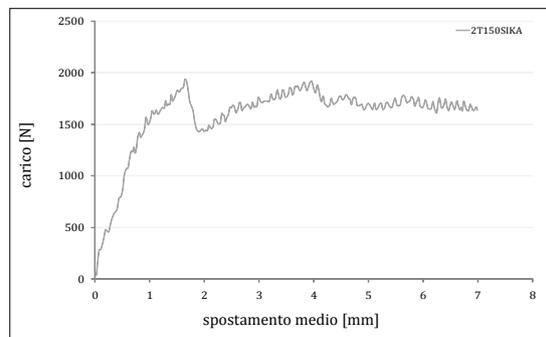


Fig. 8.88. - Diagramma carico-spostamento 2T150SIKA.

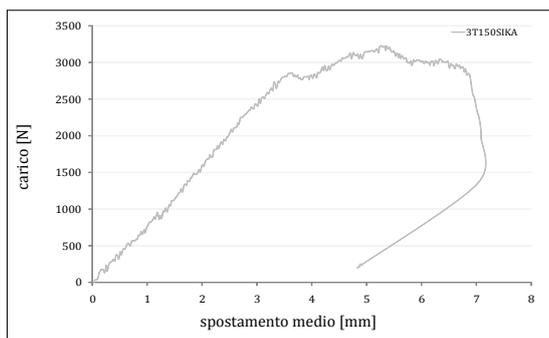


Fig. 8.89. - Diagramma carico-spostamento 3T150SIKA.

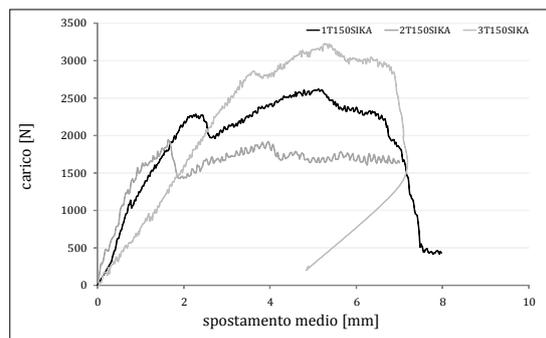


Fig. 8.90. - Confronto diagrammi T150SIKA.

Provino	$F_{max}$ [N]	$\epsilon_{max}$ [%]	$S_{max}$ [mm]
1T150SIKA	2617	0,015	6,41
2T150SIKA	1934,5	0,005	1,64
3T150SIKA	3225,5	0,048	5,26

valore medio	2592,3	0,0226
--------------	--------	--------

Tab. 8.33.

dev. standard	645,85	0,00225
---------------	--------	---------

coef. di variazione [%]	24,91	99,27
-------------------------	-------	-------

$$F_{max} = F/2$$

$S_{max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T150MSIKA	781	2,36	1,04
2T150MSIKA	1718,8	1,48	4,26
3T150MSIKA	847,95	1,44	1,31
valore medio	1115,9	1,76	2,20
dev. standard	523,18	0,52	1,784
coef. di variazione [%]	46,88	29,54	80,76

Tab. 8.34.

$K_t$  = rigidezza tangente

$\mu_c$  = duttilità cinematica

$\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

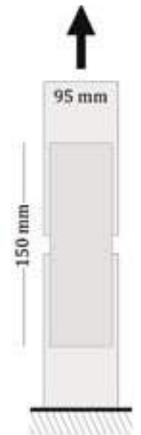


Fig. 8.91.

Per la terza tipologia di rinforzo è stato seguito lo stesso criterio di analisi utilizzato per i provini rinforzati con i prodotti della Ruredil. Infatti, su ciascun diagramma ricavato dai tre provini testati, sono stati individuati quattro punti significativi del percorso di equilibrio della curva. Il diagramma così costruito è descritto da tre tratti lineari crescenti ed un tratto lineare decrescente, ogni tratto individua una fase ed un punto di stadio. La prima fase, corrispondente al primo tratto lineare, individua per tutti e tre i campioni testati, un'unica appena visibile lesione. Nei provini 1T150SIKA e 2T150SIKA questa lesione si è formata all'incirca nella mezziera della zona non ancorata, mentre nel provino 3T150SIKA la lesione si è sviluppata in prossimità della zona superiore ancorata con il supporto, in modo simile ai prodotti della RUREDIL.

La formazione di questa lesione completa per tutta la larghezza del composito individua il primo stadio,  $F_1 - S_1$ . Inizia la seconda fase descritta da un tratto lineare con pendenza leggermente inferiore, rispetto la prima, a causa della perdita di rigidezza del composito. Sia per l'1T150SIKA che per il 2T150SIKA si sono create delle fessure sulla parte di placcaggio ancorata con il supporto a causa della perdita di aderenza nella prima interfaccia, ossia tra il

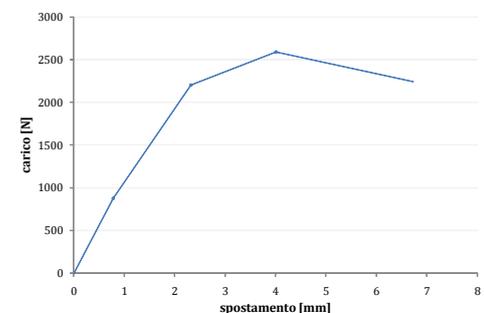


Fig. 8.92. - Diagramma medio T150MSIKA.

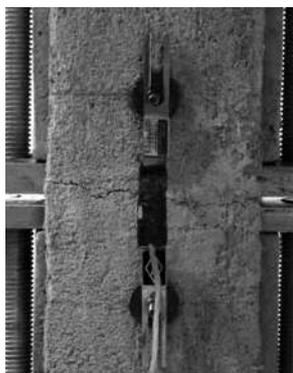


Fig. 8.93. - 1T150MSIKA.

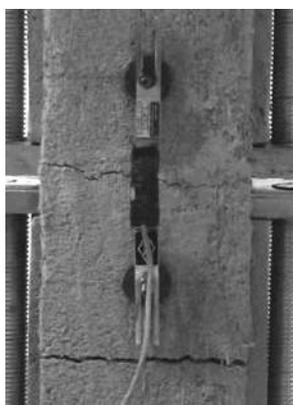


Fig. 8.94. - 1T150MSIKA.

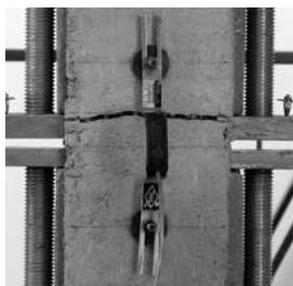


Fig. 8.95. - 3T150MSIKA.



Fig. 8.96. - 3T150MSIKA.

supporto in laterizio e la matrice cementizia del composito, con conseguente distacco di parte del placcaggio.

Il distacco è spiegato da una maggiore compattezza del binomio rete-matrice e una minore capacità adesiva della matrice con il supporto (ed anche da fenomeni quali la perdita di assialità dell'apparato di prova). Nel terzo provino ciò non si è verificato; il progressivo spostamento indotto dalla pressa porta al progressivo aumento della fessura iniziale fino al raggiungimento del secondo stadio,  $F_2 - S_2$ . La terza fase riprende con un tratto lineare a pendenza ancora minore, la malta è completamente fessurata, la fibra è visibile ed è la sola che continua a trasferire le sollecitazioni di trazione fino a raggiungere il terzo stadio corrispondente alla forza massima registrata,  $F_{max} - S_{max}$ . La rete immersa nella matrice presenta nodi maggiormente efficaci rispetto alle reti della RUREDIL, questa caratteristica permette una distribuzione degli sforzi lungo la rete ed un comportamento più uniforme lungo il placcaggio.

La quarta fase presenta un tratto lineare discendente, i multifilamenti continuano ad assorbire gli sforzi di trazione fino a sfilarsi e giungere a rottura,  $F_3 - S_3$ .



Fig. 8.97. - 2T150MSIKA. Fig. 8.98. - 2T150MSIKA. Fig. 8.99. - 2T150MSIKA.

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T150MSIKA	1077,5	0,74	0,0044	41,17
2T150MSIKA	583	0,30	0,00043	30,13
3T150MSIKA	966,5	1,28	0,0034	29,96

**Tab. 8.35.** - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T150MSIKA	2279,5	2,28	0,012	87,10
2T150MSIKA	1501,5	0,98	0,0033	77,61
3T150MSIKA	2824	3,69	0,0218	87,55

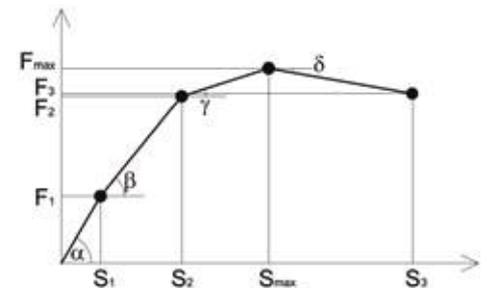
**Tab. 8.36.** - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T150MSIKA	2617	5,11	0,014	100
2T150MSIKA	1934,5	1,64	0,005	100
3T150MSIKA	3225,5	5,26	0,047	100

**Tab. 8.37.** - Terzo tratto.

Provino	$F_3$ [N]	$S_3$ [mm]	$\varepsilon_3$ [%]	step di carico [%]
1T150MSIKA	2217	6,66	0,0314	84,71532289
2T150MSIKA	1664,5	6,65	0,0250	86,04290514
3T150MSIKA	2848	6,85	0,062	88,29638816

**Tab. 8.38.** - Quarto tratto.



**Fig. 8.100.** - Diagramma medio T150MSIKA.

Lunghezza di ancoraggio: 200 mm

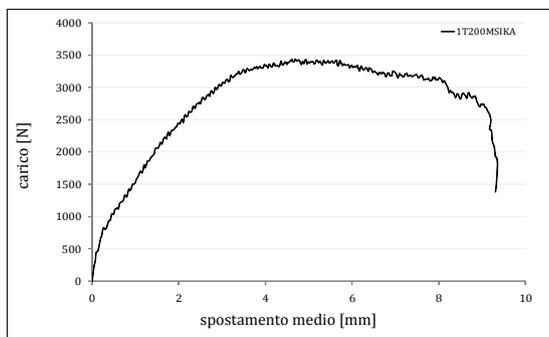


Fig. 8.101. - Diagramma carico-spostamento 1T200MSIKA.

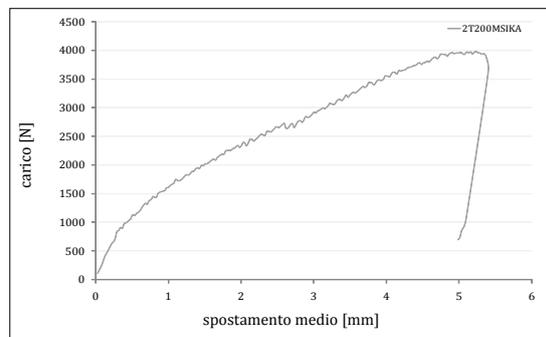


Fig. 8.102. - Diagramma carico-spostamento 2T200MSIKA.

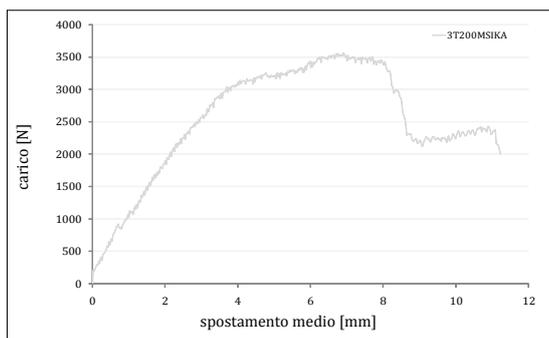


Fig. 8.103. - Diagramma carico-spostamento 3T200MSIKA.

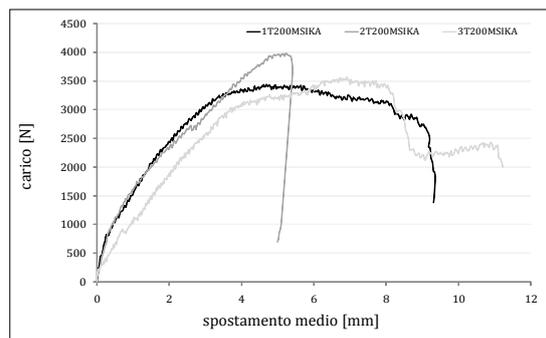


Fig. 8.104. - Confronto diagrammi T200MSIKA.

Provino	$F_{max}$ [N]	$\epsilon_{max}$ [%]	$S_{max}$ [mm]
1T200MSIKA	3436,5	0,041	4,69
2T200MSIKA	3981	0,041	5,23
3T200MSIKA	3564,7	0,036	6,90
valore medio	3660,7	0,039	
dev. standard	284,66	0,0028	
coef. di variazione [%]	7,77	7,33	

Tab. 8.39.

$$F_{max} = F/2$$

$S_{max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T200MSIKA	1000	1,62	1,91
2T200MSIKA	675,4	1,17	--
3T200MSIKA	679,59	1,5	1,22
valore medio	785,11	1,43	1,56
dev. standard	186,41	0,23	0,489
coef. di variazione [%]	23,74	16,29	31,15

Tab. 8.40.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

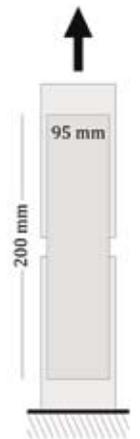


Fig. 8.105.

Analogamente al double shear test eseguito per i campioni precedenti, anche in questo, tutti i diagrammi carico-spostamento ricavati dai tre provini con ancoraggio al supporto pari a 200 mm, hanno evidenziato tre distinte fasi lineari comparabili. Come per i DST150 è stato costruito un diagramma medio carico-spostamento considerando 4 punti significativi del percorso di equilibrio di ogni curva. Sul diagramma medio è stato possibile fare una serie di considerazioni sul comportamento meccanico dei campioni testati. La curva media presenta un andamento abbastanza simile alla precedente distinguendo tre tratti lineari crescenti ed uno decrescente. La prima fase lineare è contraddistinta da una lesione netta che si manifesta in corrispondenza della parte ancorata al supporto, individuando il primo stadio,  $F_1 - S_1$ .

La seconda fase è caratterizzata dal cambio di pendenza del tratto lineare e dalla formazione di lesione, simmetrica alla precedente, rispetto alla mezzeria della zona non ancorata. All'aumentare dello spostamento corrisponde l'incremento delle parti

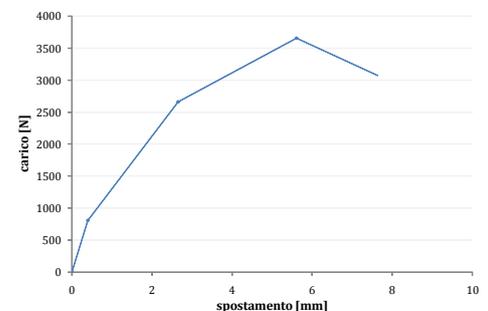


Fig. 8.106. - Diagramma medio T200MSIKA.



Fig. 8.107. - 1T200MSIKA.



Fig. 8.108. - 1T200MSIKA.



Fig. 8.109. - 1T200MSIKA.

lesionate presenti, le parti di matrice fessurate tendono ad allontanarsi mettendo in luce la rete contenuta all'interno,  $F_2 - S_2$ . Nella seconda fase si ripropone il meccanismo disgregativo già descritto per i DST150. La terza fase presenta un valore della forza massima sostanzialmente costante per tutti e tre i provini. La terza fase riprende con un tratto lineare a pendenza ancora minore, la fibra è visibile ed è la sola che continua a trasferire le sollecitazioni di trazione fino a giungere al terzo stadio corrispondente alla forza massima registrata,  $F_{max} - S_{max}$ .

La quarta fase presenta un tratto lineare discendente, i multifilamenti continuano ad assorbire gli sforzi di trazione fino a sfilarsi e giungere a rottura,  $F_3 - S_3$ .



Fig. 8.110. - 3T200MSIKA.

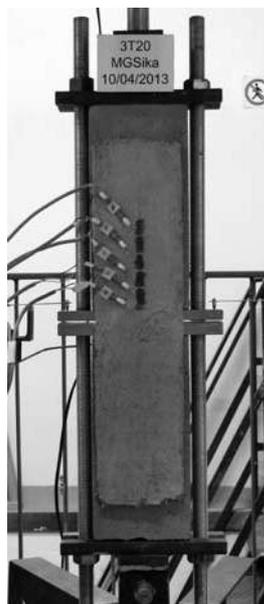
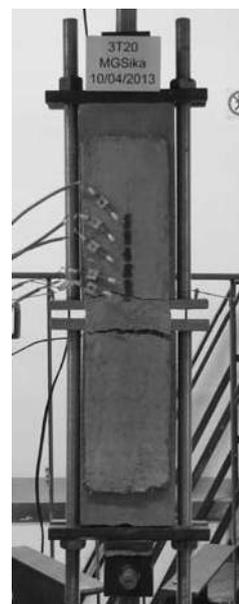


Fig. 8.111-112. - 3T200MSIKA.



Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T200MSIKA	785	0,24	0,00124	22,84
2T200MSIKA	710,5	0,26	0,00056	17,84
3T200MSIKA	921,1	0,71	0,00142	25,84

**Tab. 8.41.** - Primo tratto.

Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T200MSIKA	2303,5	1,76	0,0124	67,03
2T200MSIKA	2709	2,57	0,0092	68,04
3T200MSIKA	2967,5	3,63	0,0166	83,24

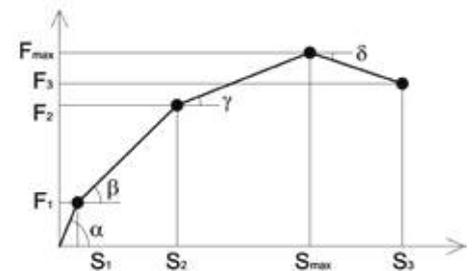
**Tab. 8.42.** - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T200MSIKA	3436,5	4,69	0,0410	100
2T200MSIKA	3981	5,23	0,0288	100
3T200MSIKA	3564,7	6,90	0,0363	100

**Tab. 8.43.** - Terzo tratto.

Provino	$F_3$ [N]	$S_3$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T200MSIKA	2744	8,98	0,0825	79,84
2T200MSIKA	3635,5	5,40	0,0300	91,32
3T200MSIKA	2840,1	8,49	0,0633	79,67

**Tab. 8.44.** - Quarto tratto.



**Fig. 8.113.** - Diagramma medio T200MSIKA.

Lunghezza di ancoraggio: 250 mm

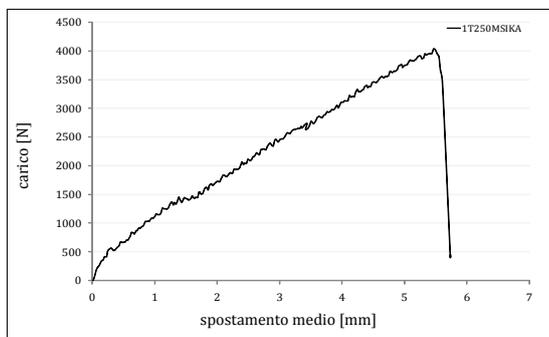


Fig. 8.114. - Diagramma carico-spostamento 1T250MSIKA.

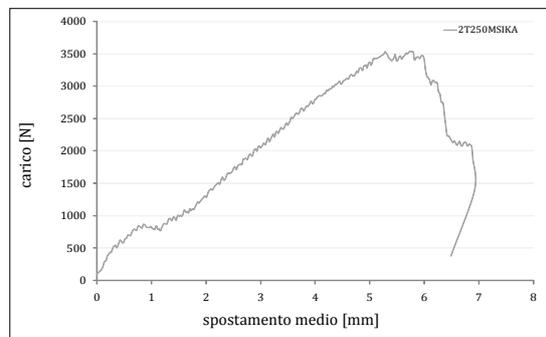


Fig. 8.115. - Diagramma carico-spostamento 2T250MSIKA.

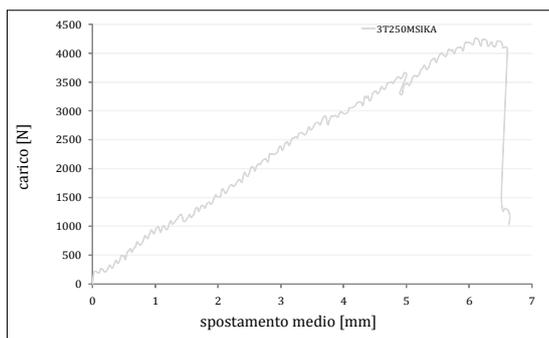


Fig. 8.116. - Diagramma carico-spostamento 3T250MSIKA.

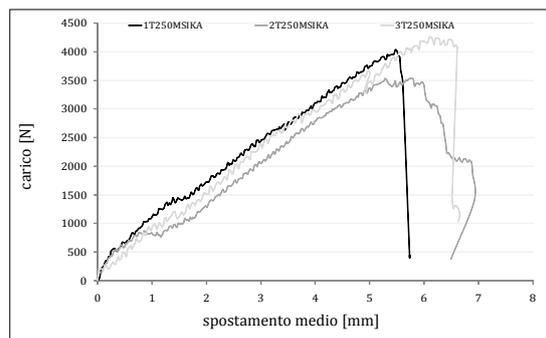


Fig. 8.117. - Confronto diagrammi T250MSIKA.

Provino	$F_{max}$ [N]	$\epsilon_{max}$ [%]	$S_{max}$ [mm]
1T250MSIKA	4030,5	0,038	5,46
2T250MSIKA	3529,5	0,022	5,77
3T250MSIKA	4253,2	0,032	6,1
valore medio	3937,73	0,030	
dev. standard	370,66	0,008	
coef. di variazione [%]	9,41	26,35	

Tab. 8.44.

$$F_{max} = F/2$$

$S_{max}$  = lo spostamento corrispondente al carico massimo;

$\epsilon_{max}$  = deformazione corrispondente al carico massimo;

Provino	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1T250MSIKA	751	1,07	--
2T250MSIKA	740,4	1,16	1,09
3T250MSIKA	841,5	1,16	--
valore medio	785,11	1,13	1,09
dev. standard	55,56	0,05	--
coef. di variazione [%]	7,14	4,59	--

Tab. 8.45.

$K_t$  = rigidezza tangente  
 $\mu_c$  = duttilità cinematica  
 $\mu_{cd}$  = duttilità cinematica disponibile

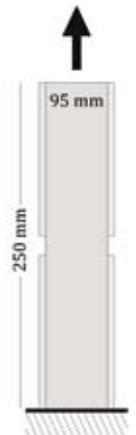


Fig. 8.118.

I diagrammi carico-spostamento ricavati dai tre provini con ancoraggio al supporto pari a 250 mm hanno evidenziato tre distinte fasi lineari comparabili. Come per i campioni precedenti testati è stato costruito un diagramma medio carico-spostamento considerando 4 punti significativi del percorso di equilibrio di ogni curva. Sul diagramma medio è stato possibile fare una serie di considerazioni sul comportamento meccanico dei campioni testati.

La curva media presenta tre tratti lineari crescenti, mentre la fase decrescente è stata registrata per un solo campione (2T250MSIKA) e non messa nel grafico medio. La prima fase lineare è contraddistinta da una lesione netta che si manifesta in corrispondenza della parte ancorata al supporto individuando il primo stadio,  $F_1 - S_1$ .

La seconda fase è caratterizzata dal cambio di pendenza del tratto lineare e dalla formazione di una lesione, simmetrica alla precedente, rispetto alla mezzeria della zona non ancorata. All'aumentare dello spostamento corrisponde l'incremento delle parti lesionate presenti, le parti di matrice fessurate tendono ad allontanarsi mettendo in luce la rete contenuta all'interno,  $F_2 - S_2$ .

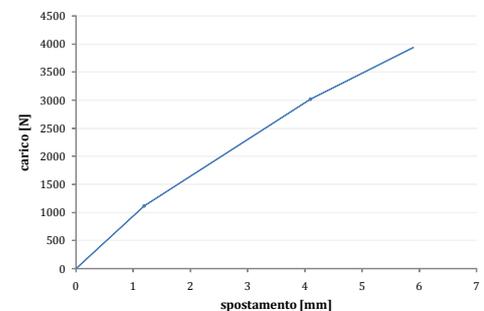


Fig. 8.120. - Diagramma medio T250MSIKA.

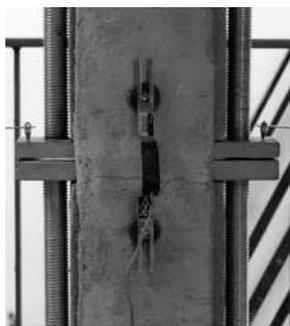


Fig. 8.121. - 1T250MSIKA.

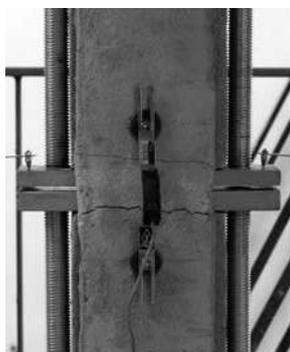


Fig. 8.122. - 1T250MSIKA.

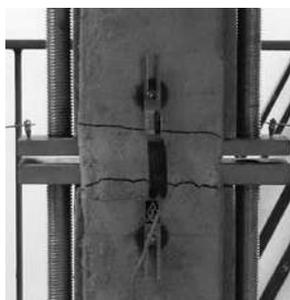


Fig. 8.123. - 1T250MSIKA.



Fig. 8.124. - 1T250MSIKA.

Nella seconda fase si ripropone il meccanismo disgregativo già descritto per i DST 150MSIKA. La terza fase presenta un valore della forza massima sostanzialmente costante per tutti e tre i provini. La terza fase riprende con un tratto lineare a pendenza ancora minore, la fibra è visibile ed è la sola che continua a trasferire le sollecitazioni di trazione fino a sfilarsi e giungere al terzo stadio corrispondente alla forza massima registrata,

$$F_{\max} - S_{\max}$$



Fig. 8.125. - 2T250MSIKA.

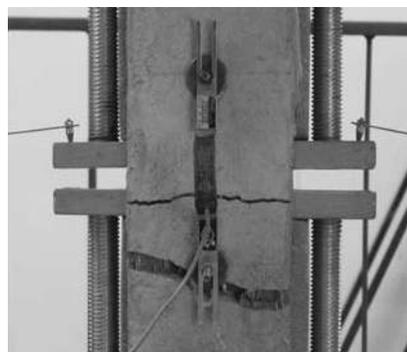


Fig. 8.126. - 2T250MSIKA.



Fig. 8.127. - 1T250MSIKA.



Fig. 8.128. - 2T250MSIKA.

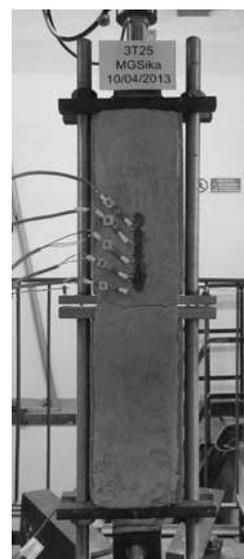


Fig. 8.129. - 3T250MSIKA.

Provino	$F_1$ [N]	$S_1$ [mm]	$\varepsilon_1$ [%]	step di carico [%]
1T250MSIKA	1428	1,50	0,007309	35,42
2T250MSIKA	771,5	0,72	0,000081	21,85
3T250MSIKA	1147,9	1,36	0,001048	26,98

**Tab. 8.46.** - Primo tratto.

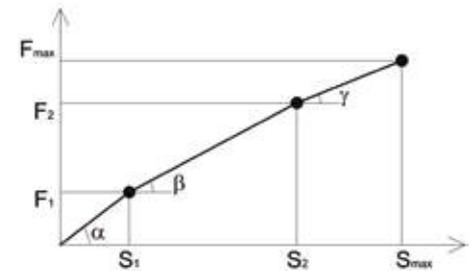
Provino	$F_2$ [N]	$S_2$ [mm]	$\varepsilon_2$ [%]	step di carico [%]
1T250MSIKA	2697,5	3,39	0,02455	66,925
2T250MSIKA	2736	3,97	0,016470	77,51
3T250MSIKA	3605,8	4,94	0,021678	84,77

**Tab. 8.47.** - Secondo tratto.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$\varepsilon_{max}$ [%]	step di carico [%]
1T250MSIKA	4030,5	5,46	0,03889	100
2T250MSIKA	3529,5	5,77	0,02232	100
3T250MSIKA	4253,2	6,42	0,03180	100

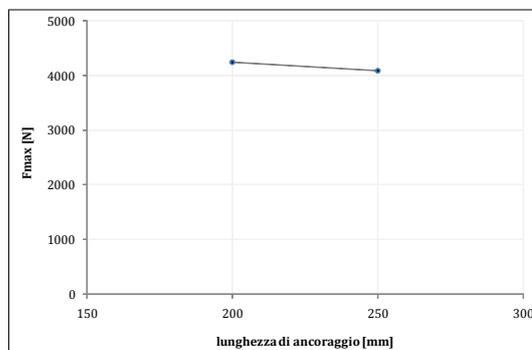
**Tab. 8.48.** - Terzo tratto.

I campioni rinforzati con la tipologia Sika e testati per le diverse lunghezze di ancoraggio hanno mostrato un comportamento confrontabile dal punto di vista meccanico qualitativo per le tre lunghezze di ancoraggio. Confrontando i diagrammi medi ricavati dalle prove sperimentali si evidenzia una maggiore duttilità dei provini rinforzati con placcaggi da 150 e 200 mm. Difatti, i provini con rinforzi adesi sul laterizio per 250 mm presentano una rottura poco dopo la fase post-picco. I provini da 200 mm presentano un incremento di carico di circa il 41 % rispetto ai provini con rinforzo esteso su 150 mm, mentre i provini da 250 mm mostrano un incremento di circa il 51 % rispetto ai DST da 150 mm e di circa l'8% rispetto ai DST da 200 mm.

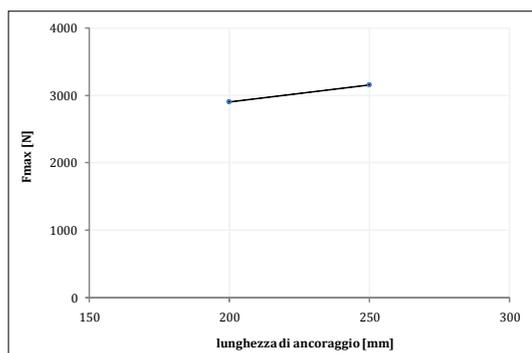

**Fig. 8.130.** - Diagramma medio T250MSIKA.

### Lunghezze di ancoraggio

**Fig. 8.131.** - Diagramma  $F_{max}$  - lunghezza di ancoraggio CFRCM



**Fig. 8.132.** - Diagramma carico  $F_{max}$  - lunghezza di ancoraggio PBOFRCM



Sia per i compositi rinforzati con RUREDIL X MESH C10 M25 che per RUREGOLD® XR MURATURA non si è manifestata la rottura per delaminazione tipica dei compositi a matrice polimerica, ma una perdita graduale dell'adesione all'interfaccia fibra-matrice. Infatti, in ciascun provino, dopo la fessurazione trasversale della matrice cementizia nel tratto libero sono seguiti scorrimenti che hanno interessato i multi-filamenti. Allo scorrimento, che è avvenuto a livello fibra-matrice, è corrisposta la graduale perdita di carico del provino.

Come visto in [56, 77, 103, 104], questo fenomeno è stato probabilmente causato dalla non uniforme deformazione del multi-

filamento, ossia dalla progressiva perdita di aderenza prima dei filamenti più interni dello yarn, cui sono seguiti quelli più esterni che oltretutto, potrebbero essere stati danneggiati dal maggior attrito con la matrice. Come osservato in [77], il comportamento dei multi-filamenti è avvenuto ad una scala microscopica, pertanto è difficilmente apprezzabile dall'osservazione diretta della prova sperimentale.

La matrice è rimasta perfettamente adesa al supporto in laterizio.

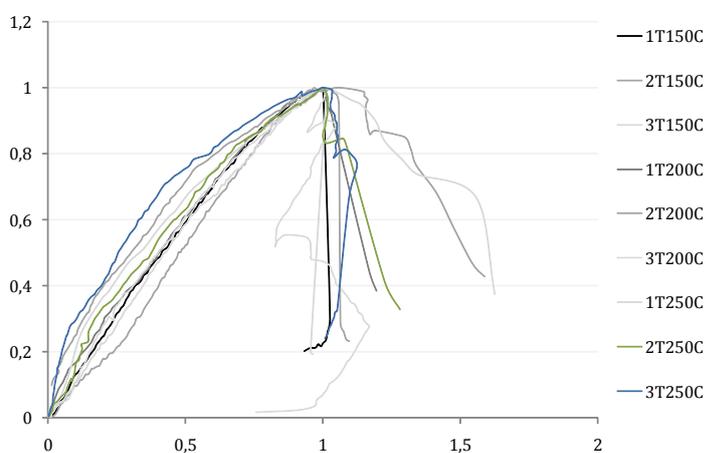
Facendo riferimento ai provini rinforzati con RUREDIL X MESH C10 M25, dai diagrammi elaborati in figura 8.131 si è evinto che la forza massima trasferibile al supporto è indipendente dalla lunghezza di ancoraggio testata (200 - 250 mm). Tenendo conto dei diagrammi elaborati nel capitolo undicesimo, figure 11.15-11.16 (profilo delle deformazioni) si presume che la lunghezza di ancoraggio efficace per questa tipologia di composito sia inferiore ai 200 mm.

Per i provini rinforzati con RUREGOLD® XR MURATURA è stata individuata una dipendenza tra la forza massima trasferibile e la lunghezza di ancoraggio, ma facendo riferimento ai diagrammi relativi al profilo delle deformazioni del capitolo undicesimo, (figure 11.17-11.18.) relative ai campioni DST200-250 PBO, risulta evidente che il rinforzo lavora per una lunghezza che non supera i 100 mm di ancoraggio.

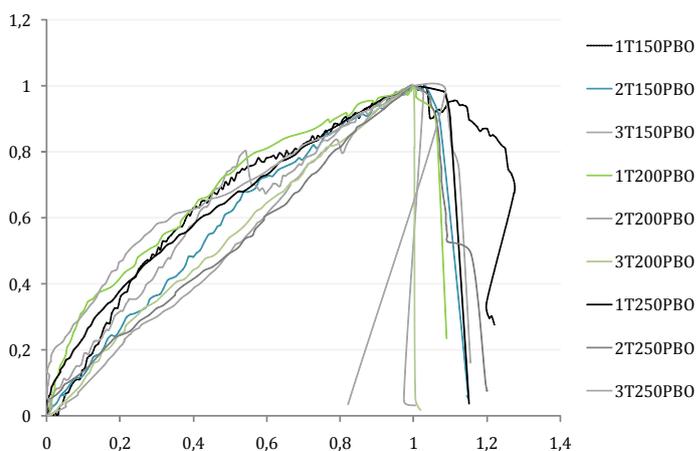
Pertanto, si rendono necessarie ulteriori sperimentazioni per identificare una rispondenza tra la forza massima resistente e la lunghezza efficace di ancoraggio.

Allo scopo di avere dei valori meglio confrontabili i diagrammi carico-spostamento sono stati normalizzati. Per ciascun diagramma considerato, si è proceduto dividendo il carico  $F$ , con il carico di picco  $F_{max}$ , e lo spostamento  $S$ , con lo spostamento,  $S_{max}$ , corrispondente al carico massimo:

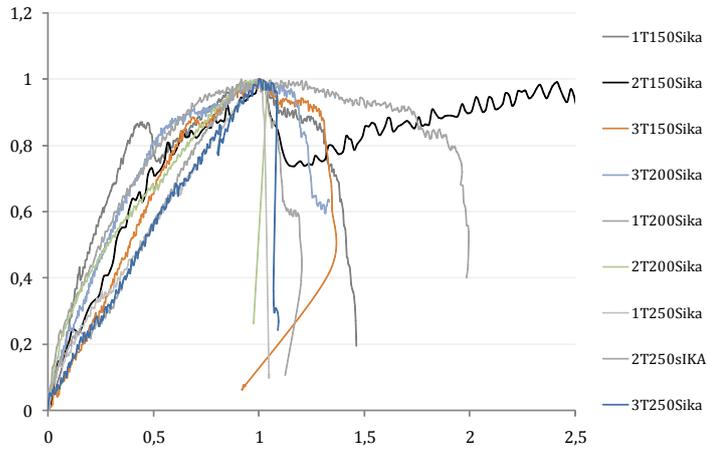
$$\bar{F} = \frac{F}{F_{max}} \quad \bar{S} = \frac{S}{S_{max}}$$



**Fig. 8.133.** - Diagramma normalizzato RUREDIL X MESH C10 M25



**Fig. 8.134.** - Diagramma normalizzato RUREGOLD® XR MURATURA.



**Fig. 8.135.** - Diagramma normalizzato Sika® Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid

# 9. Prove di compressione diagonale su pannelli

La prova di compressione diagonale è stata effettuata con lo scopo di indagare sul comportamento del pannello murario sottoposto a sforzi complanari di taglio-compressione. I pannelli sono stati testati sia in assenza che in presenza di rinforzo. In particolare, i pannelli sono stati rinforzati con materiali compositi FRCM della sola tipologia RUREDIL X MESH C10 M25, secondo tre diversi schemi geometrici di rinforzo, figura 9.1.

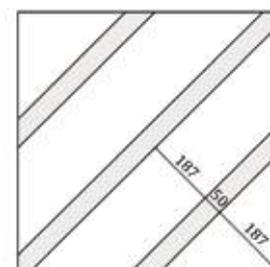
L'indagine ha come obiettivo quello di valutare l'incremento delle prestazioni in termini di resistenza a taglio, capacità deformativa e modalità di collasso dei pannelli rinforzati. Per ogni schema di rinforzo sono stati testati due modelli in scala per un totale di sei pannelli rinforzati ai quali si aggiungono due modelli non rinforzati.

L'indagine sperimentale è stata svolta facendo riferimento alla normativa americana ASTM E519/E519M-10, [22].

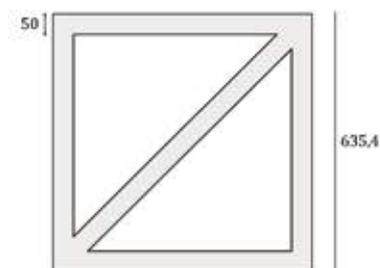
### Preparazione dei modelli

I modelli, in scala 1:2, sono stati realizzati in muratura di mattoni pieni a una testa e malta bastarda. I mattoncini costituenti sono stati ricavati per taglio da mattoni di misura standard, secondo lo stesso orientamento del mattone originario, per mezzo di una sega circolare con disco diamantato da 3 mm. La malta è stata realizzata con le seguenti proporzioni: una parte di calce idrata, una parte di cemento, due parti di acqua e otto parti di sabbia. I giunti di malta sono stati realizzati anch'essi in scala con 5 mm di spessore.

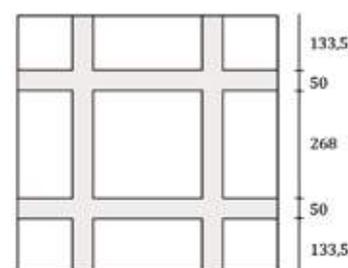
Ogni pannello è quadrato con lato pari a 635 mm. Per semplificare la costruzione del modello e il rispetto della dimensione dei giunti, in fase costruttiva si è utilizzata una stampa in cui sono state rappresentate delle linee guida per il posizionamento degli elementi.



DTR1



DTR2



DTR3

Fig. 9.1 - Schemi di rinforzo dei pannelli.

I modelli sono stati costruiti su tavole di legno, disposte in orizzontale tramite livella a bolla d'aria, e a ridosso di casseforme poste a squadra rispetto alla base, in modo da garantire l'ortogonalità dei piani e quindi del modello stesso.



Fig. 9.2.



Fig. 9.3.



Fig. 9.4.



Fig. 9.5.

Fig. 9.2-9.5. - Fasi costruttive dei pannelli.

### Apparato di prova

Ogni pannello è stato posizionato ruotandolo di  $45^\circ$  e appoggiandolo all'estremità inferiore di una delle diagonali su un elemento di acciaio, detta scarpa, appositamente realizzato secondo quanto previsto dalla normativa. Sulla parte superiore di tale diagonale è stato posizionato un elemento, uguale a quello di base, con l'obiettivo di connettersi alla cella di carico e quindi ricevere l'azione di compressione. Per garantire la complanarità delle azioni sollecitanti si è posta particolare attenzione nell'allineamento della scarpa inferiore con quella superiore. Questi elementi hanno la funzione di trasmettere il carico su una superficie del provino sufficientemente ampia evitando dannose concentrazioni di tensione che comporterebbero un prematuro collasso del pannello per lo schiacciamento delle basi.

La normativa americana, sulla base di lavori sperimentali, indica che la lunghezza ideale dell'appoggio deve essere pari a circa  $1/8$  della misura del lato del pannello. Si è quindi provveduto a realizzare delle scarpe di 80 mm di lato, (figura 9.6).

Tra il pannello e gli elementi metallici è stato interposto del gesso da cappatura per ovviare alle asperità superficiali dei provini e per evitare degli assestamenti durante lo svolgimento della prova.

Sulla scarpa superiore è stata posta una piastra metallica dello spessore di 20 mm, collegata ad un cella di carico per mezzo di una sfera in acciaio. Al di sopra della piastra, sono stati posizionati due trasduttori di spostamento, del tipo CE cantilever a mensola. Su entrambi i lati del pannello sono stati posizionati due trasduttori induttivi con struttura ad omega, del tipo PI-2-200, al fine di determinare le deformazioni lungo le quattro diagonali.

Per i provini della serie DTR1 e DTR2, poiché il sistema di rinforzo è posto proprio in corrispondenza della diagonale tesa, i

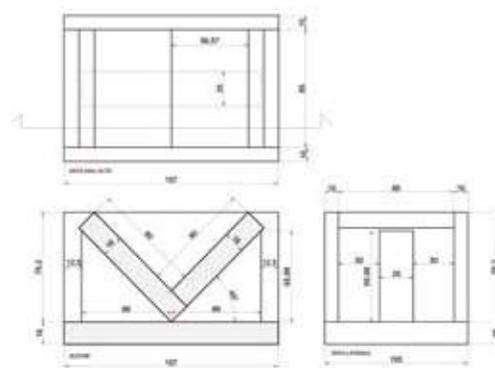


Fig. 9.6. - Proiezioni ortogonali delle scarpe di carico.

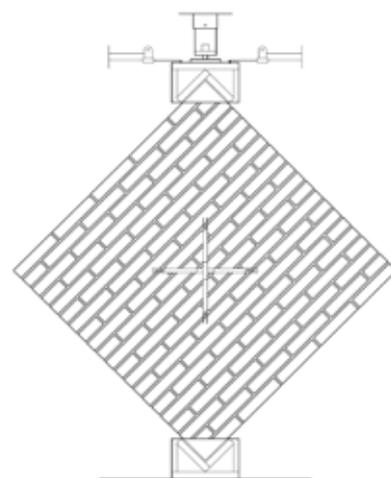


Fig. 9.7. - Apparato di prova.

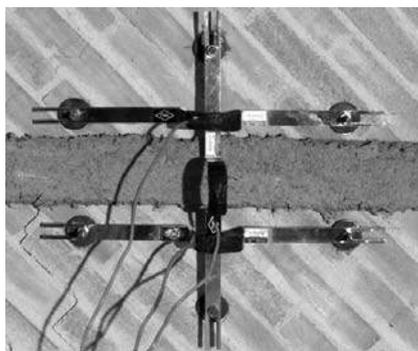


Fig. 9.8. - Apparato di prova.

trasduttori utilizzati sono stati cinque, disposti come in figura 9.8, in modo da poter ottenere il valore della deformazione della muratura come media dei dati ricavati dai due strumenti posti in orizzontale.

Lo sforzo di taglio è stato impresso al pannello tramite l'applicazione di una forza di compressione, complanare e diretta lungo una delle diagonali, per mezzo di un martinetto a vite, attivato da un volano manuale. La prova è stata condotta in controllo di spostamento e protratta fino a raggiungere i massimi livelli deformativi raggiungibili senza compromettere la sicurezza della strumentazione utilizzata.

### **Applicazione del rinforzo.**

Per sfruttare a pieno le potenzialità dei materiali compositi fibro-rinforzati è necessario che questi siano soggetti ad uno sforzo di trazione semplice. Per questo motivo, il rinforzo nella serie DTR1 è stato disposto in corrispondenza della diagonale tesa la cui direzione, secondo le ipotesi di Turnsek e Cacovic, [32], coincide con la direzione principale di trazione. Sono, inoltre, state applicate altre 2 fasce di rinforzo in direzione parallela rispetto a quella della diagonale tesa per garantire una più uniforme distribuzione degli sforzi e un maggiore effetto di confinamento.

Il sistema DTR3 è stato scelto perché rappresenta un consolidato schema di rinforzo a pressoflessione.

Questa è l'unica tipologia di rinforzo per cui la LG2009, [105] e le Istruzioni in [3], forniscono un modello di calcolo.

E' stato, quindi, possibile indagare l'effettiva corrispondenza tra il modello sviluppato per gli FRP e i risultati ottenuti con gli FRCM durante la campagna sperimentale.

Il sistema DTR2 rappresenta una configurazione intermedia tra le due appena descritte.

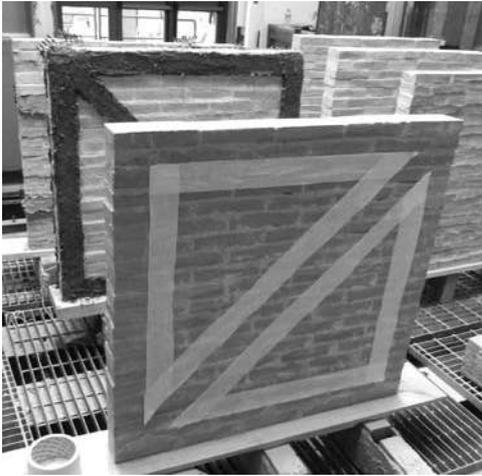


Fig. 9.9.

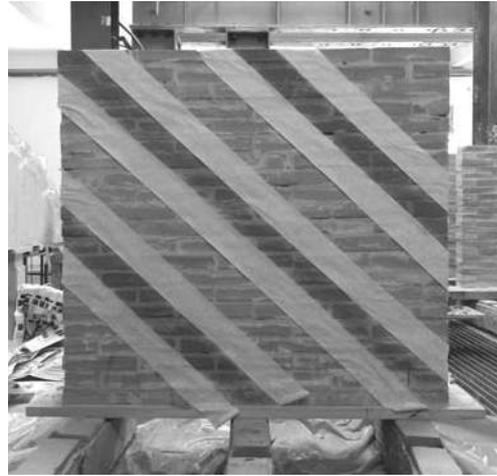


Fig. 9.10.

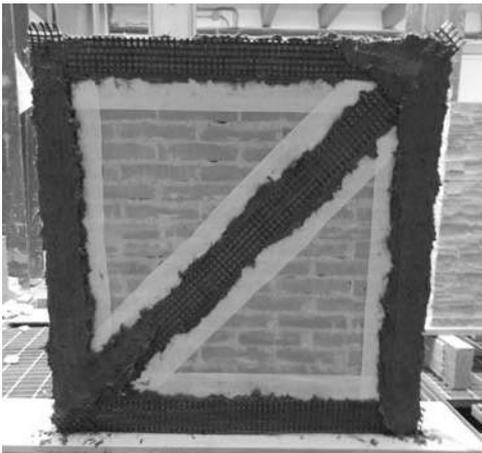


Fig. 9.11.



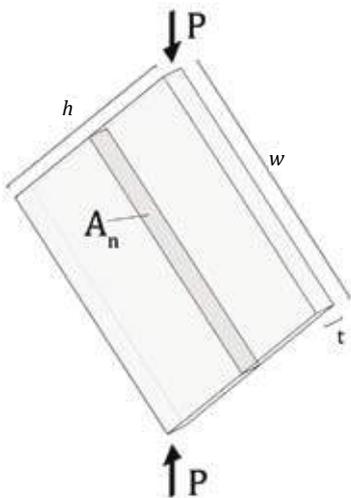
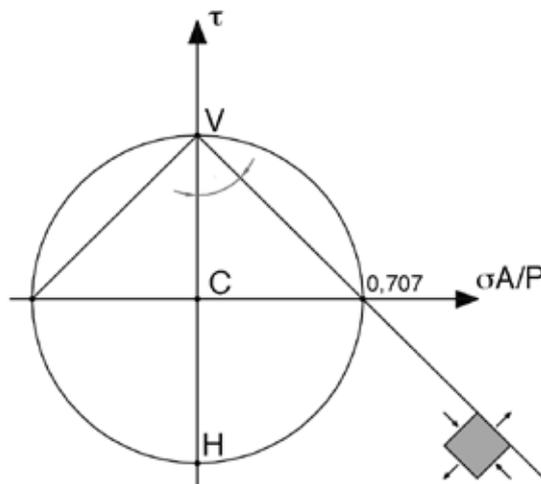
Fig. 9.12.

Fig. 9.9.-9.12. - Applicazione del rinforzo.

### Interpretazione dei risultati

La normativa ASTM E519/E519M-10 si basa sull'ipotesi secondo la quale nel baricentro del pannello lo stato tensionale è di taglio puro. In questo caso, il circolo di Mohr che rappresenta lo stato tensionale del pannello è centrato nell'origine del sistema di riferimento e le direzioni principali di tensione risultano inclinate di 45° rispetto agli assi cartesiani.

**Fig. 9.13** - Circolo di Mohr, stato tensionale assunto dalla normativa.



**Fig. 9.14.** - Schema rappresentativo del pannello secondo le indicazioni della ASTM E519/E519-10.

Il valore della tensione tangenziale  $\tau$ , nel baricentro del provino, è pari al raggio del cerchio di Mohr e può quindi essere valutato secondo la seguente relazione:

$$\tau = \frac{0,707 P}{A_n}$$

Dove  $P$  è il carico applicato,  $A_n$  è l'area netta della sezione trasversale definita come:

$$A_n = \frac{w + h}{2} t n$$

in cui  $w$  è la larghezza del pannello,  $h$  è l'altezza,  $t$  lo spessore ed  $n$  la percentuale di area solida. Nel caso di pannelli quadrati di lato  $l$  si assume  $n$  pari a 1.

La norma indica anche il modo per determinare lo scorrimento angolare  $\gamma$  e il modulo di elasticità secante  $G$  :

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g}$$

in cui  $\Delta V$  è l'accorciamento misurato lungo la diagonale compressa, mentre  $\Delta H$  è l'allungamento misurato lungo la diagonale tesa;

$g$  è la lunghezza del tratto su cui la deformazione è stata misurata.

$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

### **Interpretazione dei diagrammi tensione tangenziale-scorrimento angolare.**

Utilizzando i dati registrati durante le prove, è stato tracciato il diagramma  $\tau$ - $\gamma$  relativo a ciascun pannello sottoposto a prova di compressione diagonale. Su tali diagrammi sono stati individuati i seguenti valori:

$\tau_{max}$  = tensione tangenziale massima, corrispondente al punto di massimo della funzione;

$\tau_u$  = tensione tangenziale ultima, corrispondente al 80% della tensione tangenziale massima, individuata nel tratto discendente della funzione;

$\tau_e$  = tensione tangenziale corrispondente al 30% della tensione tangenziale massima;

$\gamma_{max}$  = scorrimento angolare associato alla tensione tangenziale massima;

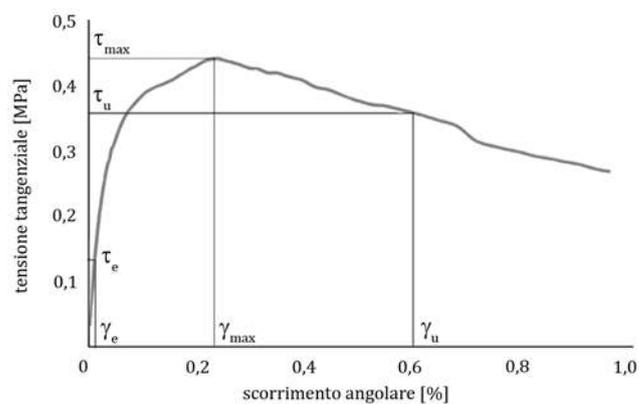
$\gamma_u$  = scorrimento angolare associato alla tensione tangenziale ultima;

$\gamma_e$  = scorrimento angolare associato al valore  $\tau_e$ .

Da tali valori sono stati ricavati i seguenti parametri meccanici:

$G_e = \frac{\tau_e}{\gamma_e}$  = modulo di elasticità secante valutato in corrispondenza di  $\tau_e$ ;

$\mu_{cd} = \frac{\gamma_u}{\gamma_{max}}$  = duttilità cinematica disponibile



**Fig. 9.15.** - Individuazione dei punti caratteristici sul diagramma  $\tau$ - $\gamma$ .

## 9.2. Pannelli non rinforzati

### 1DTNR

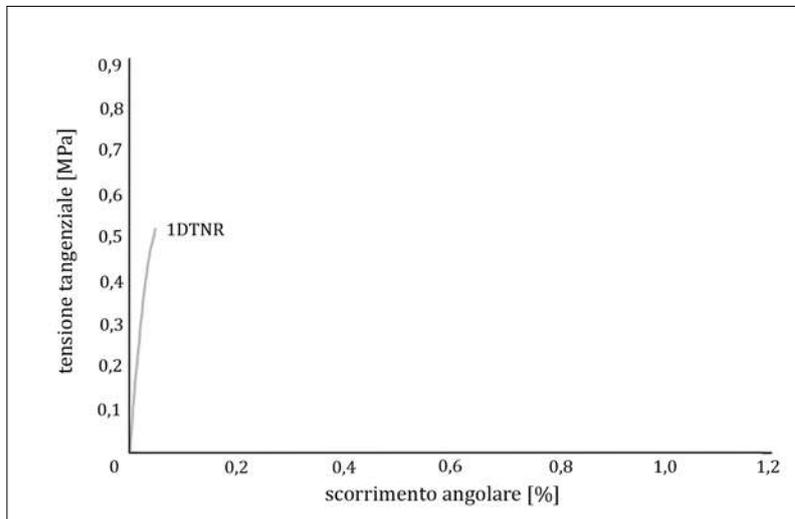


Fig. 9.16. - Diagramma  $\tau$ - $\gamma$  provino 1DTNR.

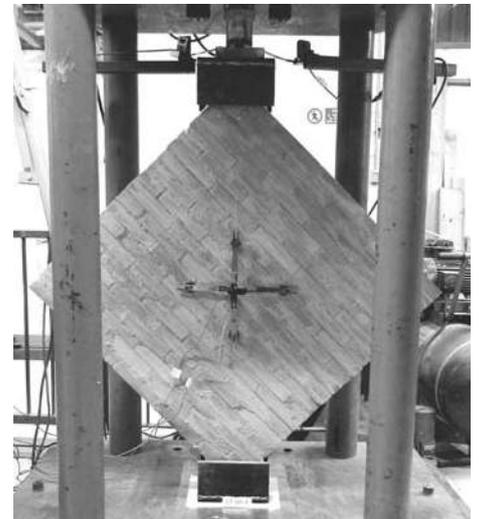


Fig. 9.17. - Provino prima del test.

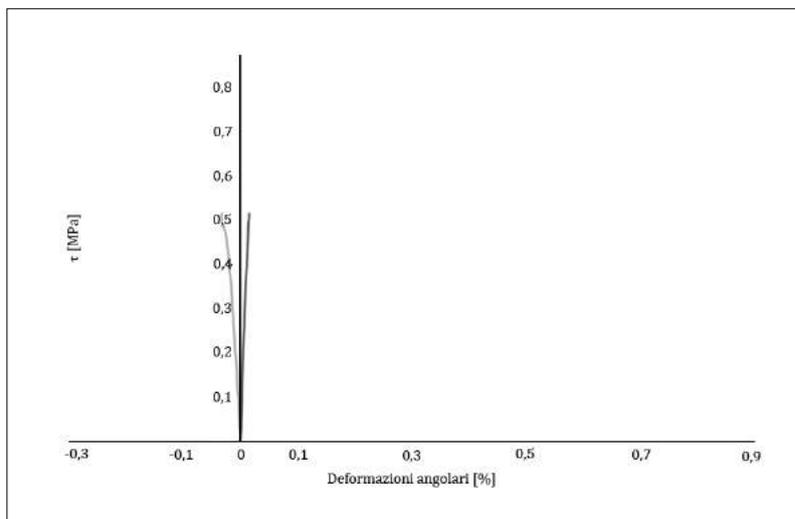


Fig. 9.18. - Diagramma  $\tau$ - $\epsilon$  provino 1DTNR.



Fig. 9.19. - Provino dopo il test.

$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
0,51	0,05	0,05	1,54	1

Tab. 9.1.

## 2DTNR



Fig. 9.20. - Provino prima del test.

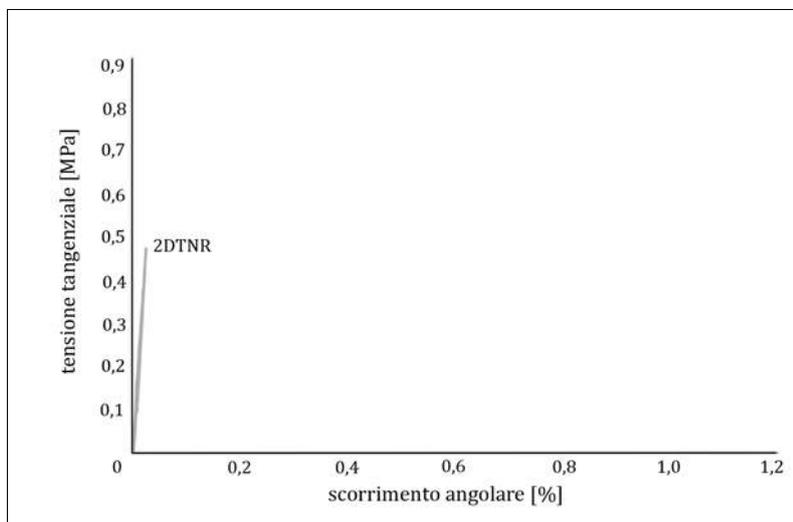


Fig. 9.21. - Diagramma  $\tau$ - $\gamma$  provino 2DTNR.



Fig. 9.22. - Provino dopo il test.

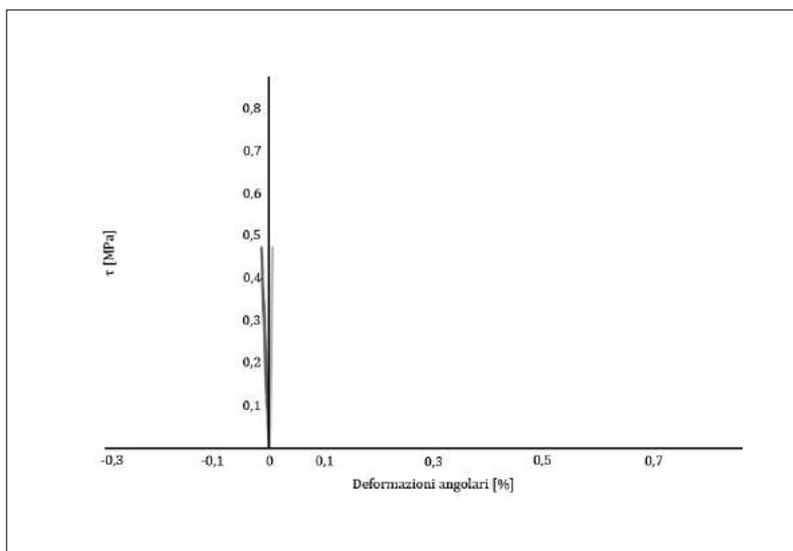


Fig. 9.23. - Diagramma  $\tau$ - $\epsilon$  provino 2DTNR.

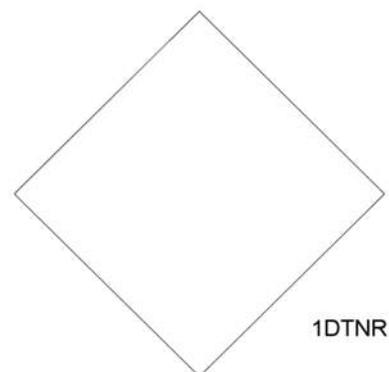
$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
0,47	0,03	0,03	2,03	1

Tab. 9.2.

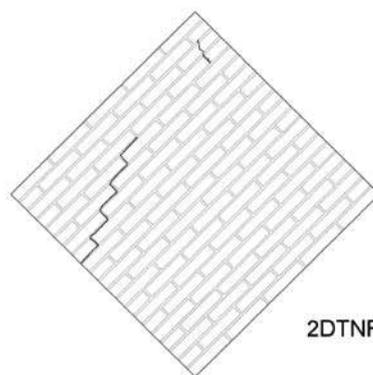
I pannelli non rinforzati hanno esibito un comportamento fragile, con un andamento della curva  $\tau$ - $\gamma$  pressoché lineare fino a rottura.

Il pannello 1DTNR è pervenuto al collasso improvviso immediatamente dopo aver raggiunto il carico di picco. Non è quindi stato possibile riportarne il quadro fessurativo.

Nel caso del pannello 2DTNR, la rottura è avvenuta a seguito della comparsa di una lesione dall'andamento diagonale "a scalletta". Inoltre è stata riscontrata una frattura in corrispondenza della scarpa superiore.



1DTNR



2DTNR

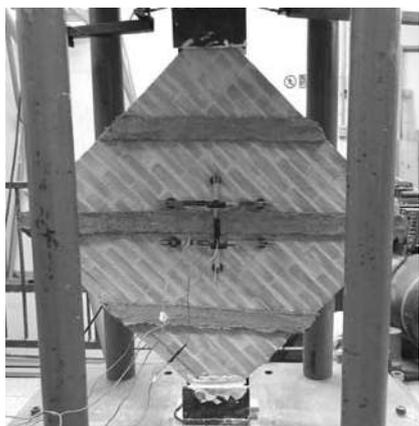
Fig. 9.23. - Quadro fessurativo serie DTNR

Provino	$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
1DTNR	0,51	0,05	0,05	1,54	1
2DTNR	0,47	0,03	0,03	2,03	1
valore medio	0,49	0,04	0,04	1,785	1
dev. standard	0,028	0,014	0,014	0,34	0
coef. di variazione [%]	5,77	35,35	35,35	19,41	0

Tab. 9.3.

### 9.3. Pannelli rinforzati con RUREDIL X MESH C10 M25

#### Serie - DTR1



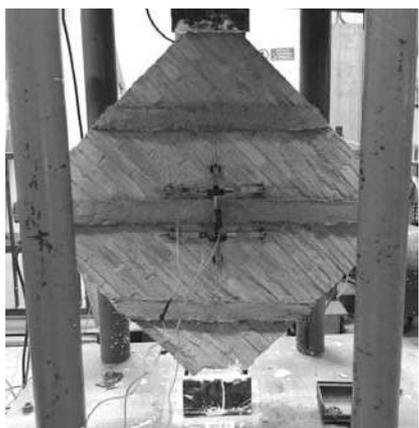
**Fig. 9.24.** - 1DTR1, prima del test.



**Fig. 9.25.** - 1DTR1, lato posteriore, dopo il test.



**Fig. 9.26.** - 1DTR1, lato frontale, dopo il test.



**Fig. 9.27.** - 2DTR1, prima del test.



**Fig. 9.28. - 9.29.-** 2DTR1, lato frontale dopo il test.



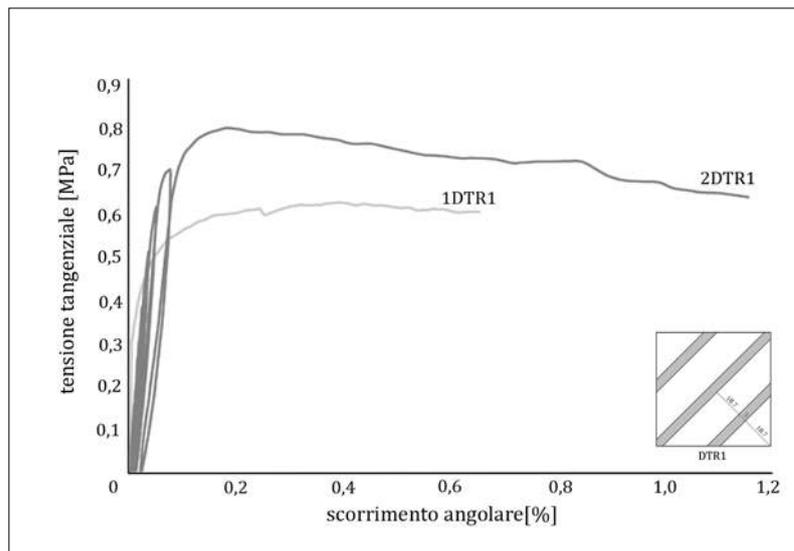


Fig. 9.30. - Confronto diagrammi  $\tau$ - $\gamma$ , serie DTR1.

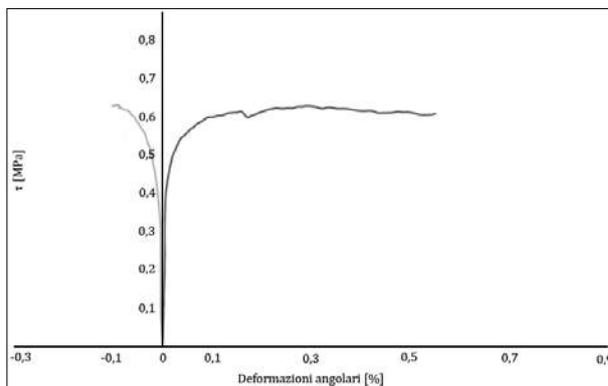


Fig. 9.31. - 1DTR1.

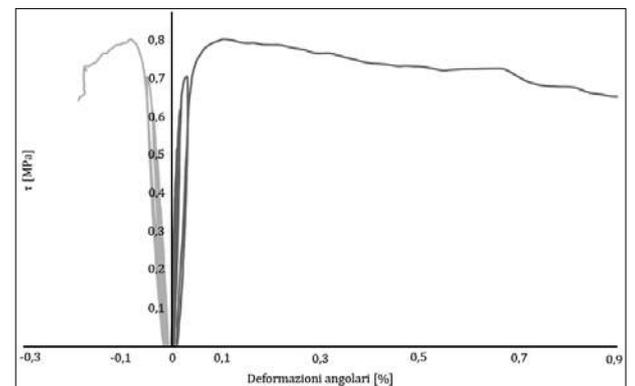
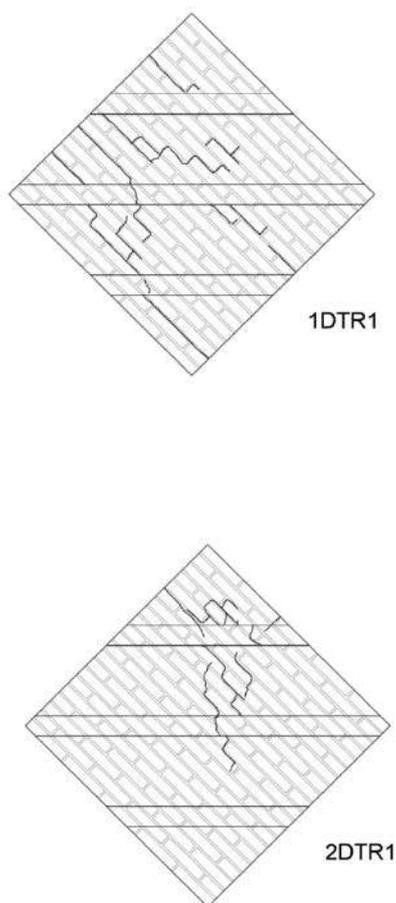


Fig. 9.32. - 2DTR1.

Provino	$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
1DTR1	0,63	0,27	0,64	2,1	2,4
2DTR1	0,8	0,19	1,11	2,17	5,9
valore medio	0,715	0,23	0,875	2,135	4,15
dev. standard	0,12	0,06	0,33	0,05	2,47
coef. variazione [%]	16,81	24,60	37,98	2,32	59,64

Tab. 9.4.



Il pannello 1DTR1 ha mostrato un primo segno di cedimento nello scollamento dell'estremo sinistro del rinforzo applicato in corrispondenza della diagonale del pannello. Ciò ha provocato una modesta perdita di carico leggibile nel picco della curva  $\tau$ - $\gamma$ . Il provino ha ripreso quasi completamente l'aliquota di carico persa in virtù della capacità di redistribuzione degli sforzi propria del rinforzo. In questa fase il pannello ha subito una fessurazione concentrata prevalentemente lungo i letti di malta e i giunti di testa. Il collasso è avvenuto per scorrimento lungo i giunti nella parte bassa del pannello non appena il rinforzo ha ceduto per la separazione delle fasi. In particolare si è osservato come la rete, tendendosi, abbia tranciato i ponti di malta.

Il pannello 2DTR1 ha raggiunto il collasso in maniera estremamente graduale, con una progressiva perdita di carico, leggibile nel lungo tratto discendente della curva  $\tau$ - $\gamma$ . Ciò è imputabile alla comparsa di un sistema di lesioni ad andamento diagonale, localizzato esclusivamente nella metà superiore del pannello. Le fratture hanno interessato sia i giunti di malta sia gli elementi in laterizio.

Fig. 9.33. - Quadro fessurativo serie DTR1

Serie - DTR2

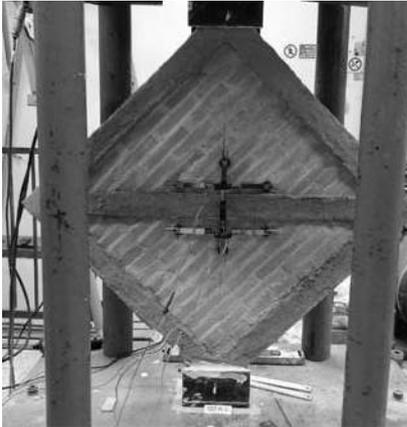


Fig. 9.34. - 1DTR2, prima del test.

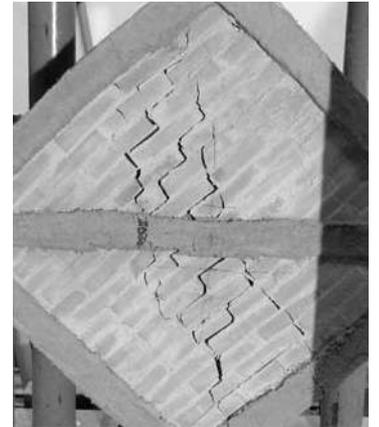
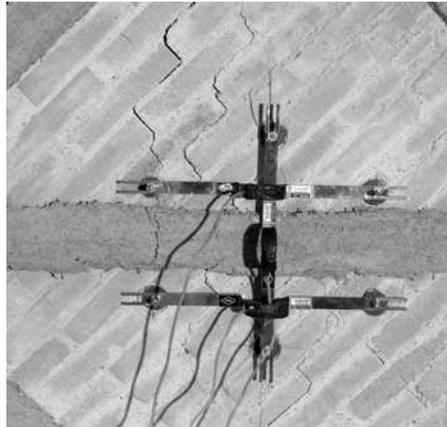


Fig. 9.35.-9.36. - 1DTR2, dopo il test.

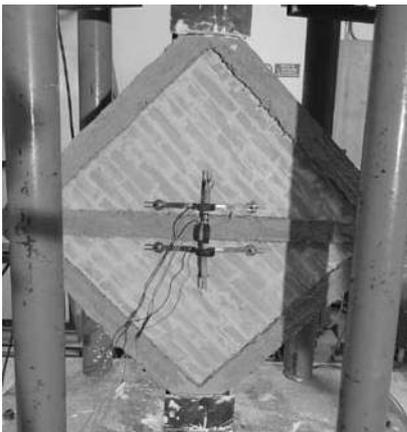


Fig. 9.36. - 2DTR2, prima del test.

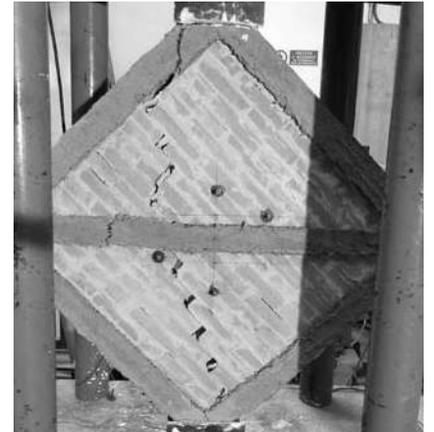
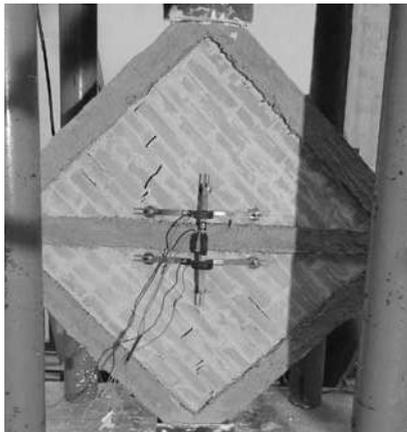


Fig. 9.37. - 9.38.- 2DTR2, dopo il test.

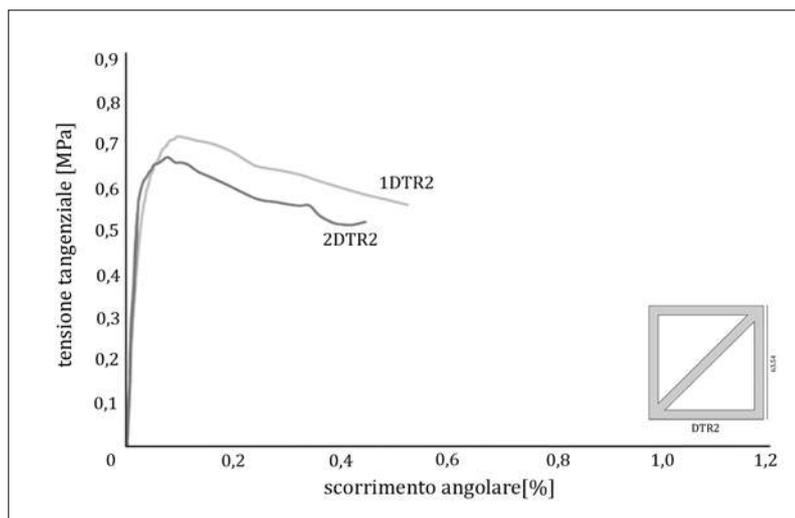


Fig. 9.39. - Confronto diagrammi  $\tau$ - $\gamma$ , serie DTR2.

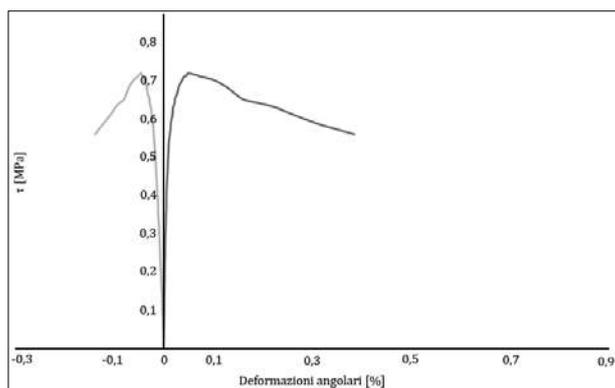


Fig. 9.40. - 1DTR2.

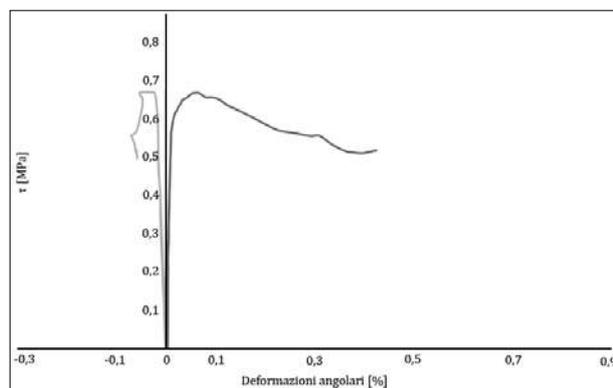


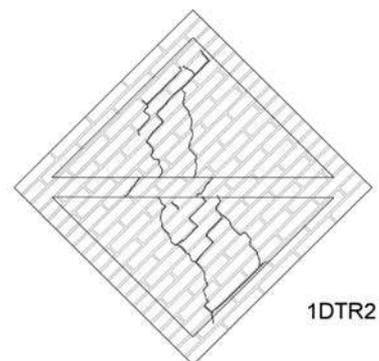
Fig. 9.41. - 2DTR2.

Provino	$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
1DTR2	0,72	0,09	0,52	2,40	5,8
2DTR2	0,67	0,08	0,38	3,35	4,7
Valore medio	0,695	0,085	0,45	2,875	5,25
dev. standard	0,04	0,01	0,10	0,67	0,78
coef. di variazione [%]	5,09	8,32	22,00	23,37	14,82

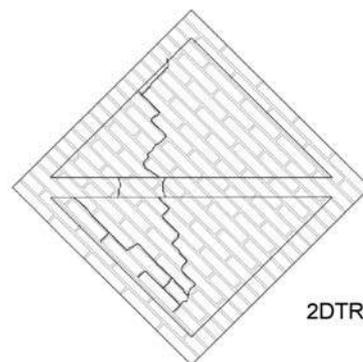
Tab. 9.5.

Il provino 1DTR2 è pervenuto al collasso per fessurazione diagonale. Le fratture si sono manifestate immediatamente dopo il raggiungimento del carico di picco. Al crescere della deformazione, l'asta orizzontale di rinforzo, in corrispondenza del baricentro del pannello, è stata interessata da due lesioni dall'andamento verticale. L'ulteriore capacità deformativa è stata fornita dagli scorrimenti relativi tra la fase fibrosa e la matrice cementizia. Protraendo la prova ben oltre il valore del carico ultimo, il pannello non si è disgregato nonostante le lesioni abbiano raggiunto un'ampiezza considerevole.

Nel caso del pannello 2DTR2, in corrispondenza del carico di picco, è stata osservata la comparsa di una lesione lungo la diagonale compressa del provino che si è sviluppata da una scarpa all'altra interessando, quasi esclusivamente, i giunti di malta. Al crescere della deformazione, la lesione iniziale ha continuato a crescere in ampiezza mentre non se ne sono manifestate di altre.



1DTR2



2DTR2

**Fig. 9.42.** - Quadro fessurativo serie DTR2

Serie - DTR2

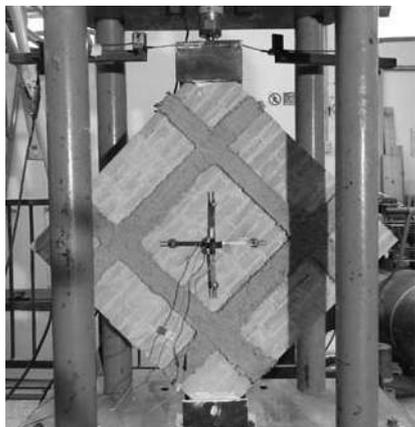


Fig. 9.43. - 1DTR3, prima del test.

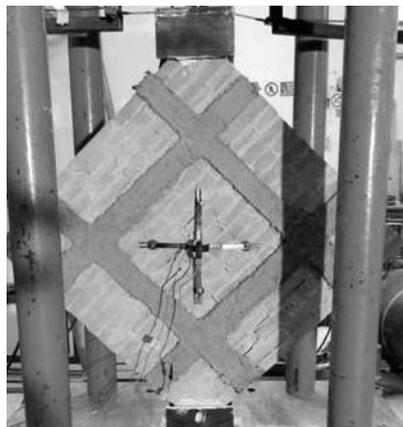


Fig. 9.44.-9.45. - 1DTR3, dopo il test.

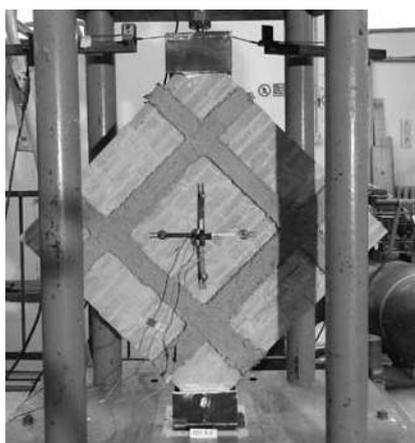
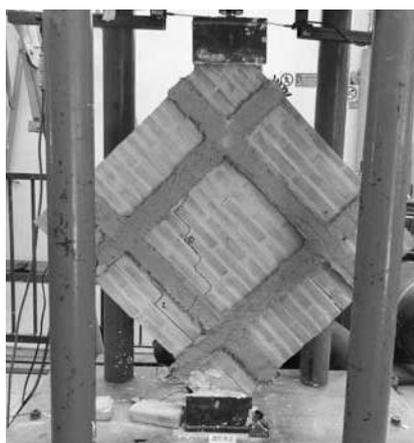


Fig. 9.46. - 2DTR3, prima del test.



Fig. 9.47. - 9.48.- 2DTR3, dopo il test.



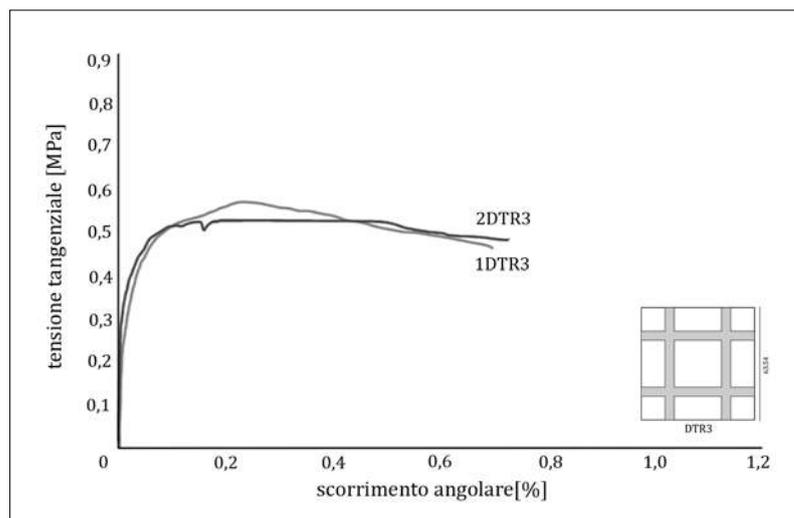


Fig. 9.49. - Confronto diagrammi  $\tau$ - $\gamma$ , serie DTR3.

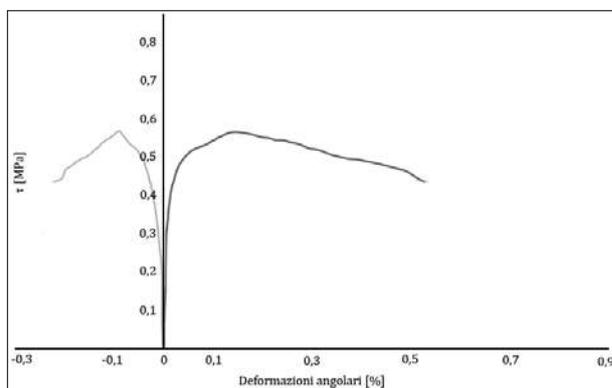


Fig. 9.50. - 1DTR3.

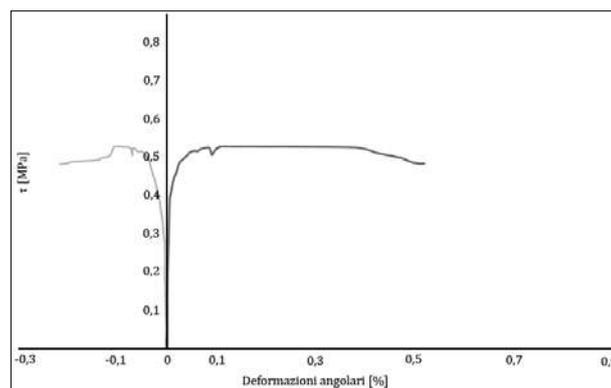
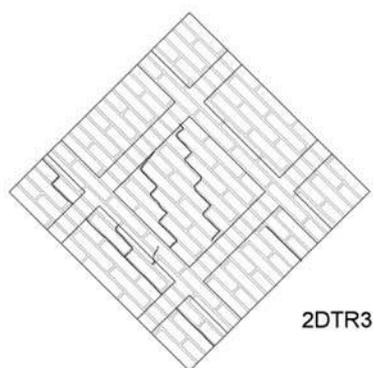
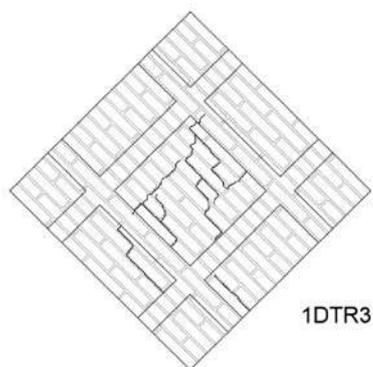


Fig. 9.51. - 2DTR3.

Provino	$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
1DTR3	0,57	0,24	0,68	4,31	2,8
2DTR3	0,55	0,31	0,72	5,02	2,4
valore medio	0,56	0,275	0,7	4,665	2,6
dev. standard	0,01	0,05	0,03	0,50	0,28
coef. di variazione [%]	2,53	18,00	4,04	10,76	10,88

Tab. 9.6.



Il meccanismo di crisi del pannello 1DTR3 è stato governato dalla fessurazione diagonale. La quasi totalità delle lesioni si è manifestata nel quadrato centrale delimitato dal sistema di rinforzo. Durante la fase duttile, è stato riscontrato il progressivo scollamento della cornice in materiale composito dal supporto in muratura.

Il pannello 2DTR3 ha subito una fessurazione diagonale concentrata nella parte centrale del pannello compresa tra i rinforzi verticali e orizzontali. Nello specifico, sono state osservate due fratture parallele dall'andamento "a scaletta". Al crescere della deformazione, si è rilevata la comparsa di una lesione lungo il terzo ricorso di mattoni, chiaro indice della tendenza allo scorrimento del pannello. Tale cinematismo è stato impedito dalla presenza del rinforzo che ha quindi garantito un comportamento duttile al pannello.

Fig. 9.52. - Quadro fessurativo serie DTR3.

## Conclusioni

I dati sperimentali relativi ai provini della serie DTR1 sono i più dispersi a causa dell'improvvisa rottura per taglio-scorrimento del provino 1DTR1 in seguito allo scollamento del rinforzo. Tale fenomeno è stato probabilmente causato da un intrinseco difetto della muratura o da un non perfetto allineamento tra le scarpe, per cui è lecito pensare che i valori medi riportati in questa sede sottostimino l'effettiva efficacia di questa configurazione di rinforzo. In particolare, la duttilità è la caratteristica meccanica che risente maggiormente di quest'anomalia, come si evince dalla forte discrepanza tra i valori registrati per i due provini. Nonostante ciò, i fattori d'incremento medio di  $\mu$ ,  $\tau_{\max}$ ,  $\gamma_{\max}$  e  $\gamma_u$  risultano pari rispettivamente a 4,1 - 1,47 - 5,75 e 22 rispetto ai campioni non rinforzati.

Un tale miglioramento è imputabile alla capacità del sistema di rinforzo di redistribuire le tensioni su una superficie più ampia. Infatti, all'aumentare dell'intensità del carico i rinforzi, tendendosi, si oppongono alla deformazione trasversale dell'elemento esercitando un'effettiva azione di confinamento. Il materiale composito è quindi chiamato a lavorare secondo la sua vera vocazione. Inoltre, i provini della serie DTR1 esibiscono il vantaggio di lasciare sostanzialmente inalterata la rigidità originaria del pannello.

I pannelli della serie DTR2 mentre esibiscono un comportamento molto rigido prima del picco, hanno una duttilità cinematica disponibile molto elevata, pari a 5,3, il più alto valore riscontrato tra le serie di provini testati.

I fattori medi d'incremento di  $\gamma_{\max}$  e  $\gamma_u$  risultano pari rispettivamente a 2 e 11, 25. Questi risultati sono legati al fatto che tale tipologia di rinforzo mantiene un elevato livello di rigidità a taglio fino al carico di picco per poi perdere rapidamente la propria capacità portante, come si evince dalla forte pendenza del

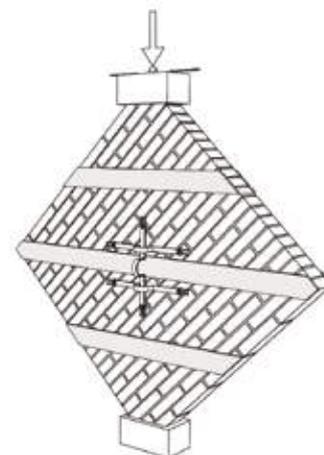


Fig. 9.53. - Serie DTR1.

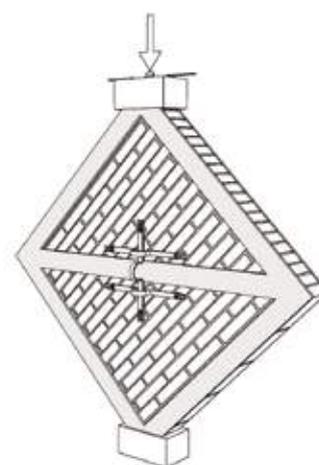


Fig. 9.54. - Serie DTR2.

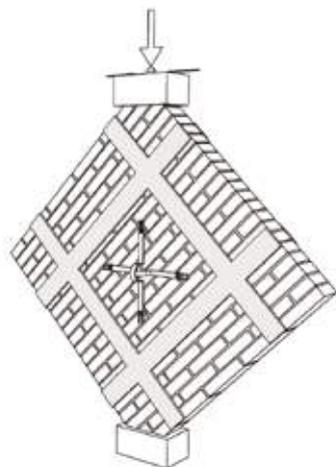


Fig. 9.55. - Serie DTR3.

tratto discendente delle curve  $\tau$ - $\gamma$ .

In termini di resistenza, i provini della serie DTR2 sono sostanzialmente allineati a quelli della serie DTR1, essendo caratterizzati da un coefficiente d'incremento medio di  $\tau_{\max}$  pari a 1,41.

I pannelli della serie DTR3 mostrano la minore resistenza alle tensioni tangenziali, di poco superiore a quella esibita dai pannelli di sola muratura, con un fattore d'incremento medio pari a 1,12. In termini di capacità deformativa, invece, il sistema di rinforzo si dimostra particolarmente efficace, come si evince dai coefficienti d'incremento medio di  $\gamma_{\max}$  e  $\gamma_u$ , pari rispettivamente a 6,75 e 17,75.

Nonostante l'andamento pressoché orizzontale del tratto post picco delle curve  $\tau$ - $\gamma$ , il valore della duttilità risulta modesto rispetto alle altre tipologie testate, poiché il provino perviene al collasso in maniera improvvisa, prima che la capacità portante discenda al di sotto dell'80% del valore della tensione tangenziale di picco. Un'ulteriore criticità legata alla serie di provini DTR3 è rappresentata dal più alto valore di rigidità secante a taglio, il cui fattore d'incremento medio risulta pari a 2,62.

Alla luce dei dati finora discussi si può affermare che la tipologia di rinforzo della serie DTR1 è la più efficace tra quelle che sono state oggetto di sperimentazione. I rinforzi diagonali si dimostrano quelli in grado di conferire al pannello la maggiore resistenza tangenziale di picco, congiuntamente ad una notevole capacità deformativa, analoga a quella esibita dalla serie DTR3. Inoltre, i rinforzi della serie DTR1 non modificano la rigidità originale del pannello e garantiscono una duttilità molto prossima a quella registrata per i provini della serie DTR2. Di fatto, la tipologia di rinforzo DTR1 racchiude in sé i vantaggi offerti dalle altre due configurazioni di rinforzo, superandone i rispettivi limiti.

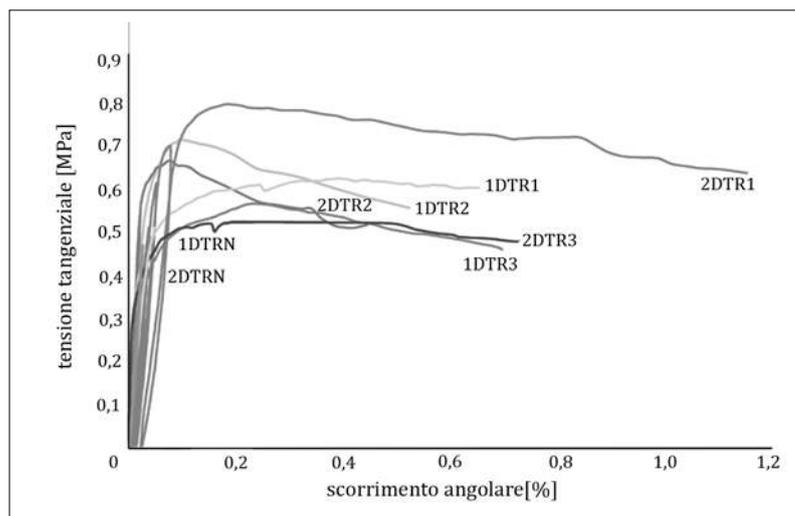


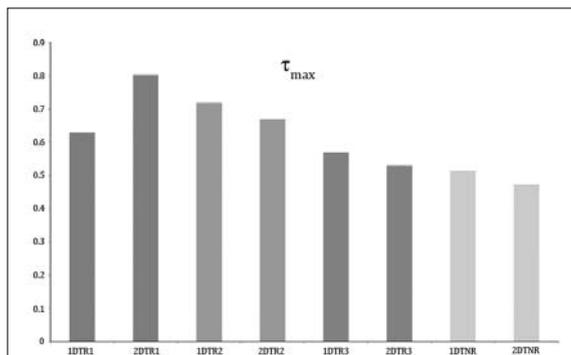
Fig. 9.56. - Confronto diagrammi  $\tau$ - $\gamma$ .

Provino	$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
1DTNR	0,51	0,05	0,05	1,54	1
2DTNR	0,47	0,03	0,03	2,03	1
1DTR1	0,63	0,27	0,64	2,1	2,4
2DTR1	0,8	0,19	1,11	2,17	5,9
1DTR2	0,72	0,09	0,52	2,40	5,8
2DTR2	0,67	0,08	0,38	3,35	4,7
1DTR3	0,57	0,24	0,68	4,31	2,8
2DTR3	0,55	0,31	0,72	5,02	2,4

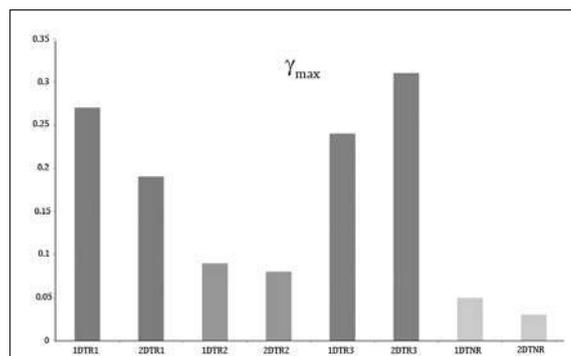
Tab. 9.7. - Risultati test diagonale.

serie	$\tau_{\max}$ [MPa]	$\gamma_{\max}$ [mm]	$\gamma_u$ [mm]	$G_e$ [GPa]	$\mu_{cd}$
DTNR	0,49	0,04	0,04	1,78	1
DTR1	0,72	0,23	0,88	2,14	4,1
DTR2	0,69	0,08	0,45	2,87	5,3
DTR3	0,55	0,27	0,71	4,67	2,6

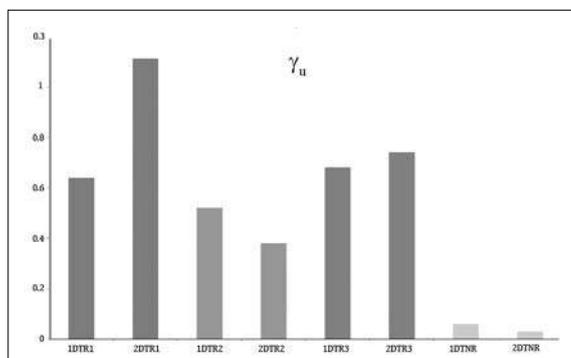
Tab. 9.8. - Valori medi delle serie testate.



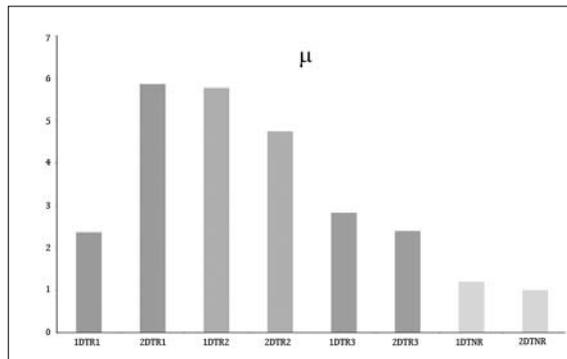
**Fig. 9.57.** - Istogrammi relativi alla tensione tangenziale massima registrata per ciascun pannello.



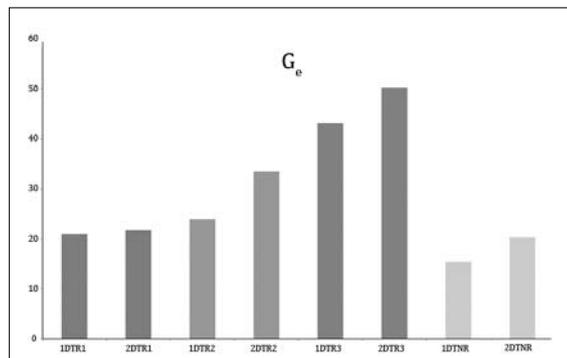
**Fig. 9.58.** - Istogrammi relativi allo scorrimento angolare registrato in corrispondenza del carico di picco per ciascun pannello.



**Fig. 9.59.** - Istogrammi relativi allo scorrimento angolare ultimo registrato per ciascun pannello.



**Fig. 9.60.** - Istogrammi relativi alla duttilità registrata per ciascun pannello.



**Fig. 9.61.** - Istogrammi relativi alla rigidezza secante a taglio registrata per ciascun pannello.

# 10. Prove su archi

La sperimentazione ha riguardato 18 modelli in scala 1:2 di archi in laterizio sottoposti ad un carico concentrato asimmetrico posto ad un quarto della luce (figura 10.1). Due modelli sono stati testati senza rinforzo, mentre i restanti sono stati rinforzati o in intradosso o in estradosso con quattro differenti compositi (tre a matrice cementizia e uno a matrice epossidica per effettuare un confronto).

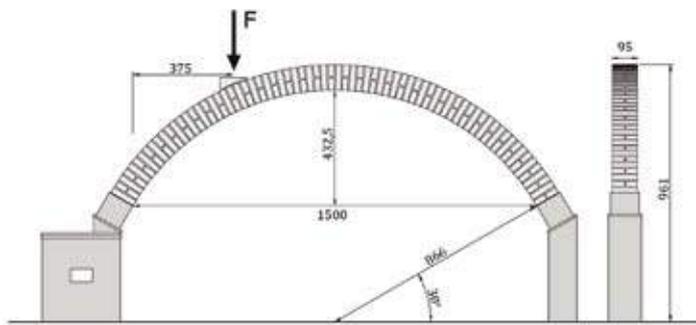


Fig. 10.1. - Geometria arco, misure in mm.

L'indagine sperimentale ha avuto come obiettivo principale la valutazione del comportamento meccanico degli archi indotto dall'applicazione dei compositi fibro-rinforzati. Il confronto fra i diversi sistemi di rinforzo è stato fatto a parità di superficie rinforzata.

### Preparazione dei modelli

Per la messa in opera dell'arco si è proceduto in modo simmetrico disponendo malta e mattoncini dai due piani d'imposta fino ad arrivare al giunto di chiave. Durante la costruzione del modello, il materiale è stato sorretto tramite una centina di legno, previa stesura della disarmina. Per semplificare il procedimento di posa e per dare la giusta inclinazione ai mattoncini, è stata creata una stampa in cui sono state rappresentate delle linee guida.

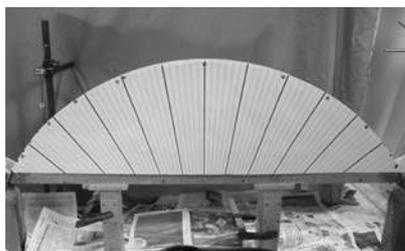


Fig. 10.2.

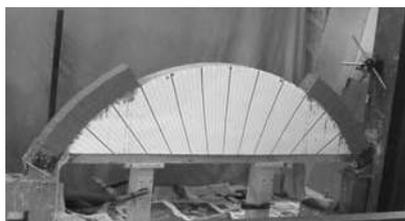


Fig. 10.3.

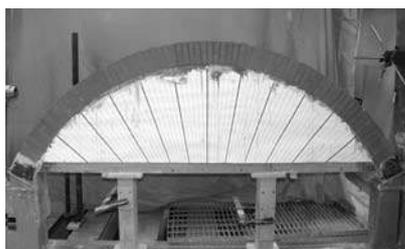


Fig. 10.4.



Fig. 10.5.

Fig. 10.2- 10.5 - Fasi costruttive dell'arco.

Ogni modello è costituito da 144 mattoncini di dimensione pari a  $21 \times 46 \times 95 \text{ mm}^3$ , tagliati con sega circolare munita di disco diamantato dallo spessore di 3 mm. Una volta completato l'arco, è stato lasciato riposare per alcuni giorni per permettere alla malta di far presa. Si è proceduto poi col levare la centina e permettere all'arco di entrare in tensione.

Nomenclatura dei modelli testati:

Per identificare i campioni sono state utilizzate le seguenti stringhe, dove  $n$  indica il numero del campione testato e l'ultima parte identifica il composito utilizzato:

- Archi non rinforzati

n-NR

- Archi rinforzati all'intradosso per tutto lo spessore, 95 mm.

n-iC-FRCM.....RUREDIL X MESH C10 M25;

n-iPBO-FRCM.....RUREGOLD® XR MURATURA;

n-iG-MSIKA.....Sika® Mono® Top-722 Mur/  
Sika® Wrap-350G Grid;

n-iC-FRP.....RUREDIL X WRAP 310;

- Archi rinforzati all'estradosso per tutto lo spessore, 95 mm.

n-eC-FRCM.....RUREDIL X MESH C10 M25;

n-ePBO-FRCM.....RUREGOLD® XR MURATURA;

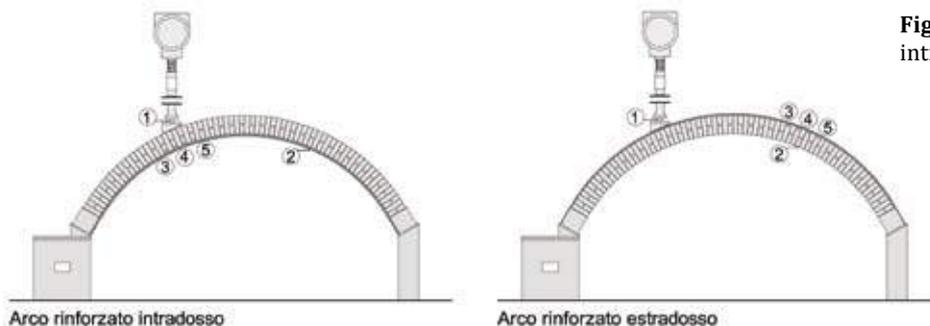
n-eG-MSIKA.....Sika® Mono® Top-722 Mur/  
Sika® Wrap-350G Grid;

n-eC-FRP.....RUREDIL X WRAP 310;

### Apparato di prova e procedure

Il carico è stato trasmesso, attraverso un dispositivo composto da un martinetto a vite, azionato mediante volano manuale, da una cella di carico da 10 kN del tipo (TCLP-10B tension/compression Load cell), un prolungamento cilindrico in acciaio, una cerniera sferica ed una piastra quadrata di acciaio spessa 20 mm e larga 100 mm poggiante su di un prisma a sezione triangolare di laterizio, incollato tramite Sikadur®-31 all'estradosso degli archi testati.

Gli strumenti utilizzati per l'acquisizione dati hanno consistito in due trasduttori di spostamento, modello CE a mensola, di cui uno ha registrato gli abbassamenti sotto il carico, in posizione 1, l'altro in posizione 2, è stato posto simmetricamente al primo, e tre trasduttori omega (3,4,5), modello PI-2-50, sono stati posizionati sul limite inferiore dell'archivolto in direzione del carico per gli archi rinforzati all'intradosso e simmetricamente sul limite superiore dell'archivolto per gli archi rinforzati all'estradosso.



**Fig. 10.6** -Strumentazione arco rinforzato in intradosso e in estradosso.

Per gli archi non rinforzati sono stati utilizzati solo i due trasduttori di spostamento, modello CE a mensola, (1-2), posizionati come sopra. Ogni prova, di tipo monotonic, è stata condotta in controllo di spostamenti imponendo piccoli abbassamenti me-

dianche il volano manuale. Ogni prova è stata caratterizzata da un'attenta ispezione visiva dell'arco cercando di registrare il maggior numero d'informazioni possibili sul comportamento della struttura, sulla cronologia e modalità di apertura delle cerniere, nonché sulle possibili fessurazioni e schiacciamento della muratura.

Per ogni modello di arco, nel diagramma carico spostamento sono stati identificati i punti caratteristici e determinati i principali parametri meccanici come visto nel capitolo sesto, a pagina 142 nel paragrafo "interpretazione dei diagrammi carico-spostamento".

In particolare sono stati determinati il carico di picco, la rigidità tangente corrispondente al coefficiente angolare della retta tangente al tratto lineare, la duttilità cinematica che esprime lo scostamento dal comportamento perfettamente elastico (e quindi tiene conto della duttilità prima del picco) e infine la duttilità cinematica disponibile che tiene conto del comportamento deformativo nella fase post picco, considerando come valore ultimo lo spostamento corrispondente all'80% del carico.

### 9.1. Archi non rinforzati

Entrambi gli archi non rinforzati, 1-NR e 2-NR, hanno mostrato il comportamento meccanico previsto, ossia la formazione delle 4 cerniere alternate e quindi la trasformazione degli archi in un meccanismo.

#### Arco 1-NR

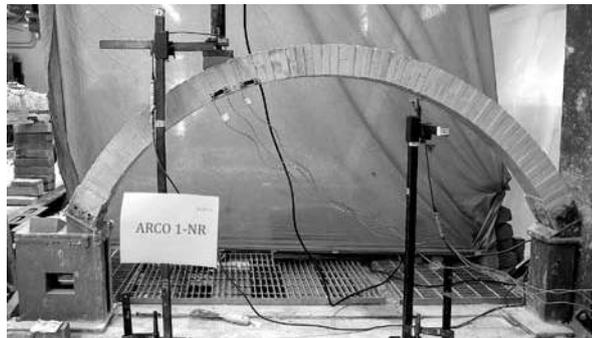


Fig. 10.6 - Arco 1-NR.

La prima cerniera ad aprirsi è stata quella nella parte estradosale in corrispondenza della verticale del carico, (1), per un carico pari a 400 N e relativo abbassamento pari a 0,059 mm. La seconda cerniera si è aperta al 50° ricorso da sinistra, in posizione simmetrica alla prima ma nella parte intradosale dell'arco, (2). In seguito si sono aperte, la cerniera lungo il primo giunto di malta, in corrispondenza dell'appoggio di sinistra all'intradosso, (3) e poi simmetricamente lungo il primo ricorso di malta nella parte estradosale dell'arco, (4).



Fig. 10.7. - Cerniera 1.

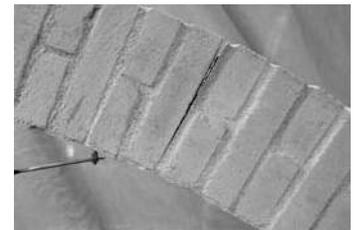


Fig. 10.8. - Cerniera 2.

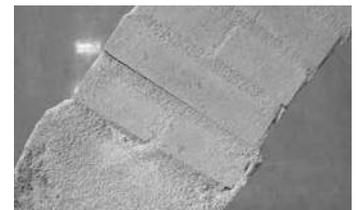


Fig. 10.9. - Cerniera 3.

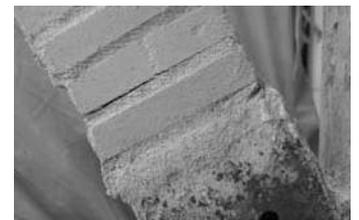


Fig. 10.10. - Cerniera 4.

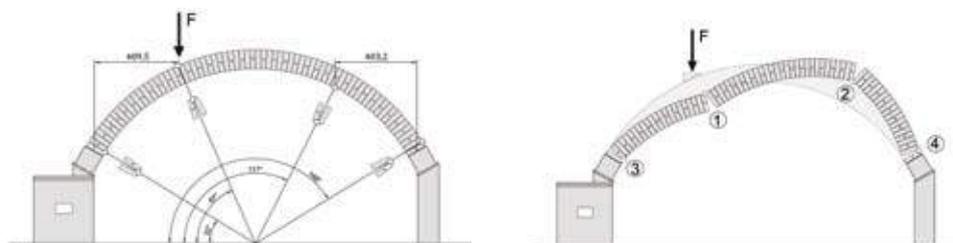


Fig. 10.11.-10.12. - Cinematismo Arco 1-NR

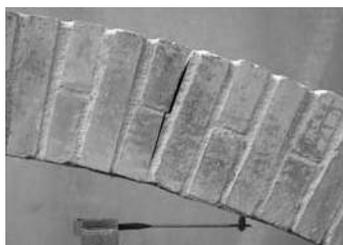


Fig. 10.14. - Cerniera 1.



Fig. 10.15. - Cerniera 2.



Fig. 10.16. - Cerniera 3.

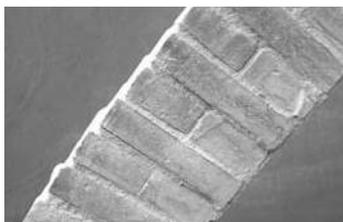


Fig. 10.17. - Cerniera 4.

### Arco 2-NR

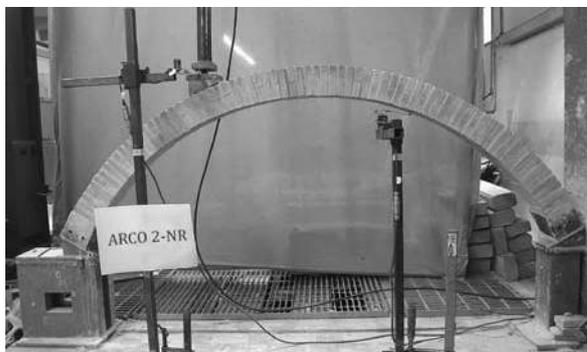


Fig. 10.13 - Arco 2-NR.

La prima cerniera ad aprirsi è stata quella nella parte intradosale in corrispondenza del 46° ricorso di malta, (1), per un valore del carico pari a 550 N e relativo abbassamento di 0,11 mm. Sotto la verticale del carico, nella parte estradosale, si è aperta al 24° ricorso da sinistra la seconda cerniera per un carico pari a circa 900 N, (2). In seguito si sono aperte, la cerniera nel 1° giunto di malta, in corrispondenza dell'appoggio di destra all'estradosso, (3), e poi nel 2° ricorso di malta nella parte intradosale dell'arco, (4).

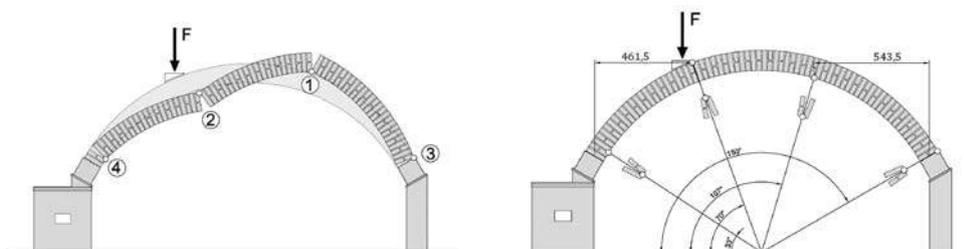


Fig. 10.18.-10.19. - Cinematismo Arco 2-NR

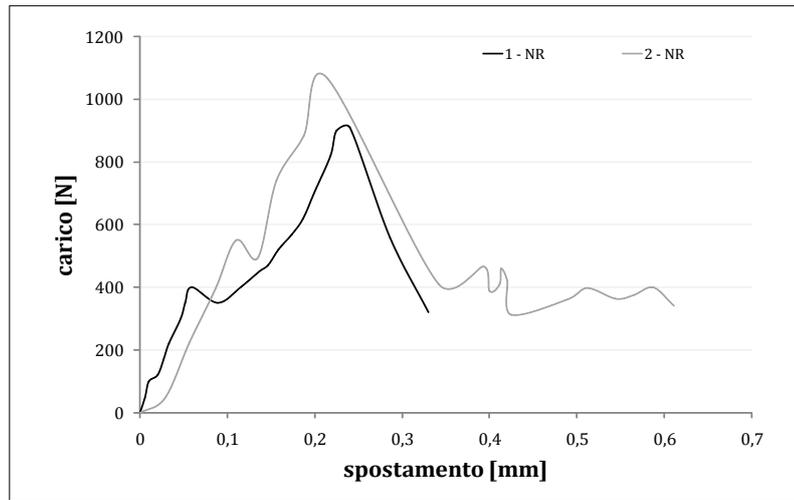


Fig. 10.20. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi non rinforzati.

Provino	$F_{max}$ [N]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1 - NR	910	7179	1,85	1,10
2 - NR	1066	6197	1,11	1,18
valore medio	988	6689	1,48	1,14
dev. standard	110,4	694,05	0,51	0,063
coef. di variazione [%]	11,17	10,37	35,05	5,52

Tab. 10.1.



Fig. 10.21.



Fig. 10.22.



Fig. 10.23.



Fig. 10.24.

Fig. 10.21-10.24. Applicazione del rinforzo a matrice polimerica CFRP

## 10.2. Archi rinforzati

La campagna sperimentale ha previsto, per ogni tipo di rinforzo testato, la sperimentazione di due archi rinforzati rispettivamente all'intradosso e all'estradosso per tutta la lunghezza di superficie e per tutto lo spessore.

L'applicazione dei compositi fibro-rinforzati a matrice cementizia non prevede particolari trattamenti sulle superfici dell'arco se non un'accurata pulizia e l'eliminazione della malta in eccesso o poco connessa.

Dopo aver inumidito la superficie muraria da rinforzare, si è proceduto nell'applicazione di un primo strato di matrice cementizia di circa 3 mm di spessore, quindi è stata applicata la rete di fibra abbinata e infine di un altro strato di matrice del medesimo spessore di quello precedente.

Per l'applicazione dei compositi a matrice organica, oltre all'eliminazione della malta in eccesso, prima dell'applicazione della matrice è stato necessario stendere sulla superficie da rinforzare una resina epossidica speciale ad alto potere impregnante, detta Primer. Aspettati i tempi necessari per l'asciugatura dello strato impregnante, si è proceduto con una prima stesura della matrice polimerica, quindi della fibra di carbonio unidirezionale e di un secondo ed ultimo strato di matrice epossidica.

### 10.2.1. Archi rinforzati all'intradosso con RUREDIL X MESH C10 M25

#### Arco 1-iC-FRCM

Controllando i dati registrati durante la prova e dalla diretta osservazione della prova, è stato possibile ricostruire l'ordine di apertura delle cerniere. A circa 1600 N, corrispondenti ad un abbassamento pari a 0,376 mm, si è aperta la prima cerniera al 24° ricorso di malta, partendo dall'imposta destra e successivamente, a circa 3000 N, si è registrata la perdita della linearità nel diagramma carico spostamento. A 3000 N è stato registrato un abbassamento pari a 0,732 mm. Per la presenza di un tratto con pendenza inferiore nel diagramma carico spostamento, si è ipotizzato o l'apertura della cerniere all'imposta di sinistra o un ulteriore danneggiamento del rinforzo sotto il carico. Questa fase è proseguita fino al raggiungimento del carico di picco pari a 7140 N cui corrisponde lo schiacciamento della muratura visibile nei dintorni del punto di applicazione del carico ed un abbassamento di 3,3 mm.

#### Arco 2-iC-FRCM

L'apertura della prima cerniera si è realizzata lungo il 19° ricorso di malta per un valore del carico pari a circa 1500 N, corrispondenti ad un abbassamento di 0,29 mm. All'apertura della cerniera è seguita la perdita della linearità del primo tratto nel diagramma carico spostamento a circa 3800 N nei dintorni del punto di applicazione del carico e l'apertura della seconda cerniera lungo il 2° ricorso di malta dall'imposta di sinistra, per un valore del carico prossimo ai 4000 N. Per quest'ultimo valore del carico è stato registrato un abbassamento pari a 0,889 mm. In linea con l'arco precedente, raggiunto il carico di picco per 6989 N, è stata osservata una rottura di tipo fragile dovuta allo schiacciamento della muratura nei dintorni del punto di applicazione del carico ed è stato registrato un abbassamento pari a 2,84 mm.

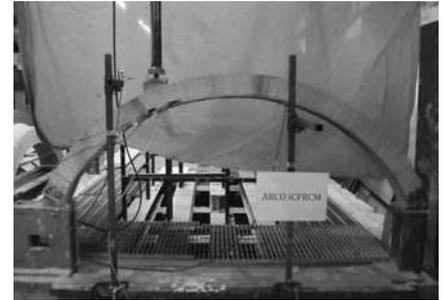


Fig. 10.25.- Arco 1-iC-FRCM.

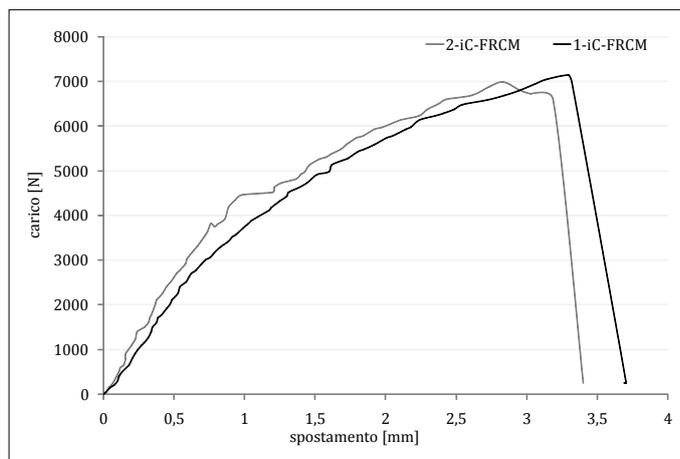


Fig. 10.26. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati iCFRCM.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-iCFRCM	7140	3,30	4432	2,03	1,02
2-iCFRCM	6989	2,84	4867	1,95	1,16
valore medio	7064,5	3,07	4650	1,99	1,09
dev. standard	106,77	0,33	307,30	0,05	0,09
coef. di variazione [%]	1,51	10,64	6,61	2,61	8,64

Tab. 10.2.

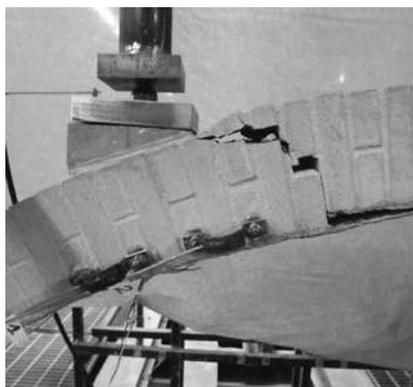


Fig. 10.27.

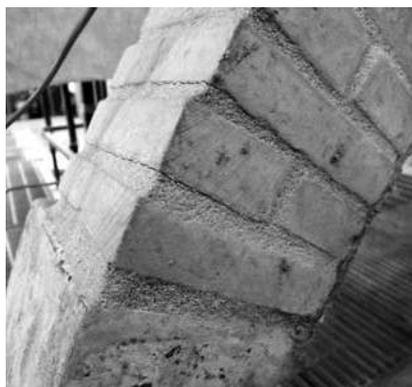


Fig. 10.28.



Fig. 10.29.

Fig. 10.27.- 10.29.- Modalità di rottura arco iCFRCM.

## 10.2.2. Archi rinforzati all'intradosso con RUREGOLD® XR MURATURA

### Arco 1-iPBO-FRCM

La curva carico-spostamento, dopo un primo tratto rigido, ha presentato un cambio di pendenza dovuto all'apertura di una prima cerniera in corrispondenza del 22° ricorso di malta partendo dall'imposta di destra. All'aumentare dello spostamento, questa prima cerniera si è chiusa aprendone un'altra lungo il 19° ricorso per un carico di circa 4000 N. A questo valore del carico corrisponde un abbassamento di 0,916 mm. La cerniera appena aperta, si è poi richiusa portando all'apertura di una cerniera definitiva al 15° ricorso. L'apertura di questa cerniera è avvenuta per un carico pari a circa 5000 N con relativo abbassamento pari a 1,752 mm ed è stata identificata come la prima cerniera reale. La seconda cerniera avrebbe voluto realizzarsi in corrispondenza della verticale del carico, ma questa volontà, essendo stata impedita dal rinforzo, ha portato allo schiacciamento della muratura per un valore pari a 5280 N; valore che ha rappresentato la forza massima raggiunta e corrispondente ad un abbassamento pari a 2,64 mm. Dopo il raggiungimento del carico massimo è seguita l'apertura di una lesione in corrispondenza dell'imposta di destra, al 1° ricorso di malta.

### Arco 2-iPBO-FRCM

Dopo un primo tratto rigido individuato sul tratto lineare del percorso di equilibrio della curva, la prima cerniera si è aperta per un carico di circa 2000 N in corrispondenza del 21° ricorso di malta dall'imposta di destra e con un abbassamento pari 0,192 mm. L'apertura della seconda cerniera ha avuto luogo in corrispondenza del 3° giunto di malta dall'imposta di sinistra per un valore pari a circa 4000 N con relativo abbassamento pari a 0,422 mm. Come per il caso precedente la terza cerniera avrebbe voluto aprirsi in corrispondenza della verticale del carico ma il rinforzo, opponen-



Fig. 10.30.- Arco 2-iPBO-FRCM.

dosi a questa volontà, ha provocato lo schiacciamento della muratura per un valore pari a 5872 N. Quest'ultimo valore ha rappresentato il carico massimo raggiunto dall'arco con relativo abbassamento pari a 1,543 mm. In seguito si è verificata la fessurazione lungo il 2° ricorso di malta dall'imposta di sinistra, la cui apertura è stata impedita dal rinforzo.

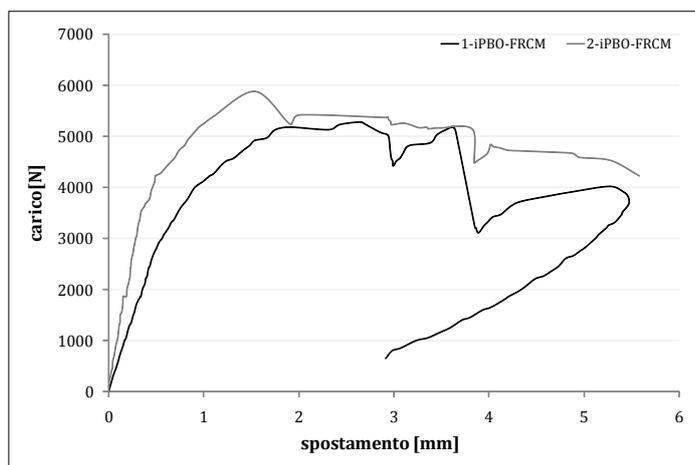


Fig. 10.31. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati iPBOFRCM.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-iPBO-FRCM	5280	2,64	5510	2,77	1,42
2-iPBO-FRCM	5672	1,74	11656	3,64	2,12
Valore medio	5476	2,19	8583	3,20	1,77
Dev. standard	277,19	0,64	4345,75	0,62	0,49
Coef. variazione [%]	5,06	29,02	50,63	19,25	27,96

Tab. 10.3.



Fig. 10.32.

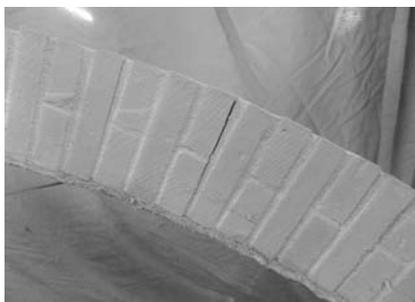


Fig. 10.33.



Fig. 10.34.

Fig. 10.32.- 10.34.- Modalità di rottura arco iPBOFRCM.

### 10.2.3. Archi rinforzati all'intradosso con Sika® Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid

#### Arco 1-iG-MSIKA

L'arco rinforzato all'intradosso con tipologia G-MSika, ha presentato nel diagramma carico-spostamento un tratto lineare fino alla formazione della prima cerniera al 23° ricorso di malta dall'imposta di destra. La cerniera si è formata per un valore del carico pari a circa 3000 N con un abbassamento pari a 0,34 mm. La formazione della seconda cerniera si è avuta intorno ai 5000 N in corrispondenza del 4° giunto di malta partendo dall'imposta di sinistra con un abbassamento relativo pari a 2,10 mm. La terza cerniera avrebbe voluto formarsi sotto la verticale del carico, ma questo è stato impedito dalla presenza del rinforzo, fino a quando la matrice stessa del composito è venuta meno aprendo una fessura per tutta la larghezza del rinforzo. Contemporaneamente a quanto appena detto, la prima cerniera è migrata dal 23° al 13° ricorso di malta e dal 4° al 1° giunto dell'imposta di sinistra. A questo punto l'arco ha cambiato assetto e si è verificata l'espulsione di materiale murario dalla parte estradossale vicino l'imposta di destra.

#### Arco 2-iG-MSIKA

Come per il primo arco, anche in questo caso la prima cerniera si è aperta per un carico di circa 3000 N con relativo abbassamento pari a 0,30 mm, in corrispondenza del 19° ricorso di malta dall'imposta di destra. A questa prima cerniera è seguita, quasi contemporaneamente, l'apertura della seconda cerniera in corrispondenza del 2° giunto di malta dall'imposta di sinistra. Il carico massimo è stato registrato per un valore pari a 4898 N, con abbassamento pari a 1,17 mm, per l'apertura di una cerniera in corrispondenza della verticale di applicazione del carico lungo il 24° ricorso di malta. In seguito, si è verificata la fessurazione del 2° ricorso di malta dell'imposta di sinistra, la cui apertura è stata impedita dal rinforzo.

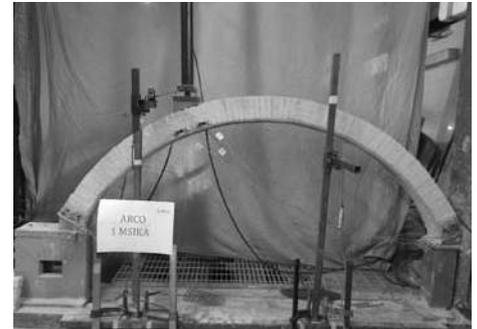


Fig. 10.35-Arco 1-iGMSIKA.

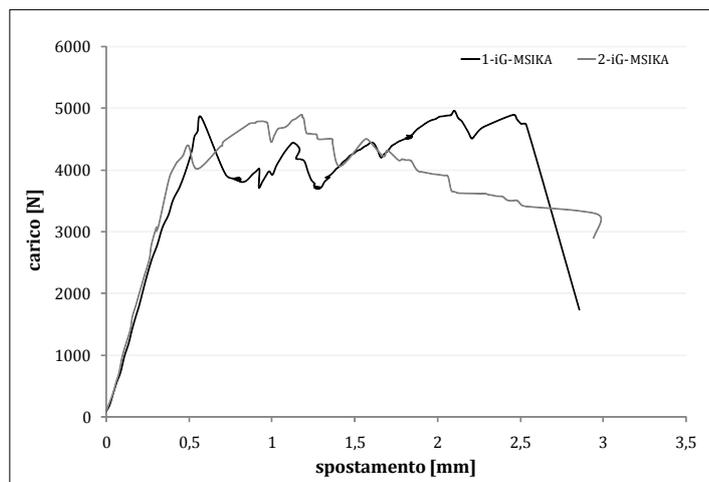


Fig. 10.36. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati iG-MSIKA.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-iG-MSIKA	4954	2,10	8510	3,68	1,24
2-iG-MSIKA	4898	1,17	9489	3,15	1,59
valore medio	4926,04	1,64	9000	3,41	1,42
dev. standard	39,98	0,66	692,07	0,37	0,24
coef. di variazione [%]	0,81	40,39	7,69	10,99	17,25

Tab. 10.4.

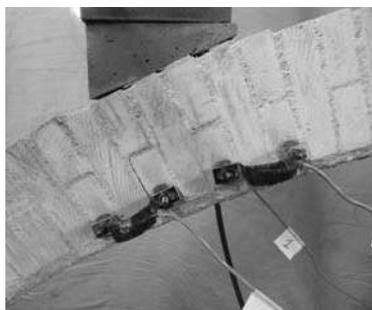


Fig. 10.37.



Fig. 10.38.



Fig. 10.39.

Fig. 10.37.- 10.39.- Modalità di rottura arco iG-MSIKA.

#### 10.2.4. Archi rinforzati all'intradosso con RUREDIL X WRAP 310

##### Arco 1-iC-FRP

La prima cerniera si è formata al 20° ricorso di malta partendo dall'imposta di destra, per un carico pari a circa 4000 N e abbassamento relativo pari a 1,24 mm. La seconda cerniera si è verificata nel primo giunto di malta dell'imposta di sinistra per un carico pari a circa 10000 N ed abbassamento relativo pari a 2,27 mm. Le lesioni hanno interessato sia i giunti di malta che il laterizio, in particolare nella parte dell'archivolto in prossimità dell'applicazione del carico, fig.10.41. All'aumentare dello spostamento si è assistito alla chiusura e successiva migrazione della prima cerniera dal ricorso 20 al 22°, per un valore pari a circa 13000 N. Per quest'ultimo valore del carico si è registrato un abbassamento pari a 2,89 mm. A questo punto si sono verificati fenomeni di scorrimento nell'interfaccia tra la matrice e il supporto murario e un'ulteriore chiusura e migrazione della prima cerniera dal 22° al 15° ricorso di malta dall'imposta di destra. Nel momento in cui è stata raggiunta la forza massima per un valore pari a 15198 N, con abbassamento pari a 4,41 mm, la muratura ha subito lo schiacciamento e la matrice ha delaminato dal supporto. Contemporaneamente si è aperta un'ultima cerniera corrispondente al 12° ricorso di malta dall'imposta di destra.

##### Arco 2-iC-FRP

Il secondo arco rinforzato con matrice polimerica all'intradosso ha mostrato un comportamento molto simile al caso precedente. L'apertura della prima cerniera al 20° ricorso di malta è avvenuta per un valore del carico di poco superiore ai 4000 N con un abbassamento pari a 0,91 mm. La seconda cerniera si è aperta al 2° ricorso dall'imposta di sinistra per circa 12000 N con relativo abbassamento pari a 2,39 mm. Anche in questo caso si è verificata la chiusura e la migrazione della prima cerniera dal

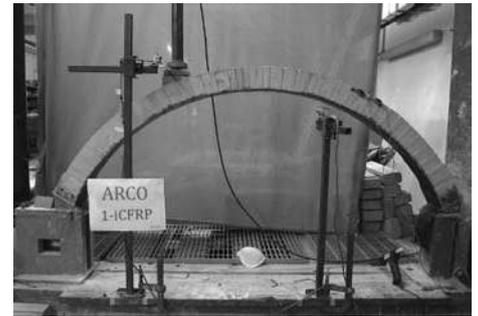


Fig. 10.40. - Arco 1-iCFRP



Fig. 10.41. - Arco 1-iCFRP

20° al 23° ricorso. Inoltre, si è manifestata una fessurazione longitudinale sull'archivolto che ha interessato la parte maggiormente sollecitata, ossia quella che precede e segue la verticale del carico. La forza massima registrata è pari a 14941 N, per tale valore è avvenuto allo schiacciamento della muratura, la delaminazione della matrice dal supporto e un abbassamento pari a 3,58 mm.

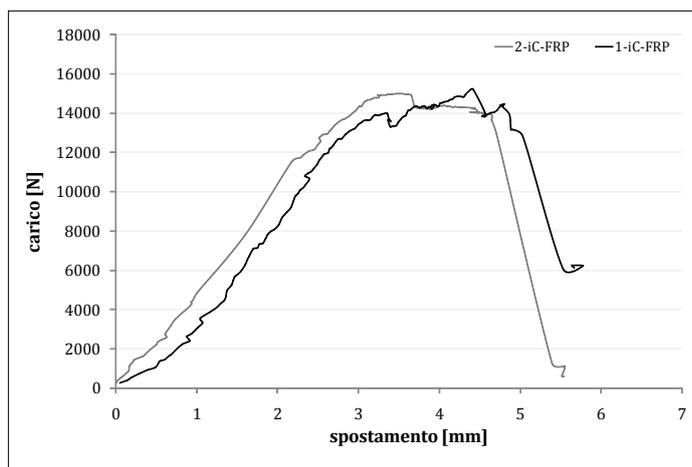


Fig. 10.42. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati iC-FRP.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-iC-FRP	15198	4,41	5329	1,37	1,15
2-iC-FRP	14941	3,58	5146	1,20	1,32
valore medio	15069,4	4,00	5238	1,28	1,23
dev. standard	182,11	0,58	129,25	0,12	0,12
coef. di variazione [%]	1,21	14,74	2,47	9,15	10,16

Tab. 10.5.

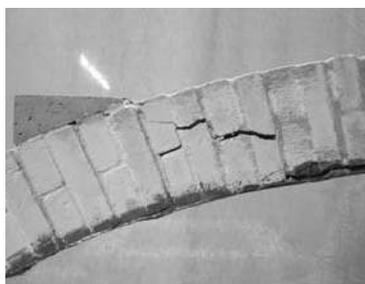


Fig. 10.43.



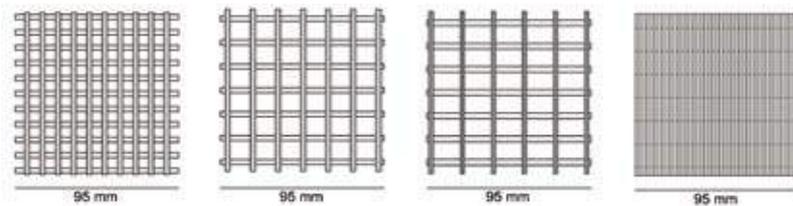
Fig. 10.44.



Fig. 10.45.

Fig. 10.43.- 10.45.- Modalità di rottura arco iC-FRP.

La sperimentazione condotta sugli archi rinforzati con le quattro differenti tipologie di composito considerato è stata eseguita a parità di superficie rinforzata.



**Fig. 10.46.** - Confronto reti a parità a parità di larghezza rinforzata.

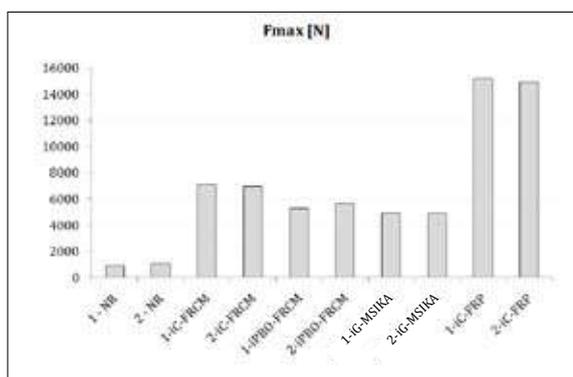
Come illustrato in figura 10.46, a parità di dimensione del placaggio si hanno però differenti quantitativi di fibra di rinforzo. In particolare in tabella 10.6 sono riportati i quantitativi di fibra nella sezione retta e la superficie per unità di lunghezza.

Dai risultati ottenuti appare evidente l'influenza della percentuale di fibra presente all'interno della lamina di rinforzo sul comportamento dei modelli testati. Difatti, escludendo dal confronto il composito a matrice polimerica, il sistema di rinforzo C-FRCM si è mostrato più efficace in termini di forza massima registrata, mostrando un incremento del 615 % rispetto l'arco non rinforzato, ma il più debole dal punto di vista della capacità deformativa. Nel caso del sistema C-FRCM per il quale il rapporto fibra/matrice è pari a circa lo 0,78 %, si evidenzia la rottura di tipo fragile che interessa entrambi gli archi testati e che può essere accomunata con gli archi rinforzati con C-FRP. Per il sistema di rinforzo PBO-FRCM il rapporto fibra/matrice è pari allo 0,23 %, inferiore quindi, al sistema C-FRCM e molto simile al sistema G-MSIKA. La minore percentuale di fibra contenuta nella lamina di rinforzo, unita alle prestazioni meccaniche della matrice cementizia abbinata, mostra per entrambi gli archi rinforzati con PBO-FRCM, una migliore duttilità conferita alla struttura a discapito della forza massima, per la quale si registra un incremento del 454 % rispetto gli archi non rinforzati. Per gli archi

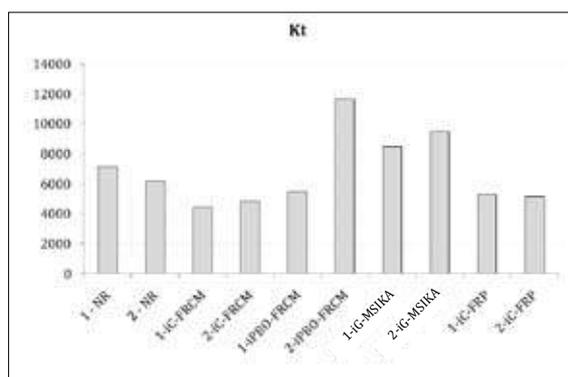
rinforzati con G-MSIKA, si evidenzia un comportamento simile al caso precedente registrando un incremento della forza massima del 398 % rispetto agli archi non rinforzati e una migliore duttilità della struttura.

**Tab. 10.6.** - Incremento percentuale in termini di carico massimo.

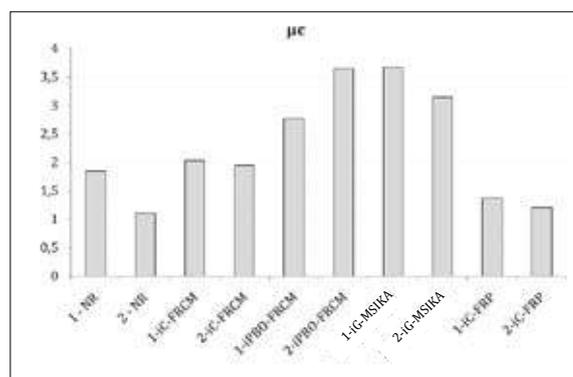
Provino	fibra/matrice	$F_{max}$ [N]	incremento [%]
Arco NR		988	
iC-FRCM	0,78%	7065	615,0
iPBO-FRCM	0,23%	5476	454,3
iG-MSIKA	0,21%	4926	398,6
iC-FRP		15070	1425,3



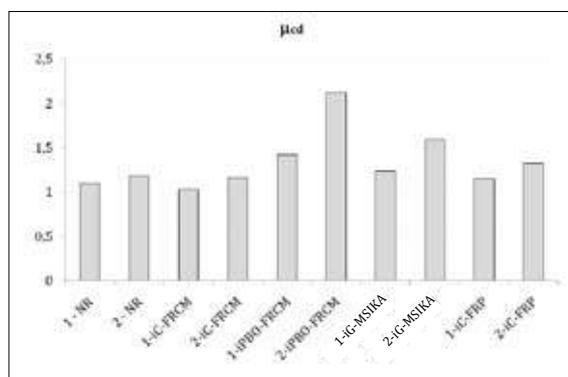
**Fig. 10.47.** - Istogrammi relativi alla forza massima registrata per ciascun arco.



**Fig. 10.48.** - Istogrammi relativi alla rigidezza tangente registrata per ciascun arco.



**Fig. 10.49.** - Istogrammi relativi alla duttilità cinematica registrata per ciascun arco.



**Fig. 10.50.** - Istogrammi relativi alla duttilità cinematica disponibile registrata per ciascun arco.

### 10.2.5. Archi rinforzati all'estradosso con RUREDIL X MESH C10 M25

#### Arco 1-eC-FRCM

Dall'osservazione diretta della prova e controllando i dati registrati, è stato possibile ricostruire l'ordine di apertura delle cerniere. Il diagramma carico-spostamento, dopo un primo tratto lineare, ha mostrato un tentativo di scorrimento lungo il primo giunto all'imposta destra, tentativo impedito dalla presenza del rinforzo. Quanto detto è avvenuto per un carico pari a circa 3000 N con relativo abbassamento pari a 0,614 mm. Il diagramma ha ripreso la linearità del primo tratto, ma con rigidezza inferiore, fino all'apertura della prima cerniera che si è verificata per un carico poco superiore a 5000 N con un abbassamento di 1,64 mm, lungo il 24° giunto di malta dall'imposta di sinistra. A questo punto l'arco avrebbe voluto aprire una seconda cerniera, simmetricamente alla prima, ma questo è stato impedito dal rinforzo. Ciò ha portato al manifestarsi di una lesione a livello della matrice al raggiungimento del carico massimo, 8500 N, con relativo abbassamento di 8,8 mm. Si è registrata, quindi, una perdita di carico di circa 500 N; l'arco ha cominciato a scorrere verso l'esterno ed ha cercato di aprire la cerniera lungo il primo ricorso di malta nell'imposta di sinistra con fessurazione della matrice e rete a vista. Contemporaneamente si è assistito alla chiusura e migrazione della prima cerniera dal 24° ricorso al 21°. L'incremento dello spostamento è continuato fino alla rottura completa del composito lungo il 24° ricorso di malta dall'imposta di destra.

#### Arco 2-eC-FRCM

Come per l'arco precedente si è evidenziata una perdita della linearità del diagramma carico spostamento per un carico pari a circa 3000 N e relativo abbassamento pari 0,29 mm. Questo è dipeso probabilmente dal tentativo di scorrimento verso l'esterno, tenta impedito dalla presenza del rinforzo lungo il primo giunto di mal-

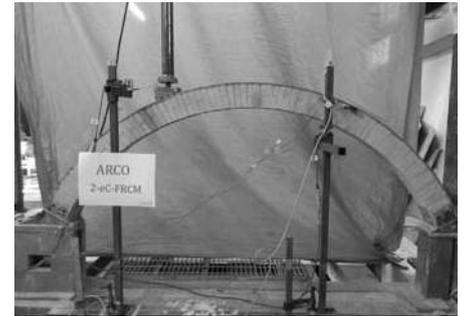


Fig. 10.51. - Arco 2-eC-FRCM

ta. La curva ha poi ripreso linearità ma con pendenza leggermente inferiore fino all'apertura della prima cerniera per un carico pari a circa 5600 N e relativo abbassamento pari a 1,69 mm, lungo il 2° giunto di malta dall'imposta di sinistra. La presenza del rinforzo ha impedito l'apertura della cerniera simmetrica alla prima ed ha portato alla fessurazione lungo il 1° ricorso di malta, dall'imposta di sinistra, e ad un accenno di scorrimento all'imposta di destra. Per un carico massimo pari a 8680 N e relativo abbassamento pari 7,92, il rinforzo ha ceduto fessurandosi sia lungo il 2° giunto di malta, dall'imposta di destra, e sia lungo il 2° giunto di malta dall'imposta di sinistra.

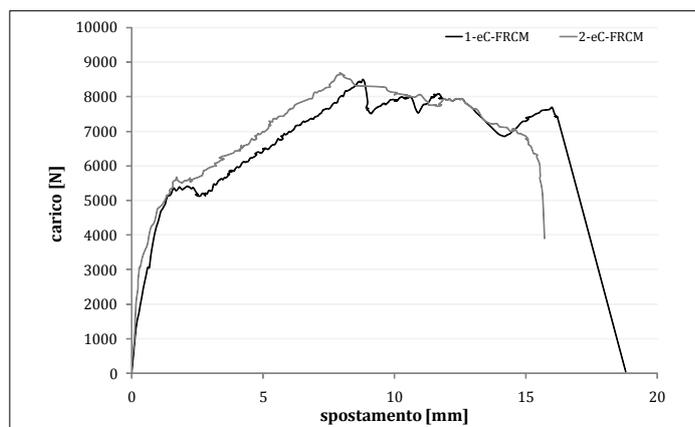


Fig. 10.52. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati eC-FRCM.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-eC-FRCM	8500	8,8	3344,48	3,83	1,81
2-eC-FRCM	8680	7,9	2725,93	3,24	1,86
valore medio	8590	8,4	3035	3,53	1,83
dev. Standard	127,28	0,62	437,38	0,42	0,035
coef. di variazione [%]	1,48	7,44	14,41	11,74	1,90

Tab. 10.7.



Fig. 10.53. - 10.54. - 10.55.- Modalità di rottura arco eC-FRCM.

### 10.2.6. Archi rinforzati all'intradosso con RUREGOLD® XR MURATURA

#### Arco 1-ePBO-FRCM

L'apertura della prima cerniera è avvenuta per un carico pari a circa 4000 N, alla fine del primo tratto lineare della curva carico-spostamento, precisamente lungo il 23° giunto di malta dall'imposta di sinistra. Al suddetto valore del carico corrisponde il relativo abbassamento pari a 1,39 mm. Dopo una prima perdita di carico di circa 600 N, la curva ha ripreso con una pendenza inferiore alla precedente, fino a raggiungere il carico di picco. Durante questa fase, nel primo tronco dell'arco, vicino alle imposte sulla parte estradosale di sinistra, si è notata la formazione di 3 fessurazioni superficiali della matrice. Difatti, all'imposta di sinistra, si è realizzata una fessura che interessa il 1° ricorso di malta, ma l'apertura della cerniera è stata impedita dalla presenza del rinforzo. Raggiunto il carico di picco per un valore pari a 4968 N, si è verificata la fessurazione della matrice con rete di PBO a vista, in corrispondenza della lesione precedente, ossia lungo il primo ricorso di malta dall'imposta di sinistra e contemporaneamente si è realizzato lo scorrimento verso la parte esterna del secondo tronco dell'arco, lungo il primo giunto di malta.

#### Arco 2-ePBO-FRCM

La prima cerniera si è realizzata alla fine del tratto lineare del diagramma carico spostamento per un valore del carico pari a circa 4600 N e con un abbassamento pari a circa 2 mm. Dopo una prima perdita di carico di circa 200 N, la curva ha ripreso con una leggera pendenza fino a raggiungere il carico di picco, 4813 N. Durante questa fase, si è evidenziata la fessurazione lungo il 25° ricorso di malta, dall'imposta di destra, ma l'apertura della cerniera è stata impedita dalla presenza del rinforzo che nel frattempo ha presentato una leggera lesione lungo la parte

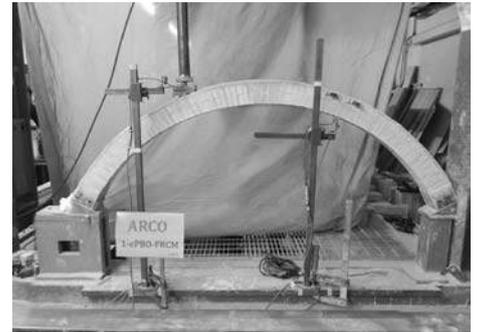


Fig. 10.55. - Arco 1-ePBO-FRCM

estradosale della matrice. Raggiunto il carico di picco, si è verificata la rottura della matrice lungo il 2° ricorso di malta e contemporaneamente lo scorrimento verso l'esterno dell'imposta destra come per il caso precedente.

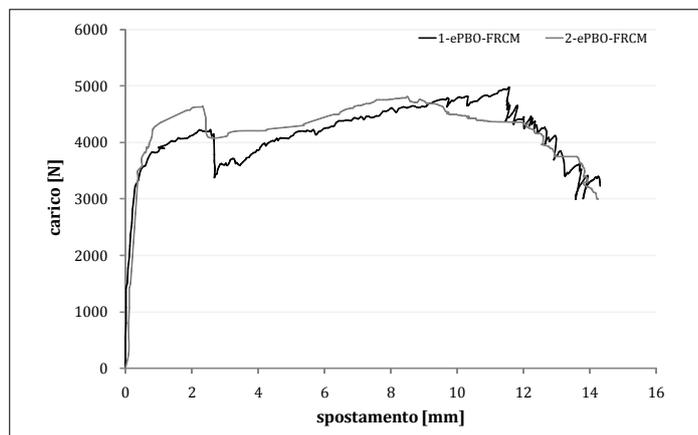


Fig. 10.56. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati ePBO-FRCM.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-ePBO-FRCM	4968	11,57	16221,55	20,32	1,11
2-ePBO-FRCM	4813	8,51	9946,04	19,46	1,51
valore medio	4890	10,0	13084	19,89	1,31
dev. standard	109,33	2,16	4437,46	0,60	0,29
coef. di variazione [%]	2,24	21,54	33,92	3,04	21,76

Tab. 10.8.



Fig. 10.57.

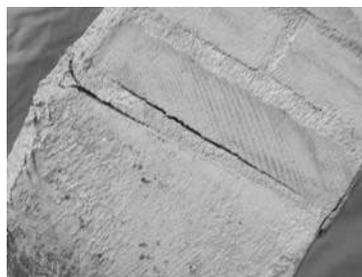


Fig. 10.58.



Fig. 10.59.

Fig. 10.57.- 10.59.- Modalità di rottura arco ePBO-FRCM.

### 10.2.7. Archi rinforzati all'intradosso con Sika® Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid

#### Arco 1-eG-MSIKA

L'arco rinforzato all'estradosso con il sistema della Sika, ha aperto la prima cerniera per un carico pari a circa 1500 N e un abbassamento di soli 0,6 mm, evidenziando la poca deformabilità della matrice del composito. A questo evento, è seguita una perdita di carico pari a circa 250 N per poi riprendere fino a raggiungere il carico di picco. Durante questa fase il rinforzo ha impedito la formazione di una cerniera lungo il 29° giunto di malta, dall'imposta di destra, dove si è osservata la formazione di una piccola fessura e allo stesso tempo si è notata la formazione di una fessura sulla matrice del composito lungo il 7° ricorso di malta. Raggiunto il carico di picco, pari a 3781 N, si è manifestata la fessurazione del composito lungo il primo ricorso di malta all'imposta di sinistra e lo scorrimento verso l'esterno lungo il primo ricorso di malta all'imposta di destra.

#### Arco 2-eG-MSIKA

Il secondo arco rinforzato ha mostrato un comportamento quasi analogo al primo aprendo la prima cerniera per un carico pari a circa 1900 N in corrispondenza di un abbassamento di soli 0,8 mm. A questo, è seguita una perdita di carico pari a circa 220 N per poi riprendere fino a raggiungere il carico di picco, 3984 N. In questa fase, incrementando lo spostamento, si è verificata la fessurazione della matrice estradosale del composito su tre punti corrispondenti rispettivamente al 3° e 5° ricorso di malta dall'imposta di sinistra e una piccola lesione lungo il 28° ricorso di malta. Raggiunto il carico di picco, si è verificata la rottura del composito lungo il 3° ricorso di malta, dall'appoggio di sinistra, e lo scorrimento verso l'esterno lungo il primo ricorso di malta nell'imposta di destra



Fig. 10.60. - Arco 2-eG-MSIKA.

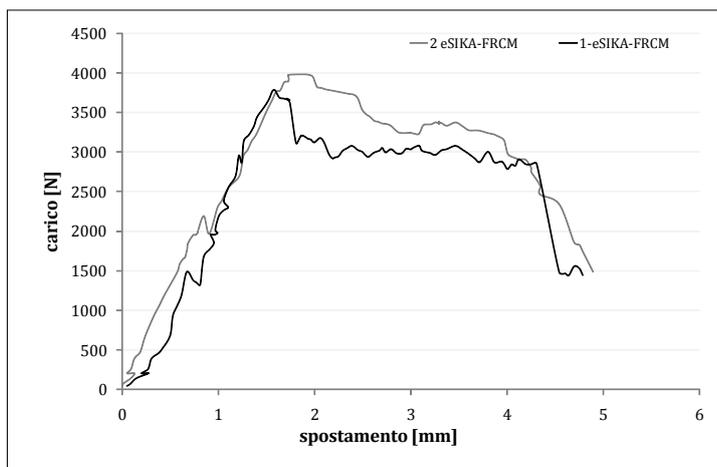


Fig. 10.61. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati eG-MSIKA.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-eG-MSIKA	3781	1,59	4677	1,37	1,34
2-eG-MSIKA	3984	1,90	2524	1,22	2,04
valore medio	3882,5	1,74	3601	1,29	1,69
dev. standard	143,69	0,22	1522,87	0,10	0,50
coef. di variazione [%]	3,70	12,50	42,30	8,10	29,54

Tab. 10.9.



Fig. 10.62.



Fig. 10.63.

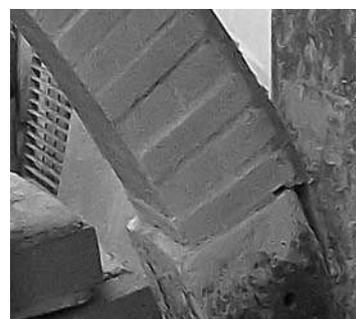


Fig. 10.64.

Fig. 10.62.- 10.64.- Modalità di rottura arco eG-SIKA.

### 10.2.7. Archi rinforzati all'intradosso con RUREDIL X WRAP 310

#### Arco 1-eC-FRP

Il diagramma carico spostamento ha mostrato un primo tratto lineare fino alla formazione della prima cerniera in corrispondenza del carico applicato. Infatti, per un carico di circa 4100 N e il relativo abbassamento pari a 1,71 mm si è assistito all'apertura della prima cerniera e al cambio di pendenza della curva di equilibrio. Incrementando lo spostamento, il rinforzo ha impedito l'apertura della seconda cerniera alternata e simmetrica alla prima. Dopo la fessurazione lungo il primo ricorso di malta all'imposta di destra per un carico pari a circa 7000 N e un abbassamento pari a circa 4,50 mm, è seguita una perdita di carico di circa 620 N e un primo tentativo di scorrimento. Un ulteriore perdita di carico è stata registrata per un valore pari a circa 9400 N, dovuto allo sviluppo di una fessurazione da schiacciamento all'imposta di sinistra e al successivo aumento dello scorrimento all'imposta di destra. A questo, è seguita una ripresa del carico e lo sviluppo di uno stato fessurativo a livello superficiale della matrice polimerica in corrispondenza del 23° ricorso da destra, sintomo della volontà dell'arco di aprire la cerniera simmetrica alla prima. Incrementando lo spostamento, la sezione all'imposta di destra, parzialmente scorsa, ha ceduto per schiacciamento della muratura portando l'arco al collasso.

#### Arco 2-eC-FRP

Il diagramma carico spostamento ha mostrato un primo tratto lineare che è terminato con l'apertura della prima cerniera all'estradosso sotto il carico applicato, per un valore pari a circa 4600 N e abbassamento pari a 1,57 mm. La curva di equilibrio ha cambiato pendenza fino a raggiungere un carico pari a circa 6400 N e abbassamento pari 4,21 mm corrispondenti alla fessurazione lungo il primo ricorso di malta all'imposta destra.

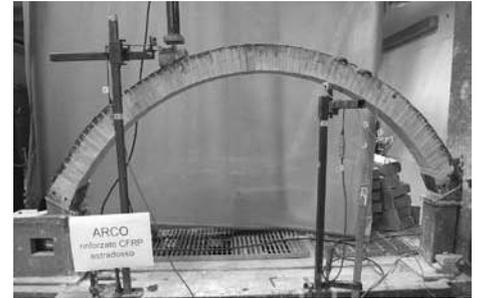


Fig. 10.65. - Arco 1-eC-FRP.

Incrementando il carico si è assistito, anche in questo caso, alla fessurazione superficiale della matrice polimerica simmetricamente all'applicazione del carico e allo scorrimento lungo il primo ricorso dall'imposta di destra. Raggiunto un carico pari a circa 10000 N ha ceduto l'interfaccia d'incollaggio dell'imposta di sinistra aprendo una cerniera all'intradosso. Si è pervenuti quindi al collasso dell'arco in seguito all'ulteriore incremento dello spostamento che ha portato allo schiacciamento della muratura all'imposta di destra.

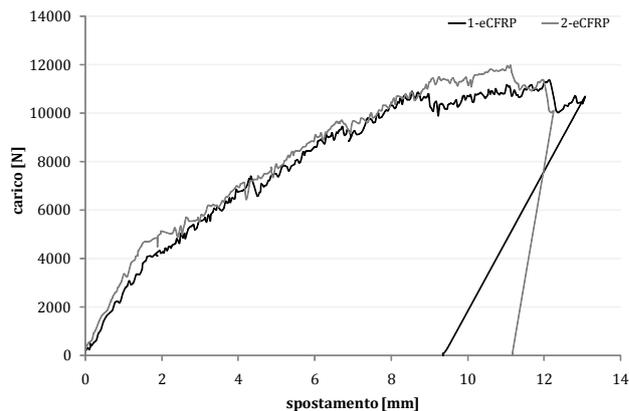


Fig. 10.66. - Confronto diagrammi carico-spostamento archi rinforzati eC-FRP.

Provino	$F_{max}$ [N]	$S_{max}$ [mm]	$K_t$	$\mu_c$	$\mu_{cd}$
1-eCFRP	11345	12,15	2107	2,34	1,08
2-eCFRP	11955	11,12	2901	2,77	1,10
valore medio	11650,1	11,63	2504	2,55	1,09
dev. standard	431,18	0,73	561,34	0,30	0,018
coef. di variazione [%]	3,70	6,25	22,42	11,91	1,632

Tab. 10.10.

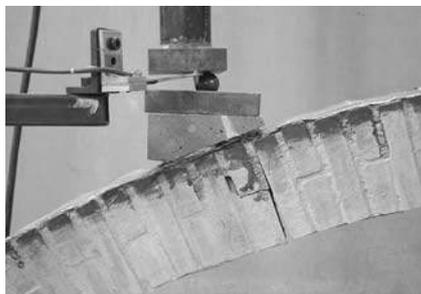


Fig. 10.67.



Fig. 10.68.



Fig. 10.69.

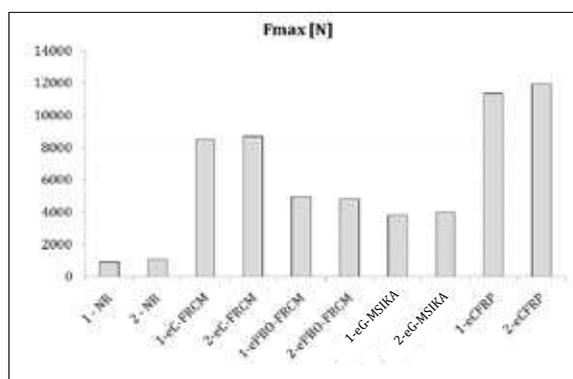
Fig. 10.67.- 10.69.- Modalità di rottura arco eC-FRP.

L'indagine sperimentale condotta sugli archi rinforzati all'estradosso, con le quattro differenti tipologie di composito considerato, è stata eseguita a parità di superficie rinforzata, figura 10.46. Difatti, nel confronto dei risultati è evidente l'influenza della percentuale di fibra presente all'interno della lamina di rinforzo sul comportamento dei modelli testati.

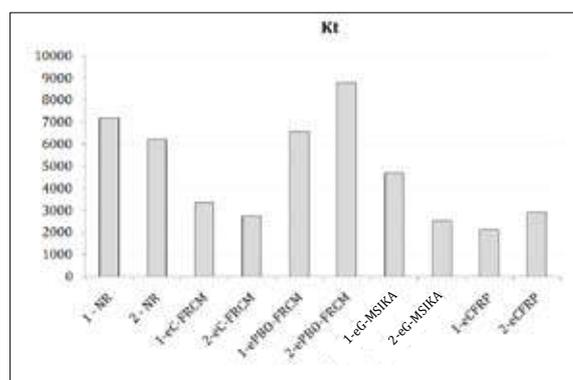
Tutti gli archi rinforzati all'estradosso, sono stati accomunati da una rottura per scorrimento all'imposta destra. In riferimento ai soli archi rinforzati con matrice cementizia e analizzando i dati ricavati dalla campagna sperimentale, si evince che a parità di superficie rinforzata, gli archi rinforzati con C-FRCM mostrano una migliore efficacia, in termini di carico massimo, ma una minore resa in termini di capacità deformativa. Si registra un incremento pari al 769 % rispetto agli archi non rinforzati. Come visto nel caso degli archi rinforzati all'intradosso, la lamina di rinforzo del sistema C-FRCM presenta un rapporto fibra/matrice pari allo 0,78 %, dello 0,23 % per il sistema PBO-FRCM e dello 0,21 % per il sistema G-MSIKA. In base a questi rapporti percentuali, si evidenzia come al crescere della percentuale di fibra contenuta nella lamina di rinforzo corrisponda un miglioramento in termini di forza massima. Difatti, i dati registrati per gli archi rinforzati con PBO-FRCM e con G-MSIKA hanno mostrato un incremento della forza massima rispettivamente pari al 395 % e al 293% rispetto gli archi non rinforzati, quindi, valori quasi dimezzati rispetto al sistema C-FRCM.

**Tab. 10.11.** - Incremento percentuale in termini di carico massimo.

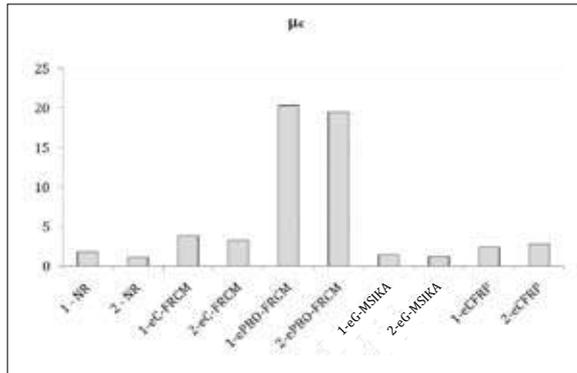
Provino	fibra/matrice	$F_{max}$ [N]	incremento
Arco NR		988	[%]
eC-FRCM	0,78%	8590	769,4
ePBO-FRCM	0,23%	4891	395,0
eG-MSIKA	0,22%	3883	293,0
eC-FRP		11650	1079,1



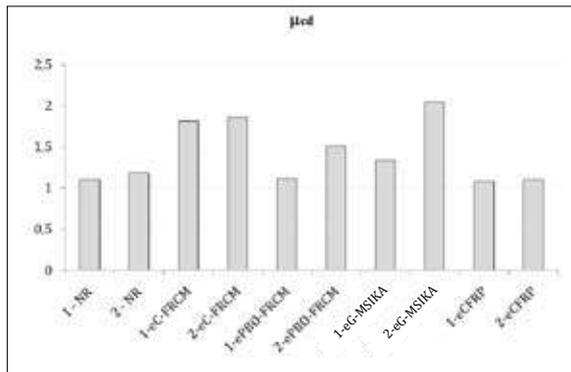
**Fig. 10.71.** - Istogrammi relativi alla forza massima registrata per ciascun arco.



**Fig. 10.72.** - Istogrammi relativi alla rigidità tangente registrata per ciascun arco.



**Fig. 10.73.** - Istogrammi relativi alla duttilità cinematica registrata per ciascun arco.



**Fig. 10.74.** - Istogrammi relativi alla duttilità cinematica disponibile registrata per ciascun arco.

# 11. | Valutazione del comportamento d'interfaccia tra fibra e matrice

Dall'osservazione diretta delle prove di aderenza, double shear test, effettuati in laboratorio, si evidenzia che lo scorrimento del composito non avviene nella prima interfaccia, cioè quella tra supporto murario e matrice, ma all'interno dello spessore di rinforzo, ossia nell'interfaccia tra matrice cementizia e la fibra tessuta. Inoltre, avvenuta la completa fessurazione trasversale della matrice, incrementando lo spostamento, il carico viene assorbito dai multi-filamenti che costituiscono il tessuto, yarn.

Ossia la parte che in un normale tessuto tessile corrisponde ai fili di ordito. Come già visto nel capitolo quarto, a causa della viscosità della matrice, difficilmente tutti i filamenti, costituenti lo yarn, riescono ad essere avvolti dalla matrice. In particolare, risulterà che il cuore del filamento non ne sarà interessato, a differenza dei filamenti più esterni che saranno direttamente immersi nella matrice cementizia del rinforzo, [64].

Questo significa che solo una parte del multi-filamento è direttamente adesa alla matrice e sarà capace di opporre una certa resistenza per attrito dovuto all'ancoraggio con la matrice, mentre per i filamenti più interni sarà il solo attrito tra essi, a generare una certa resistenza allo scorrimento. Quindi, avvenuta la fessurazione trasversale della matrice, la distribuzione della deformazione non sarà uniforme nello yarn.

Questo meccanismo di rottura conferisce al rinforzo una perdita di efficacia graduale, una maggiore dissipazione di energia di rottura e quindi la duttilità che contraddistingue i compositi a matrice cementizia.

Considerando provini testati, in quelli rinforzati con i materiali della RUREDIL la crisi per delaminazione a livello del supporto non si è mai manifestata e, nonostante il progressivo incremento del carico, il primo strato di matrice è rimasto perfettamente adeso al supporto mentre gli scorrimenti, che sono stati registrati nella parte superficiale del composito, tramite il posizionamento di appositi strain-gauges, sembra aver coinvolto la

seconda interfaccia a livello matrice-fibra. Nei provini rinforzati con i materiali Sika, è stata registrata una perdita di aderenza nella prima interfaccia senza il coinvolgimento di parte della muratura, ossia non è avvenuta la delaminazione come nel caso dei materiali compositi a matrice polimerica, ma il distacco sembra sia dovuta alla minore efficacia adesiva della matrice sull'interfaccia laterizio-matrice.

I risultati ottenuti dall'indagine sperimentale condotta presso il Laboratorio Ufficiale di Prove Materiali del dipartimento di Architettura (DIDA), sono stati elaborati al fine di poter elaborare una relazione locale tra le tensioni tangenziali e lo scorrimento.

### **11.1 Modalità di crisi**

Nell'ambito della letteratura tecnico-scientifica, gli studi riguardanti il comportamento della lamina di rinforzo e le sue modalità di collasso sono ancora assai esigui.

Alcuni autori, nel corso di sperimentazioni su provini rinforzati con compositi a matrice cementizia sollecitati a taglio, hanno riscontrato differenti modalità di collasso. Come visto nel capitolo quarto (paragrafo 4.4.1), nell'indagine sperimentale condotta, in [81], su supporti murari rinforzati con C-FRCM, sono state individuate quattro tipologie di collasso spesso combinate tra loro:

- A) rottura a trazione della fibra;
- B) rottura all'interno del supporto nello spessore prossimo all'incollaggio;
- C) delaminazione nell'interfaccia supporto-matrice;
- D) delaminazione nell'interfaccia matrice-fibre;
- E) sfilamento delle fibre all'interno della matrice;

Nelle prove di taglio, per i provini di solo laterizio, rinforzati con CFRCM, quelli con una lunghezza di ancoraggio pari a 55, 110 e 165 mm manifestano la modalità di rottura di tipo E, caratteriz-

zata da una lesione ortogonale rispetto al carico. Per lunghezze di ancoraggio maggiori, si manifestano le modalità C e D combinate con E, mentre soltanto per i provini con lunghezza di ancoraggio pari a 220 mm si manifesta la modalità D.

In [79], eseguendo prove di trazione su due blocchi di calcestruzzo rinforzati con PBO-FRCM secondo lunghezze di ancoraggio pari a 50, 150, 200 e 250 mm, risulta una modalità di rottura di tipo D, con delaminazione a livello della seconda interfaccia e considerevole scorrimento della fibra.

Macroscopicamente la lamina di rinforzo funziona grazie all'adesione che si sviluppa lungo tre interfacce:

- 1- interfaccia supporto-matrice
- 2- interfaccia matrice-fibra
- 3- interfaccia fibra-matrice

Generalmente la prima interfaccia si mantiene adesa al supporto non mostrando scorrimenti apprezzabili dall'osservazione diretta, mentre la seconda interfaccia si presenta come la più debole.

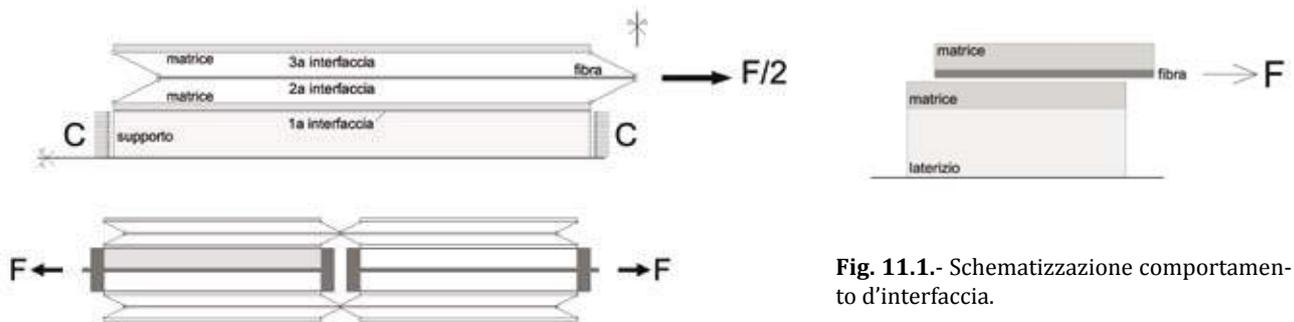


Fig. 11.1.- Schematizzazione comportamento d'interfaccia.

## 11.2 Legame di adesione nella superficie d'interfaccia fibra matrice

La valutazione del legame costitutivo d'interfaccia tra matrice e fibra, vedi paragrafo 4.4.1, è stata effettuata seguendo l'approccio usato in [106,107,108,109].

Attraverso estensimetri elettrici disposti lungo la superficie visibile del rinforzo, atti alla misurazione della deformazione assiale, è stato possibile misurare i valori delle deformazioni longitudinali, e da questi calcolare le tensioni tangenziali e gli scorrimenti tra fibra e matrice.

La posizione dello  $i$ -esimo estensimetro è indicata in figura 11.2, da  $x_i$  (con  $i=0,\dots,n$ ) lungo la superficie del rinforzo, dove il pedice sta ad indicare la posizione a partire da un punto considerato fisso indicato con  $x_0=0$ , mentre  $\varepsilon_i$  indica la deformazione misurata dallo strain-gauge.

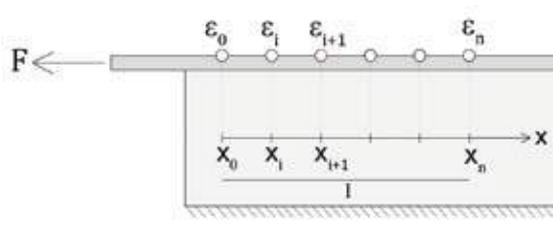
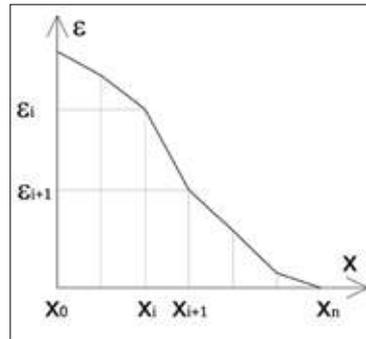


Fig. 11.2 - Schema posizione strain-gauges.

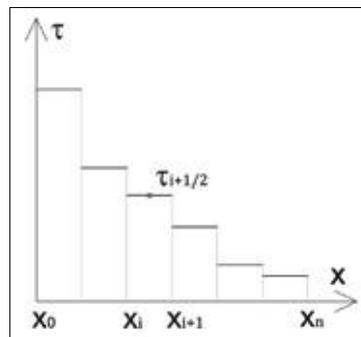
Per una corretta calibrazione dei legami d'interfaccia sono state fatte le seguenti ipotesi:

- maggiore rigidezza del supporto rispetto al rinforzo, in modo da poter trascurare le deformazioni che interessano la parte più rigida;
- scorrimento nullo a livello della prima interfaccia, ossia la perfetta aderenza nell'interfaccia matrice-laterizio;
- perfetta aderenza tra fibra matrice e laterizio nella posizione dell'ultimo strain-gauge in  $x_n$ ;

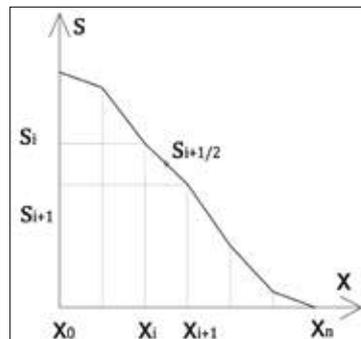
- deformazione della lamina di rinforzo lineare tra i due strain-gauge, (figura 11.3.);
- tensioni tangenziali lungo il rinforzo costanti a tratti, (e quindi costante fra due strain-gauge), (figura 11.4.);



**Fig. 11.3.** - Profilo delle deformazioni assunto lungo la lamina di rinforzo



**Fig. 11.4.** - Profilo delle tensioni tangenziali assunto lungo la lamina di rinforzo



**Fig. 11.5.** - Profilo degli scorrimenti assunto lungo la lamina di rinforzo

Per determinare la legge locale bond-slip dai dati registrati dagli strain-gauge, considerando un comportamento elastico-lineare della lamina di rinforzo, il valore medio delle tensioni tangenziali può essere determinato tramite un'equazione di equilibrio alla traslazione, seguendo l'equazione:

$$\tau_{i+1/2} = E_f t_f \left( \frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i}{x_{i+1} - x_i} \right)$$

in cui  $E_f$  rappresenta il modulo elastico della fibra,  $t_f$  è lo spessore equivalente della fibra.

per quanto riguarda il calcolo degli scorrimenti, questo è stato ricavato integrando il profilo delle deformazioni mediante la seguente equazione:

$$s_{1+1/2} = \sum_k^i \frac{1}{2} (\varepsilon_k + \varepsilon_{k+1}) (x_k + x_{k+1})$$

in cui  $k$  indica la posizione degli strain-gauge lungo l'asse  $x$ , mentre la  $i$  rappresenta l'incremento dall'estremità in  $x = 0$  all'ultimo strain-gauge.

I valori degli scorrimenti e delle tensioni tangenziali sono stati accoppiati in modo corrispondente creando una legge locale bond-slip.

Nell'ambito dell'indagine sperimentale condotta su provini rinforzati con compositi a matrice cementizia e sottoposti a prova di taglio, i campioni rinforzati con una lunghezza d'ancoraggio pari a 200 e 250 mm sono stati muniti di estensimetri. Alle deformazioni registrate sono state applicate le procedure analitiche descritte nel paragrafo precedente.

Nel seguito si presentano i diagrammi estrapolati dai dati registrati per i provini rinforzati con i soli prodotti della RUREDIL, poiché quelli rinforzati con i compositi a matrice cementizia della Sika hanno presentato dei problemi nel settaggio degli strain-gauge.

Diagrammi tensione tangenziale-scorrimento calcolati nel primo intervallo;

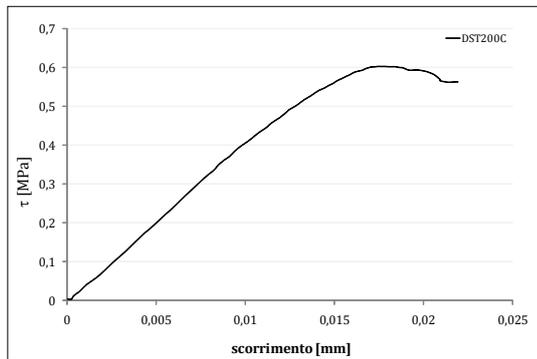


Fig. 11.7. - Legame tensione-scorrimento DST200C

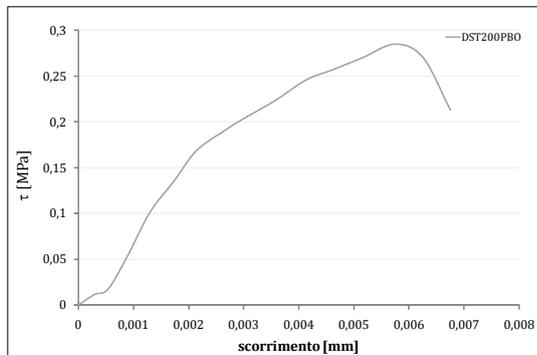


Fig. 11.8. - Legame tensione-scorrimento DST200PBO

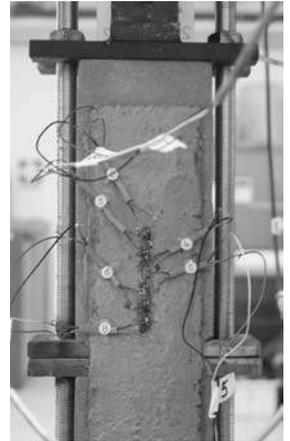


Fig. 11.6. - Provino 1T200C.



Fig. 11.9. - Provino 3T200PBO

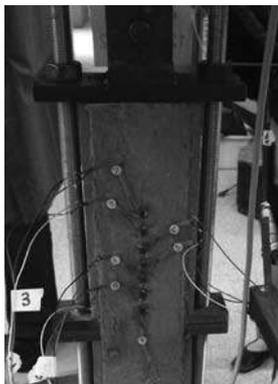


Fig. 11.11. - Provino 2T250C.

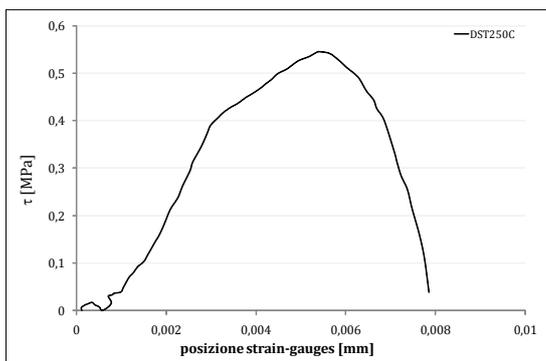


Fig. 11.10. - Legame tensione-scorrimento DST250C.

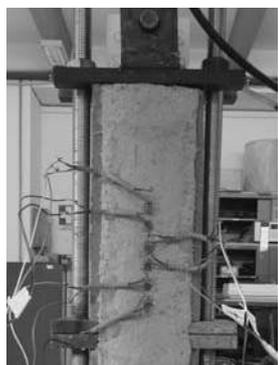


Fig. 11.13. - Provino 2T250PBO.

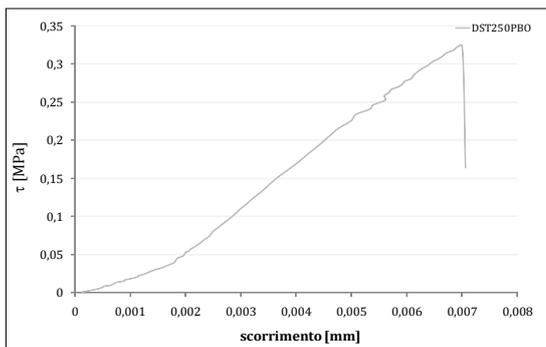


Fig. 11.12. - Legame tensione-scorrimento DST250PBO.

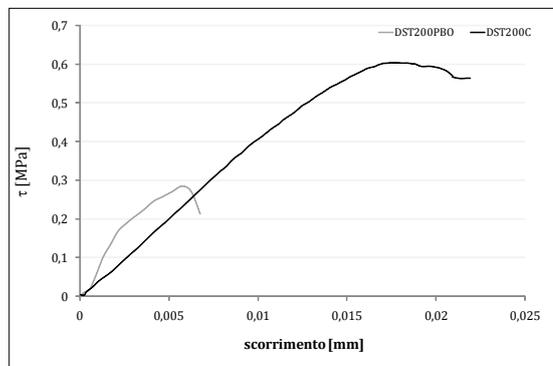


Fig. 11.13 - Confronto diagrammi  $\tau$ -s DST200.

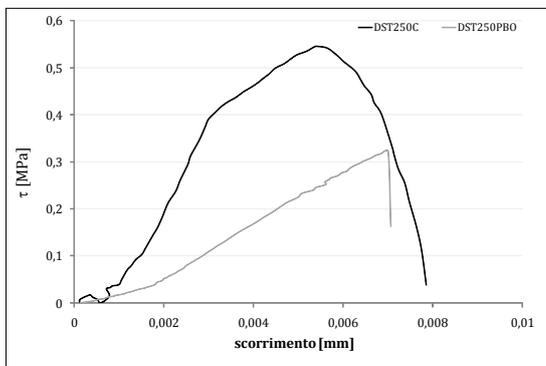


Fig. 11.14- Confronto diagrammi  $\tau$ -s DST250.

### Profilo delle deformazioni lungo il rinforzo

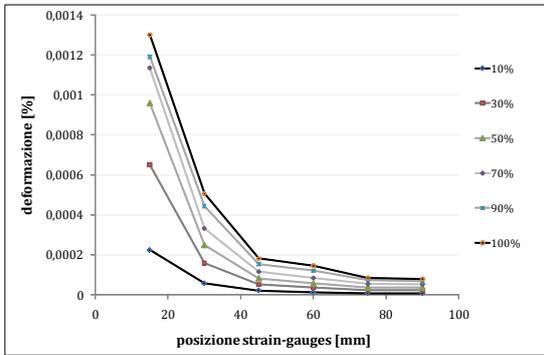


Fig. 11.15. - Profilo delle deformazioni lungo il rinforzo, DST200C.

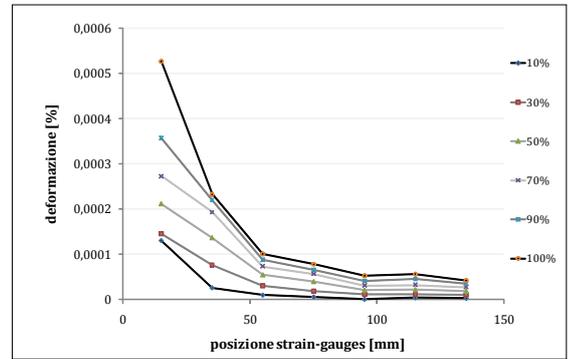


Fig. 11.16. - Profilo delle deformazioni lungo il rinforzo, DST250C.

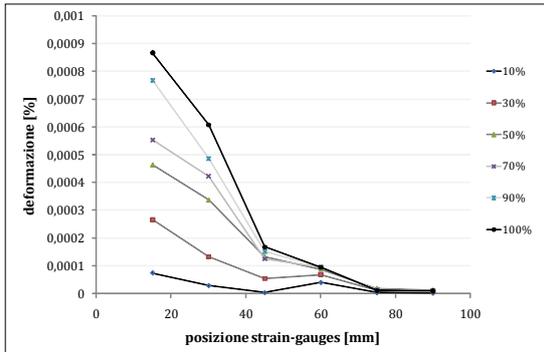


Fig. 11.17. - Profilo delle deformazioni lungo il rinforzo, DST200PBO.

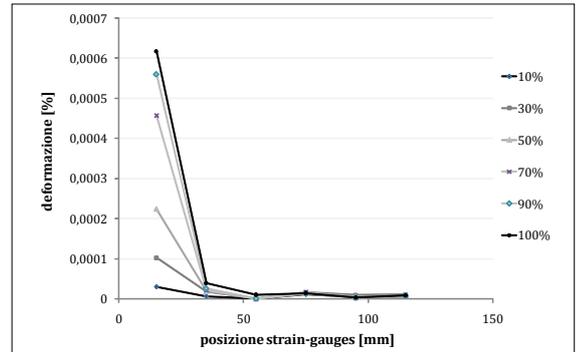


Fig. 11.18. - Profilo delle deformazioni lungo il rinforzo, DST250PBO.

## Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo

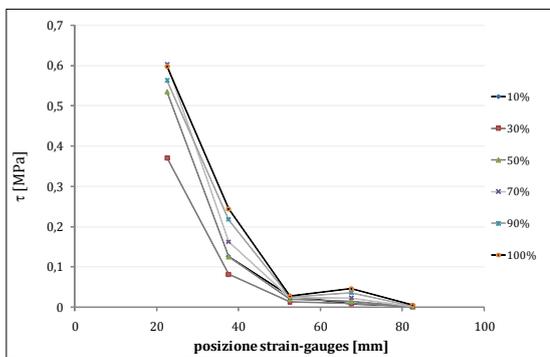


Fig. 11.19. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST200C.

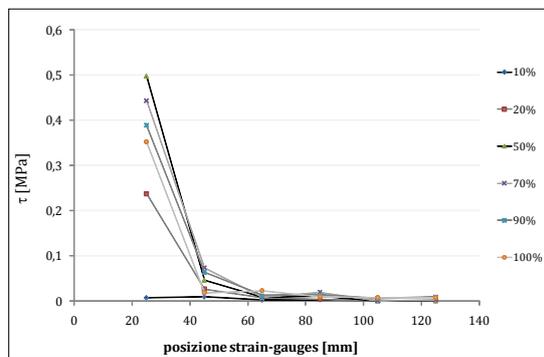


Fig. 11.20. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST250C.

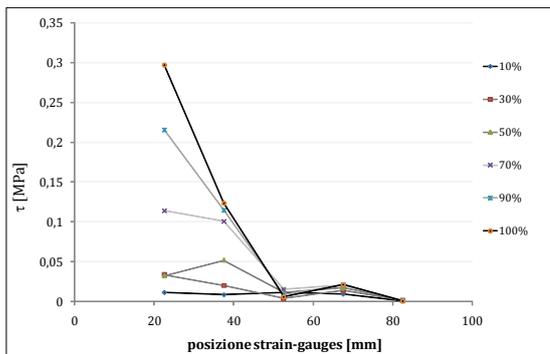


Fig. 11.21. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST200PBO.

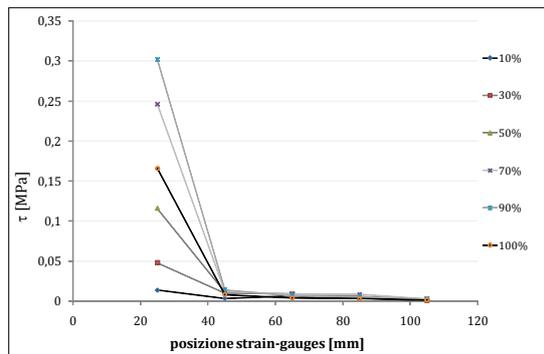
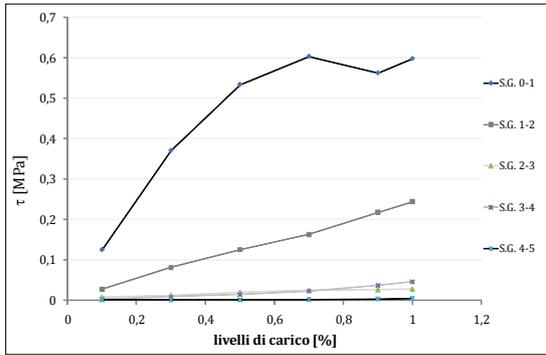
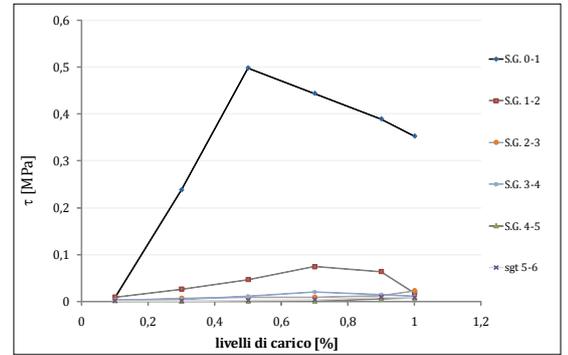


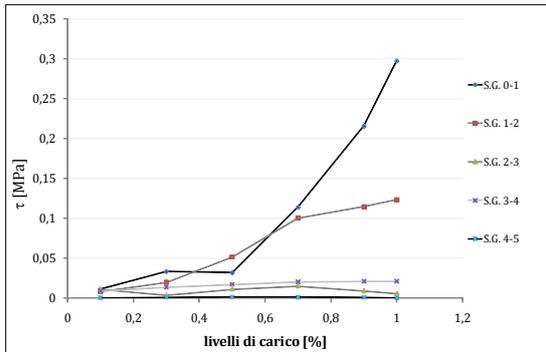
Fig. 11.22. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST250PBO.



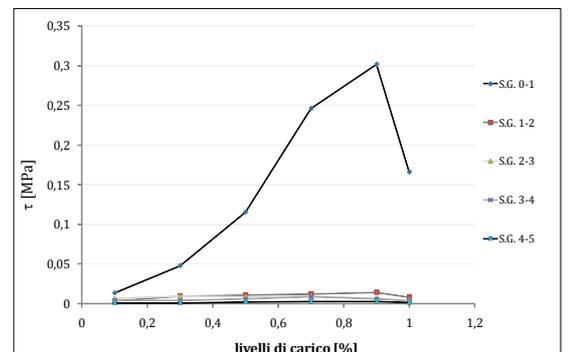
**Fig. 11.23.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST200C.



**Fig. 11.24.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST250C.



**Fig. 11.25.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST200PBO.



**Fig. 11.26.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST250PBO.

### 11.3 Legame di adesione secondo il modello di Zastrau - Richter - Lepenies

In questo paragrafo è stato utilizzato il modello proposto in [67], per il calcolo delle tensioni tangenziali sviluppato in un solo yarn. Gli autori indagano sul fenomeno di pull-out di un solo multi-filamento semplificandolo in un cilindro omogeneo.

La semplificazione ha permesso una formulazione analitica del processo di pull-out che può fornire importanti risultati relativamente ai meccanismi di trasferimento della tensione tra fibra e matrice.

Valgono le seguenti assunzioni:

- lo yarn è omogeneo, a comportamento elastico lineare con sezione circolare;
- il carico è quasi statico;
- l'allungamento della matrice sarà trascurato per il calcolo dello spostamento della matrice e fibra;
- Poisson e la risultante normale non sono presi in considerazione;

Inoltre, si assume che le tensioni di taglio esistenti sono sempre connesse con il relativo spostamento tra matrice e fibra. In generale, lo strato d'interfaccia già presenta difetti che fanno parte delle caratteristiche del materiale, (vuoti, cricche interne).

Incrementando le tensioni di taglio crescono i difetti, che determinano il formarsi di una zona fessurata che aumenta fino ad arrivare alla rottura completa. Nella zona completamente danneggiata dell'interfaccia si verificano spostamenti tangenziali discontinui nel senso dello scorrimento.

Nel modello meccanico la tensione di taglio è corrispondente in un punto  $x$  dell'interfaccia ed è dipendente dallo scorrimento in quel punto  $(x) = \tau[s(x)]$ .

Ciò definisce l'equazione differenziale per la relazione che lega lo scorrimento  $s$  alle tensioni tangenziali ( $\tau$ ).

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \frac{u_y}{E_f A_y} \tau[s(x)]$$

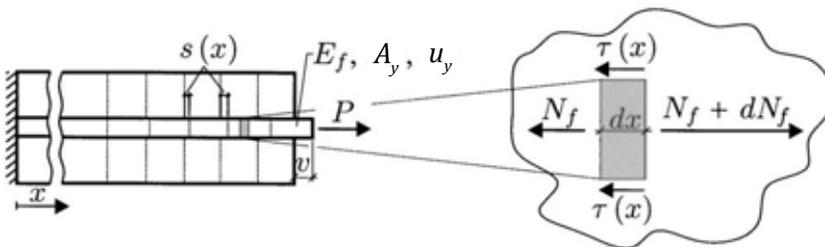
$u_y$  = perimetro del singolo yarn;

$A_y$  = area trasversale del singolo yarn;

$E_f$  = modulo elastico fibra;

Il bilancio energetico tra carico applicato e la tensione di taglio risulta nella relazione tra lo sforzo normale  $N_f[s(x)]$  nella fibra e lo scorrimento.

$$N_f[s(x)] = \sqrt{2u_y E_f A_y \int_0^{s(x)} \tau[s(x)] ds} \quad (2)$$



**Fig. 11.27.** - Modello meccanico di pull-out.

Applicando il modello appena descritto alle prove sperimentali si ottengono i seguenti risultati:

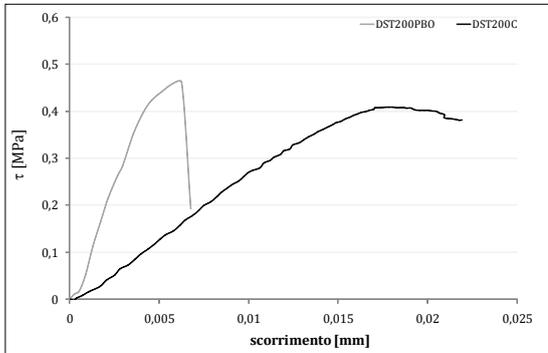


Fig. 11.28. - Sovrapposizione diagrammi DST200.

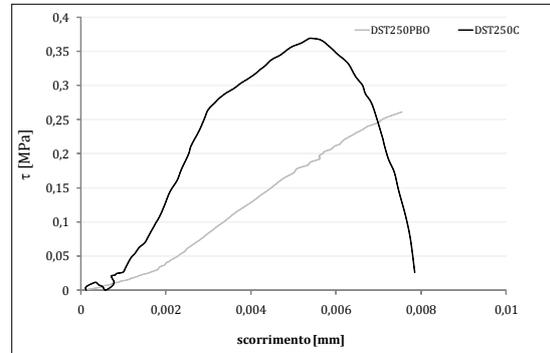


Fig. 11.29. - Sovrapposizione diagrammi DST250.

### Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo

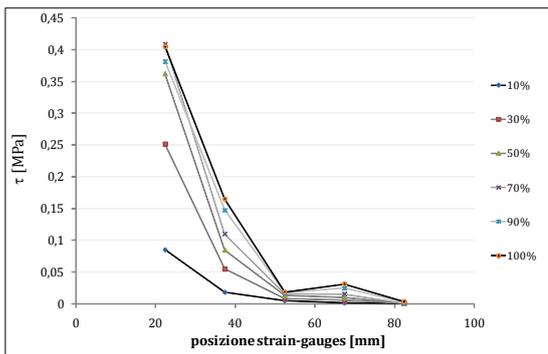


Fig. 11.30. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST200C.

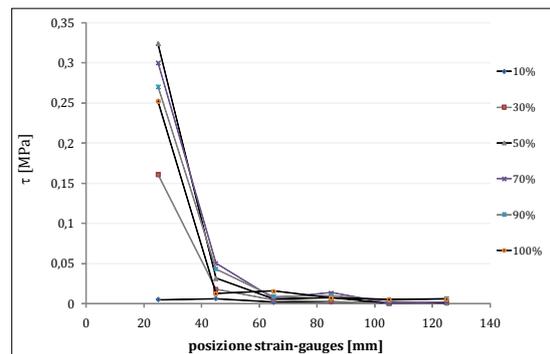


Fig. 11.31. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST250C.

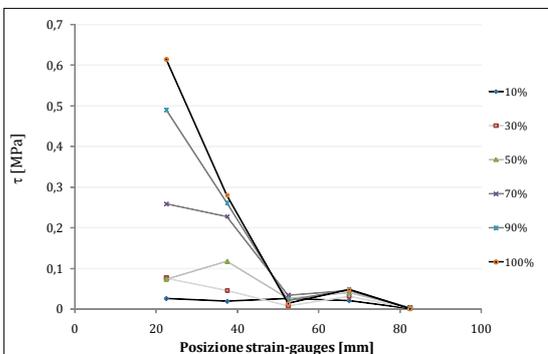


Fig. 11.32. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST200PBO.

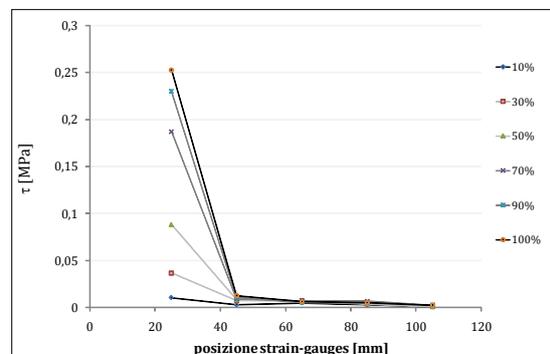
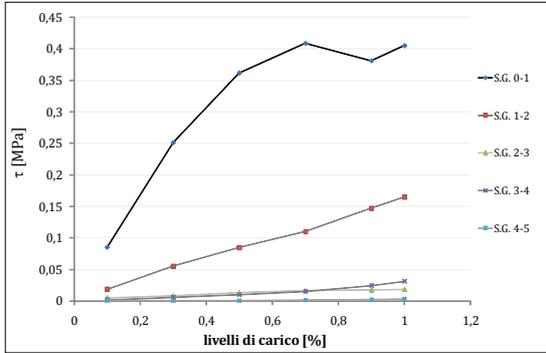
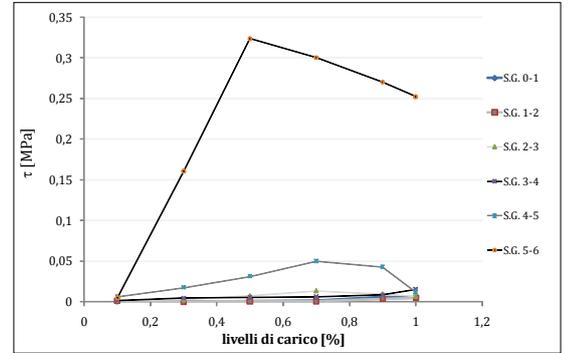


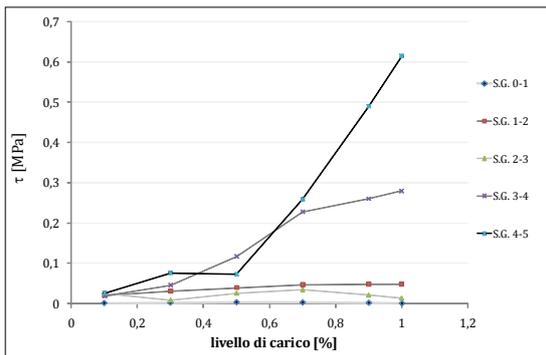
Fig. 11.33. - Profilo delle tensioni tangenziali lungo il rinforzo, DST250PBO.



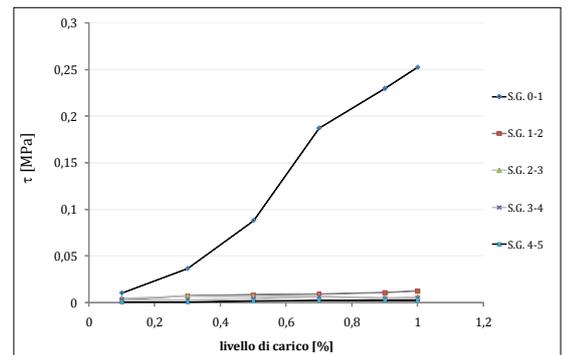
**Fig. 11.34.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST200C.



**Fig. 11.35.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST250C.



**Fig. 11.36.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST200PBO.



**Fig. 11.37.** - Diagramma tensione tangenziale - livello di carico, DST250PBO.

### 11.4 Calcolo della forza trasmissibile

Dall'osservazione delle prove sperimentali di aderenza è stato ipotizzato che la capacità portante dei placcaggi con materiale composito è data dall'intervento progressivo di differenti fenomeni resistivi.

Il primo fenomeno ad attivarsi è dato dalla resistenza a trazione della matrice abbinata alla rete di fibra specifica.

Superata la resistenza a trazione della matrice, resa evidente da fessurazioni passanti, si attiva il secondo fenomeno resistivo dovuto all'adesione tra rete di fibra e matrice abbinata.

Il terzo fenomeno resistivo è dovuto al contributo attritivo dei filamenti costituenti ogni singolo yarn. Questo contributo si oppone allo scorrimento di un filamento rispetto all'altro ed è causa dello sfilamento progressivo degli yarn costituenti la rete.

I modelli interpretativi di tale fenomeno, disponibili in letteratura, fanno riferimento rispettivamente allo scorrimento dell'intera interfaccia a livello fibra-matrice e allo scorrimento di un solo yarn immerso nella matrice.

Nei paragrafi precedenti sono state determinate le leggi di scorrimento locale  $\tau$ - $s$  rispettivamente per tali due modelli e sono state calcolate le forze resistive corrispondenti.

Utilizzando tali dati sono state determinate le forze trasmissibili dai compositi considerati:

- RUREDIL X MESH C10 M25;
- RUREGOLD® XR MURATURA;

Per quanto riguarda il primo modello è stata usata la seguente formula:

$$F[s(x)] = b \sqrt{2t_f E_f \int_0^{s(x)} \tau[s(x)]}$$

Provino	L [mm]	b [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	E <sub>f</sub> [MPa]	Γ [MPa mm]	F [N]
RUREDIL X MESH C10 M25	200	95	0,047	240.000	0,015	1745,5
RUREDIL X MESH C10 M25	250	95	0,047	240.000	0,002	638,1
RUREGOLD® XR MURATURA	200	95	0,014	270.000	0,0012	494,3
RUREGOLD® XR MURATURA	250	95	0,014	270.000	0,0014	533,9

**Tab. 11.1.**

Γ = energia di frattura;

L = lunghezza di ancoraggio;

b = larghezza placcaggio;

t<sub>f</sub> = spessore equivalente della fibra;

Per quanto riguarda il modello sviluppato in Zastrau-Richter-Lepenyis, è stata utilizzata la formula la seguente:

$$N_f[s(x)] = \sqrt{2u_y E_f A_y \int_0^{s(x)} \tau[s(x)] ds}$$

Provino	L [mm]	u <sub>y</sub> [mm]	A <sub>y</sub> [mm <sup>2</sup> ]	E <sub>f</sub> [MPa]	Γ [MPa mm]	F [N]
RUREDIL X MESH C10 M25	200	6,3	0,45	240.000	0,011	466,6
RUREDIL X MESH C10 M25	250	6,3	0,45	240.000	0,0016	1237,3
RUREGOLD® XR MURATURA	200	6,2	0,30	270.000	0,0018	292
RUREGOLD® XR MURATURA	250	6,2	0,30	270.000	0,0019	286,4

**Tab. 11.2.**

u<sub>y</sub> = perimetro del singolo yarn;

A<sub>y</sub> = area trasversale del singolo yarn;

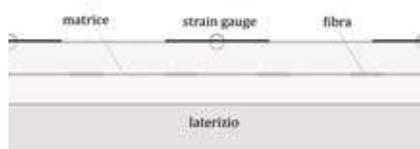


Fig. 11.38. - Posizione strain gauge sul rinforzo.

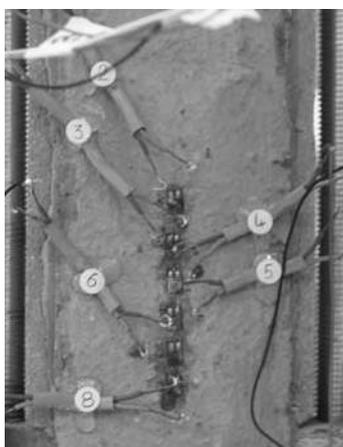


Fig. 11.39. - Posizione strain gauge sul rinforzo.

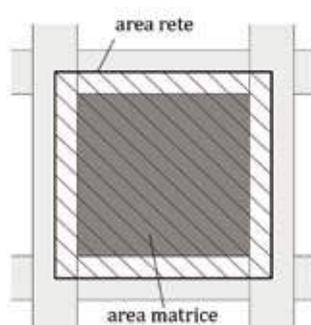


Fig. 11.40. - Rapporto tra l'area di un singolo ponte di matrice e l'area di una singola maglia di rete.

Per entrambi i modelli il fattore chiave è la corretta stima dell'energia di frattura. Nel caso specifico sperimentato il valore ricavato è sottostimato a causa del sistema di rilevamento delle deformazioni utilizzato. Infatti, gli estensimetri posizionati sulla parte esterna del placcaggio, non possono cogliere l'effettivo scorrimento avvenuto nell'interfaccia fibra-matrice, figure 11.38.-11.39.

Per il primo modello applicato, si osserva che si tratta di un problema misto poichè lo scorrimento può avvenire sia per perdita di aderenza fibra-matrice e sia per la rottura dei ponti di matrice.

Per quanto riguarda il modello resistivo dello yarn, esso sottostima il problema in quanto non coglie l'effetto della rete di fibra. Infatti, anche se sono soprattutto i multi-filamenti longitudinali, di ordito, a lavorare durante la sollecitazione applicata, un contributo resistivo è dovuto anche ai multi-filamenti di trama.

Con riferimento al modello di adesione di interfaccia, rete di fibra e matrice, è possibile calcolare la forza di trasferimento considerando il solo contributo offerto dai ponti di matrice posti nelle maglie della rete. Si è considerata quindi, una sorta di delaminazione interna alla matrice considerando attraverso un coefficiente  $k_{eff}$  la sola parte di matrice.

Per il calcolo dell'energia di frattura è stata utilizzata la formulazione presente in [3],

$$\Gamma_F = k_b \cdot k_G \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}$$

in cui  $k_b$  è un coefficiente adimensionale di tipo geometrico, che mette in conto il rapporto fra la larghezza del supporto e quella del rinforzo e che nel caso considerato è pari a 1 e quindi ininfluente, mentre  $k_G$  è un coefficiente correttivo di natura sperimentale. Non avendo dati specifici relativi a  $k_G$  è stato utilizzato il valore suggerito in [3] per le murature di laterizio, ossia 0,031 mm.

Si è quindi utilizzata la seguente fomula: 
$$F[s(x)] = b \sqrt{2t_f E_f \Gamma_m k_{eff}}$$

dove per ogni accoppiamento rete di fibra e matrice, è stato individuato un fattore riduttivo  $k_{eff}$  specifico, dato dal rapporto tra l'area di un singolo ponte di matrice e l'area di una singola maglia di rete, figura 11.40.

Matrice cementizia	$k_{eff}$ [%]	$f_{bm}$ [MPa]	$f_{btm}$ [MPa]	$\Gamma_m$ [MPa mm]	$E_f$ [MPa]	F [N]
RUREDIL X MESH C10 M25	0,44	14,27	5,92	0,284	240 000	3384,9
RUREGOLD® XR MURATURA	0,62	20,22	6,15	0,345	270 000	3037,5
Sika®Mono®Top-722 MurSika®Wrap-350G Grid	0,64	15,80	5,52	0,289	76 000	1518,22

Tab. 11.3.

Rispetto ai valori sperimentali, tale formulazione produce valori sottostimati del 22% per il sistema RUREDIL X MESH C10 M25, 12 % per il sistema RUREGOLD® XR MURATURA e 123 % per il sistema Sika®Mono®Top-722 /MurSika®Wrap-350G Grid.

Utilizzando i dati sperimentali della forza di trasferimento è stato determinato il valore del coefficiente  $k_G$  per i tre sistemi di rinforzo. Con tali valori è stato calibrato il valore dell'energia di frattura per questo modello di adesione.

Matrice cementizia	$k_G$ [mm]	$\Gamma_m$ [MPa mm]	$E_f$ [MPa]	F [N]
RUREDIL X MESH C10 M25	0,046	0,4305	240 000	4160,2
RUREGOLD® XR MURATURA	0,039	0,4381	270 000	3420,1
Sika®Mono®Top-722 MurSika®Wrap-350G Grid	0,155	1,4465	76 000	3394,8

Tab. 11.4.

Ipotizzando un modello di adesione basato sulla delaminazione dei ponti di matrice si è determinato il valore dell'energia di frattura per i compositi testati.

# 12. | Valutazione del comportamento a taglio dei pannelli

In merito alla valutazione del taglio resistente di un pannello consolidato con un sistema di rinforzo in materiale composito, in letteratura sono stati individuati dei modelli di calcolo associati a due differenti configurazioni:

- rinforzi disposti nella direzione dello sforzo di taglio;
- rinforzi disposti lungo le diagonali del pannello;

In entrambi i casi, l'incremento di resistenza esibito dal pannello consolidato è attribuibile alla formazione di un ideale traliccio resistente, in cui le aste compresse sono costituite da bielle in muratura e le aste tese dal rinforzo.

### 12.1. Rinforzi nella direzione dello sforzo di taglio

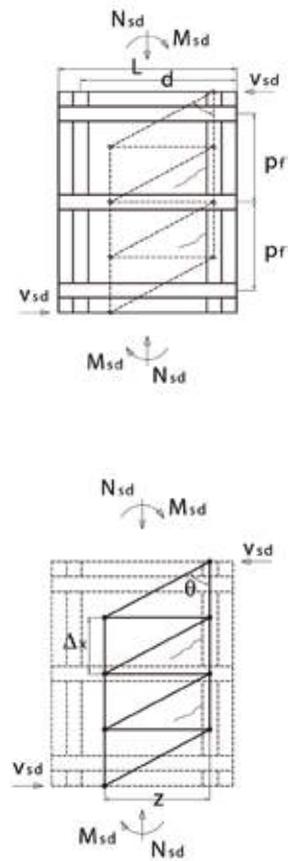
Un pannello murario può essere rinforzato applicando delle strisce in materiale composito verticalmente e orizzontalmente, così da formare un reticolo (figura 12.1).

Come detto, per interpretare il comportamento statico dell'elemento consolidato, è lecito fare riferimento ad un ideale traliccio isostatico resistente.

Tale sistema può pervenire al collasso sia per la rottura delle aste tese (ossia per il superamento della dilatazione ultima da calcolo del materiale fibro-rinforzato) sia per il superamento della resistenza a compressione della muratura che costituisce le aste compresse.

#### 12.1.1. Aste tese

Si presuppone che i sistemi muratura-composito siano, in ogni caso, dotati di sufficiente duttilità per rendere lecita l'ipotesi che la resistenza a taglio totale del pannello sia valutabile come la somma del contributo offerto dal rinforzo e di quello proprio della muratura, valutato come descritto nel capitolo secondo, secondo la relazione di Coulomb. Infatti, si ritiene che il sistema



**Fig. 12.1.** – Rappresentazione di un pannello murario rinforzato nella direzione dello sforzo di taglio e dell'ideale traliccio resistente atto a schematizzare il comportamento statico dell'elemento.

dotato di minore resistenza sia in grado di mantenere la massima aliquota di carico fino al raggiungimento della deformazione corrispondente alla resistenza di picco dell'altro sistema. Analiticamente, ciò è espresso dalla seguente relazione:

$$V_{Rd} = V_{Rdf} + V_{Rdm}$$

con

$$V_{Rdm} = tL \cdot f_{vd0} + \mu \cdot R_c$$

dove:

$V_{Rd}$  = il taglio resistente da calcolo;

$V_{Rdf}$  = il taglio che produce la crisi del rinforzo;

$V_{Rdm}$  = il taglio che produce la crisi delle bielle di muratura;

$t$  = lo spessore del pannello;

$L$  = la larghezza del pannello;

$f_{vd0}$  = la tensione tangenziale limite della muratura in assenza di sforzo normale;

$\mu$  = il coefficiente d'attrito interno della muratura;

$R_c$  = la risultante di compressione nella muratura associata alla pressoflessione.

La resistenza al taglio fornita dal composito può essere determinata, facendo riferimento allo schema rappresentato in figura 12.1. Affinché il sistema sia in equilibrio, deve valere la seguente relazione:

$$N_f = V_{sd}$$

dove:

$N_f$  = lo sforzo normale nelle aste orizzontali di parete;

$V_{sd}$  = lo sforzo di taglio sollecitante.

E poiché lo sforzo che induce la crisi nelle aste orizzontali del rinforzo  $N_{Rdf}$  può essere determinato come segue:

$$N_{Rdf} = \frac{A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}}{p_f} \cdot \Delta_x$$

dove:

$A_{fv}$  = la sezione del rinforzo;

$E_f$  = il modulo elastico del rinforzo;

$\varepsilon_{fdv}$  = La dilatazione ultima del rinforzo;

$p_f$  = l'interasse tra i rinforzi orizzontali;

$\Delta_x$  = l'interasse tra le maglie del traliccio;

allora è immediato scrivere, uguagliando le due relazioni precedenti:

$$V_{Rdf} = \frac{A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}}{p_f} \cdot \Delta_x$$

Poiché il valore di  $\Delta_x$  non è noto a priori in quanto funzione di diversi fattori di non semplice modellazione, le norme pubblicate dal CNR in [3] suggeriscono di assumere tale valore pari a  $0,6 d$ , dove  $d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'opposto rinforzo verticale.

Anche nel valutare la resistenza a taglio intrinseca dalla muratura, per aggirare la necessità di determinare l'estensione della sezione parzializzata, le istruzioni [105] forniscono la seguente formulazione semplificata:

$$V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot d \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

$\gamma_{Rd}$  = il coefficiente parziale pari a 1,2;

$f_{vd}$  = la resistenza di progetto a taglio della muratura;

### 12.1.2. Aste compresse

Con un analogo ragionamento si può ricavare il valore dello sforzo di taglio che produce la crisi nelle aste compresse di muratura. Facendo nuovamente riferimento allo schema in figura 12.1, si ricava che, affinché il sistema risulti equilibrato, deve essere verificata la seguente relazione:

$$N_m = \frac{V_{sd}}{\sin\theta}$$

dove:

$N_m$  = lo sforzo normale nelle aste inclinate di parete;

$V_{sd}$  = lo sforzo di taglio sollecitante;

Il valore della resistenza a compressione delle bielle di muratura  $N_{Rdm}$  è dato da:

$$N_{Rdm} = f_{mbd} t \Delta_x \sin\theta$$

dove:

$f_{mbd}$  = la resistenza a compressione della muratura nella direzione dell'azione agente;

$t$  = lo spessore del pannello;

$\Delta_x$  = l'interasse tra le maglie del traliccio isostatico equivalente;

$\theta$  = l'inclinazione delle bielle compresse di muratura.

Uguagliando le due relazioni precedenti, si ottiene il taglio resistente di calcolo:

$$V_{Rd} = f_{mbd} t \Delta_x \sin^2 \theta$$

Si precisa che, in zona compressa, s'ignora il contributo dei rinforzi in termini di resistenza.

Per gli stessi motivi esposti nel paragrafo precedente, il docu-

mento [105] suggerisce l'utilizzo, nella pratica professionale, della seguente relazione:

$$V_{Rd} = 0,3 f_{md}^h t d$$

dove:

$f_{md}^h$  = la resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione dell'azione agente.

## 12.2. Rinforzi diagonali

Un pannello può essere efficacemente rinforzato a taglio disponendo rinforzi in materiale composito lungo la diagonale, simmetricamente su entrambe le facce, come mostrato in figura 12.2.

Come nel caso precedente, il sistema di rinforzo appena descritto può essere schematizzato con un traliccio isostatico per mezzo del quale è immediato ricavare la relazione tra il taglio sollecitante e lo sforzo cui è soggetta l'asta diagonale tesa:

$$N_f = \frac{V_{sd}}{\sin\theta}$$

dove:

$V_{sd}$  = il taglio sollecitante di calcolo;

$N_f$  = lo sforzo normale dell'asta diagonale del traliccio equivalente;

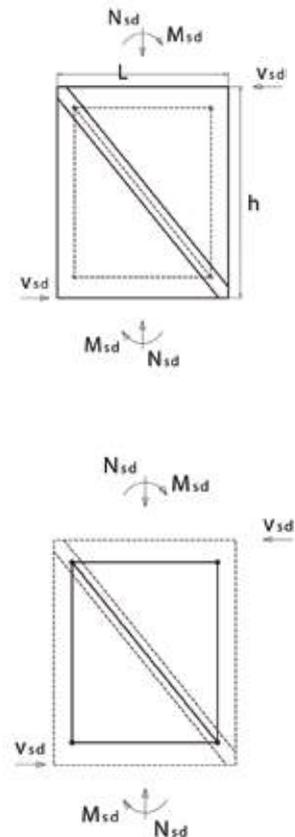
$\theta$  = l'inclinazione del rinforzo.

Lo sforzo normale sopportabile dal composito  $N_{Rdf}$  può essere valutato nel modo seguente:

$$N_{Rdf} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}$$

dove:

$A_{fv}$  = la sezione resistente del rinforzo;



**Fig. 12.2.** - Rappresentazione di un pannello murario rinforzato lungo la sua diagonale e dell'ideale traliccio resistente atto a schematizzare il comportamento statico dell'elemento.

$E_f$  = il modulo elastico del rinforzo;

$\varepsilon_{fdv}$  = la deformazione ultima di calcolo del rinforzo.

Per cui lo sforzo di taglio  $V_{Rdf}$  che produce la crisi del rinforzo risulta:

$$V_{Rd} = A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv} \sin\theta$$

Anche in questo caso va sommato il contributo offerto dalla muratura stessa, come descritto nel paragrafo 12.1.

### 12.3. Applicazione di modelli numerici ai pannelli testati.

L'obiettivo della ricerca, anche in campo strutturale, è quello di acquisire conoscenze che trovino applicazione nella pratica professionale. Nel caso dei sistemi dei rinforzi a taglio, il fine è quello di produrre delle formulazioni analitiche, possibilmente di facile applicazione, in grado di valutarne preventivamente il comportamento meccanico. La normativa vigente si basa sul metodo semi-probabilistico agli stati limite, che si formalizza nella relazione:

$$\sum \gamma_q Q_i \leq R_n / \gamma_m$$

$Q_i$  = l'i-esima azione nominale;

$R_n$  = l'i-esima resistenza nominale;

$\gamma_m$  = l'i-esimo coefficiente amplificativo o fattore di sicurezza;

$\gamma_q$  = l'i-esimo coefficiente riduttivo o fattore di sicurezza.

In particolare, valutando la resistenza a taglio dei pannelli consolidati con FRCM, tale principio si esplica attraverso la seguente disuguaglianza:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Dove:

$V_{Sd}$  = il taglio sollecitante di calcolo;

$V_{Rd}$  = il taglio resistente di calcolo;

Viene, quindi, proposto un modello per ciascuna tipologia di rinforzo atto a valutarne il taglio resistente, prendendo come riferimento le relazioni presenti in letteratura o i principi su cui queste si basano, confrontando poi i risultati ottenuti con il valore medio del taglio di picco registrato durante la sperimentazione sui pannelli.

• **Serie DTR1**

Applicando ai pannelli della serie DTR1 il modello relativo ai rinforzi diagonali così come è stato descritto nel paragrafo 12.2, si ottiene:

$$V_{Rd} = V_{Rd,diag.} + V_{Rd,m} = 6,1 \text{ kN}$$

con

$$V_{Rd,m} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} dt f_{vf} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,m} = A_{fv} E_f \varepsilon_f \sin \theta = 5,7 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio della muratura è stata valutata secondo la relazione fornita dalla NTC 2008:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n$$

$$f_{vko} = 0,7 f_m$$

Poiché lo stato tensionale di un pannello in muratura sottoposto a compressione diagonale può essere assimilato ad un sforzo di taglio puro, il valore di  $\sigma_n$  è stato considerato nullo.

Il valore medio della resistenza a taglio in assenza di azione assiale è stato ottenuto dalla sperimentazione sulle triplete, pari a 0,047 MPa.

Poiché l'angolo d'attrito è pari a 0,65, così come ricavato dalla regressione lineare operata sulle triplete precomprese, non è stato necessario ridurre il valore del taglio  $V_{Rd,diag}$  mediante il fattore moltiplicativo previsto dalla norma.

L'area del rinforzo disposta in direzione della forza di taglio è stata valutata come il prodotto della larghezza della fascia di rinforzo per lo spessore nominale della fibra fornito dal produttore, pari a 0,047 mm. La resistenza di progetto del rinforzo è stata calcolata come il prodotto del modulo elastico, pari a 240 GPa, per il valore di deformazione di delaminazione d'estremità del composito su mattoni in buono stato, pari a  $3,6 \times 10^{-3}$ , così come indicato dalla RUREDIL.

Quest'ultimo valore coincide con quello ricavato in [110] tramite prove di trazione diretta. Si è ignorato il contributo offerto dalle altre aste diagonali, in quanto dai danneggiamenti rilevati durante le prove si è potuto constatare come queste, di fatto, svolgano per lo più un ruolo nella fase post picco del diagramma  $\tau$ - $\gamma$ , garantendo al pannello una maggiore capacità deformativa. Infatti, le ulteriori fasce in composito permettono, una volta che il rinforzo disposto lungo la diagonale tesa ha subito i primi fenomeni fessurativi, una redistribuzione degli sforzi su una superficie più ampia del pannello, mantenendo un'aliquota di carico praticamente pari a quella di picco fino al raggiungimento dello scorrimento ultimo.

• **Serie DTR3**

Per valutare il taglio resistente della configurazione di rinforzo DTR3 sono stati presi in considerazione due differenti modelli analitici:

- [1] Il modello prescritto dalle LG2009 per i sistemi in FRP;
- [2] Il modello prescritto dall'EUROCODICE 6 per le murature armate con barre in acciaio.

Applicando le relazioni previste dal modello [1], trattato nel paragrafo 12.1. si ottiene:

$$V_{Rd} = \min\{ V_{Rd,f} + V_{Rd,m} + V_{Rd,max} \} = 3,4 \text{ kN}$$

con

$$V_{Rd,m} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} d t f_{vf} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \frac{A_{fv} f_{fd}}{p_f} 0,6 d = 3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 0,3 d t f_{md}^h = 39,9 \text{ kN}$$

$f_{md}^h$  è stato ricavato secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2008 partendo dalla resistenza a compressione della muratura in direzione parallela ai giunti di malta stimata in funzione delle resistenze degli elementi costituenti la muratura.

Il modello [2] è il seguente:

$$V_{Rd,f} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} td + 0,9 d \frac{A_{sw} f_{yk}}{s \gamma_s} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

dove:

$f_{vk}$  = la resistenza caratteristica a taglio della muratura;

$t$  = lo spessore della muratura;

$d$  = l'altezza effettiva dell'elemento;

$A_{sw}$  = l'area dell'armatura a taglio;

$s$  = il passo dell'armatura a taglio;

$f_{yk}$  = la resistenza caratteristica dell'armatura;

$\gamma_s$  = il fattore di sicurezza dell'armatura a taglio;

$\gamma_M$  = il fattore di sicurezza della muratura;

$\alpha$  = l'angolo dell'armatura a taglio rispetto l'asse dell'elemento compresso.

Rielaborando tale formulazione per adattarsi alla verifica delle murature rinforzate con sistemi in FRCM e utilizzando gli stessi valori utilizzati nel calcolo precedente, si ottiene il seguente risultato:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} td + 0,9 d \frac{A_{sw}}{p_s} f_{fd} = 11,9 \text{ kN}$$

• **Serie DTR2**

Per la tipologia DTR2 è stato utilizzato lo stesso modello applicato al sistema DTR1 per la valutazione del taglio resistente offerto dai rinforzi disposti lungo la diagonale del pannello:

$$V_{Rd} = V_{Rd,diag.} + V_{Rd,m} = 6,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,m} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} dt f_{vf} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,m} = A_{fv} E_f \varepsilon_f \sin \theta = 5,7 \text{ kN}$$

Poiché il sistema di rinforzo DTR2 è composto, oltre che dall'asta diagonale, anche da una cornice in composito che potrebbe essere assimilata a un sistema di rinforzo disposto nella direzione dello sforzo di taglio con interasse massimo, potrebbe essere valida l'ipotesi, in quanto il sistema è dotato di una duttilità elevata, di valutarne il taglio resistente come somma dei contributi dei due schemi di rinforzo. In termini numerici, tale ipotesi si traduce nella seguente relazione:

$$V_{Rd} = V_{Rd,f} + V_{Rd,m} + V_{Rd,diag.}$$

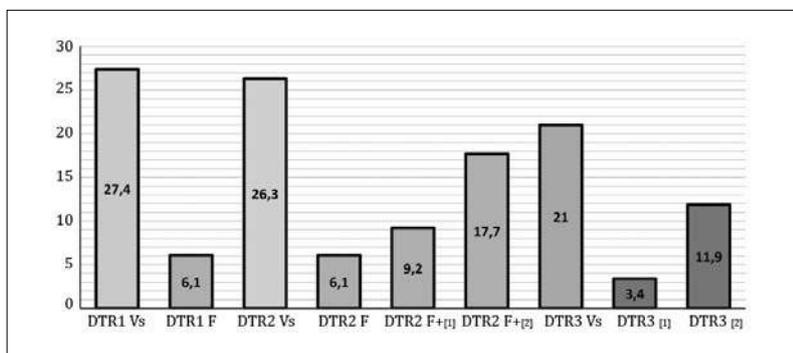
Prendendo come valore di  $V_{Rd,f}$  il risultato ottenuto secondo il modello [1] e [2] del paragrafo precedente, si ottengono rispettivamente i seguenti risultati:

$$V_{Rd[1]} = 9,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd[2]} = 17,7 \text{ kN}$$

Osservando l'istogramma riportato in figura si evince che i valori ottenuti applicando i modelli numerici esposti nei paragrafi precedenti sono tutti conservativi, anche se in misura differente.

**Fig. 12.3.** - Confronto tra il taglio resistente registrato durante la campagna sperimentale e quelli di calcolo.



In particolare, nella tabella seguente si riportano i rapporti tra il taglio resistente da calcolo e quello medio esibito dai pannelli durante la sperimentazione:

Modello	$V_{Rd} / V_s$ [%]
DTR1 F.	22
DTR2 F.	23
DTR2 F. + [1]	35
DTR2 F. + [2]	67
DTR3 + [1]	16
DTR3 + [2]	57

**Tab. 12.1**

Il fatto che tali rapporti sia ben al di sotto dell'unità è a vantaggio di sicurezza, in quanto il comportamento delle strutture in muratura, soggette a numerose imperfezioni sia microscopiche che macroscopiche, è suscettibile di ampie variazioni in termini di resistenza.

Dall'altra parte, disporre di formulazioni ben calibrate determina una riduzione dei costi a parità di livello di sicurezza garantito. Poiché il massimo valore del cv registrato durante le prove di compressione diagonale sulle serie di pannelli rinforzati è pari al 17% si può affermare che il modello meccanico [2] e quello che prevede la sua somma con il contributo offerto dal rinforzo diagonale sono quelli che permettono una migliore previsione della resistenza dei pannelli consolidati.

Vista la complessità e i rischi connessi alla scelta di modelli numerici per la progettazione di sistemi rinforzi nella pratica professionale sono necessarie ulteriori e più approfondite campagne sperimentali.

# 13. | Valutazione del comportamento degli archi

### 13.1. Determinazione dei carichi di collasso

Con il teorema cinematico del calcolo a rottura, applicato alle murature secondo le ipotesi di Jacques Heyman, (capitolo terzo), è stato determinato il carico di collasso come il minore dei carichi cinematicamente compatibili per il modello di arco non rinforzato, considerato nella sperimentazione di laboratorio.

L'arco testato è soggetto al peso proprio e a una forza  $\lambda F$  posizionata ad un quarto della luce. Si è determinato il moltiplicatore di collasso  $\lambda_c$ , della forza unitaria  $F$ , che porta la struttura al collasso per formazione di un meccanismo. L'arco perviene al collasso per meccanismo in seguito alla formazione di quattro cerniere disposte in senso alternato sul bordo, trasformando il sistema in uno costituito da tre conci rigidi incernierati.

Tale operazione è stata eseguita tramite un'implementazione su Wolfram Mathematica che ha permesso di determinare in modo spedito, ogni moltiplicatore del carico al variare della posizione delle cerniere (e quindi del cinematismo corrispondente) e di scegliere fra questi il minimo.

Per ogni cinematismo, identificato dalla posizione di quattro cerniere alternate, l'equilibrio del sistema è stato imposto applicando il principio dei lavori virtuali:

$$L_v = L_{pp} + L_F(\lambda) = 0$$

$L_v$  = lavoro virtuale di tutte le forze;

$L_{pp}$  = lavoro virtuale del peso proprio di ogni concio, compreso fra due cerniere;

$L_F$  = lavoro virtuale compiuto dalla forza  $\lambda F$

con

$$L_v = P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 + P_3 \eta_3 + \lambda F \eta_F$$

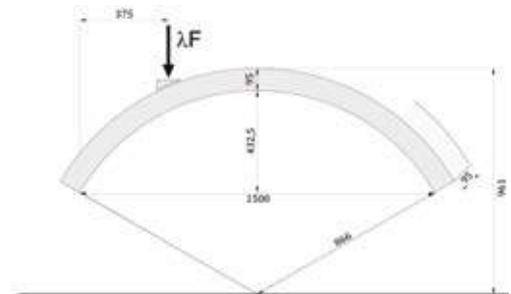


Fig. 13.1. - Dimensioni arco sperimentale.

Il moltiplicatore della forza di collasso relativo al meccanismo considerato è dato da:

$$\lambda = - \frac{\sum_{i=1}^3 P_i \eta_i}{F \eta_F}$$

con

$P_i$  = il peso di ciascun concio;

$\eta_i$  = l'abbassamento virtuale del baricentro del concio;

$\eta_F$  = l'abbassamento virtuale del punto di applicazione della forza;

Con riferimento alla notazione rappresentata in figura 13.2. (introdotta in [111]), ogni meccanismo cinematicamente compatibile e il corrispondente moltiplicatore  $\lambda$  del carico  $F$  sono individuati da una quaterna  $\gamma = (\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4)$ , che identifica la posizione delle cerniere.

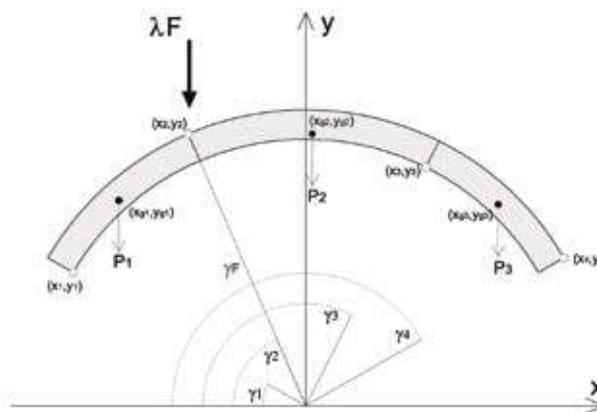
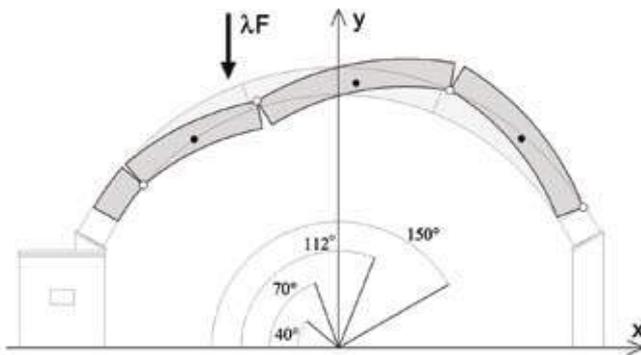


Fig. 13.2. - Sistema in funzione dell'angolo  $\gamma$ .

Il minore dei moltiplicatori cinematicamente ammissibili è risultato pari a 17,3 e il meccanismo corrispondente è identificato dalle seguenti posizioni delle cerniere, figura 13.3:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 40^\circ \\ \gamma_2 &= 70^\circ \\ \gamma_3 &= 112^\circ \\ \gamma_4 &= 150^\circ \end{aligned}$$



**Fig. 13.3.** - Meccanismo di collasso individuato.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi	cerniere		rotazione		baricentro	spostamento virtuale
	gradi	rad				N	x	y	gradi		
	40	0,70	103,5	-841,9							
1	70	1,22	181,2	-703,4	77,6	-663,5	556,4	5	0,087	-518,8	12,6
2	112	1,95	289,9	-434,0	108,7	-329,2	902,8	9	0,157	14,8	-24,2
3	150	2,62	388,3	-175,1	98,3	323,6	803,2	11	0,192	588,1	-34,5

$x_F$	-329,24	$L_F$	-29,1776
$x_{2ass}$	-141,26	$L_{DP}$	-5055,7
$\eta_F$	-29	$\lambda_c$	173,2733

**Tab. 13.1.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

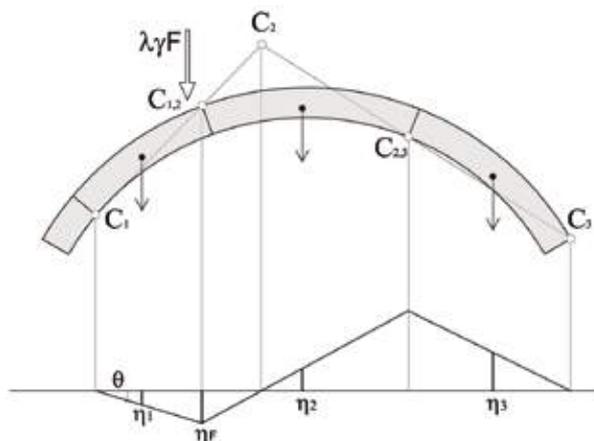


Fig. 13.4 - Catena cinematica dell'arco.

Confrontando i risultati teorici ottenuti dall'analisi limite con quelli registrati sperimentalmente si può osservare che mentre i meccanismi di collasso sono sostanzialmente sovrapponibili, i valori dei carichi di collasso sono molto diversi. In particolare, quelli sperimentali sono molto maggiori, come evidenziato in figura 13.5.

Come visto anche in [11], la sotto stima del modello teorico rispetto a quello sperimentale dipende dal fatto che tale modello non può considerare l'attrito e la resistenza di adesione tra malta e laterizio presenti nel modello reale.

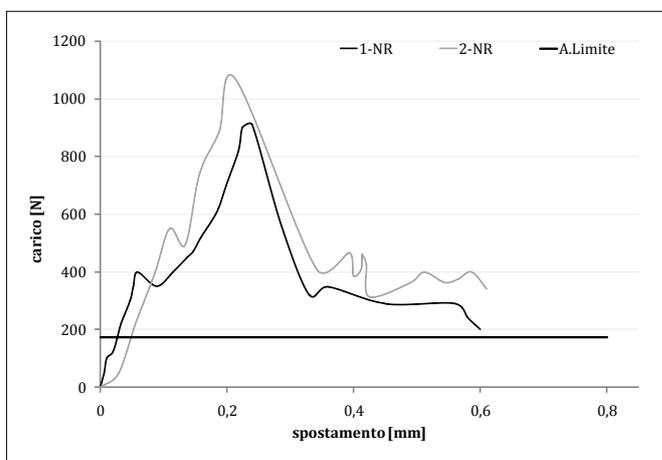


Fig. 13.5. - Confronto fra i diagrammi carico-spostamento dei modelli sperimentali e il valore del carico di collasso determinato con il calcolo a rottura.

### Arco rinforzato

Nel caso degli archi rinforzati all'intradosso o all'estradosso, il rinforzo, conferendo resistenza a trazione alla struttura muraria ostacola l'apertura della cerniera sul bordo opposto al lato rinforzato modificando di conseguenza il meccanismo di collasso e incrementando il moltiplicatore del carico di collasso. Anche per gli archi rinforzati è possibile applicare il teorema cinematico dell'analisi limite procedendo come nel caso precedente dell'arco non rinforzato, aggiungendo però all'espressione del lavoro virtuale il contributo del rinforzo in corrispondenza della cerniera di cui l'apertura è contrastata.

Si ottiene quindi

$$L_v = L_{pp} + L_F(\lambda) + L_R = 0$$

con  $L_R = F_{frcm} \Delta_{frcm}$  lavoro virtuale compiuto dalla forza nel rinforzo per l'allungamento subito dal rinforzo stesso. Si ottiene quindi :

$$\lambda_F = - \frac{P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 + P_3 \eta_3 + F_{frcm} \Delta l_2}{F \eta_F}$$

con

$$\Delta l_2 = 2h \sin \frac{\theta_2 + \theta_1}{2}$$

$h$  = spessore dell'arco;

$\theta$  = rotazione assoluta del blocco, figura 13.6;

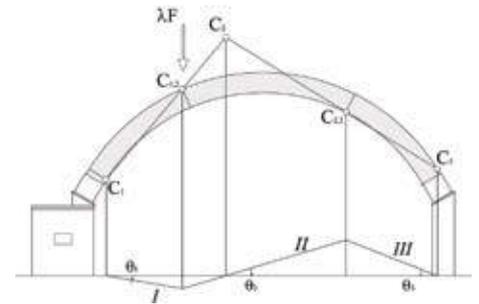


Fig. 13.6.

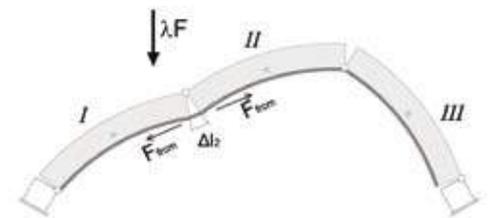


Fig. 13.7. - Arco rinforzato in intradosso.

Il valore riguardante il contributo del sistema di rinforzo  $F_{FRCM}$  è stato ricavato dai dati raccolti durante la campagna sperimentale condotta in [110], su prove di flessione per tre punti di laterizi rinforzati, da cui si ricava una forza nel rinforzo pari a 9327 N.

Per la tipologia di rinforzo RUREDIL X MESH C10 M25 è stata adottata la sigla  $F_{CARB}$ .

Nella tabella seguente, introducendo il suddetto valore della forza nella fibra e applicando la procedura di minimizzazione è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e calcolato il moltiplicatore  $\lambda_c$  con un valore pari a 5713,9 N.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		$x_F$	-376,02		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		$x_{2ass}$	-164,25		$L_{pp}$	1358,9
$\Delta l_2$	4,294		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	40050
$F_{CARB}$	9327					$\lambda_c$	5713,9

**Tab. 13.2.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori sperimentali sono pari a 7140 N per l'arco 1-iCFRCM e 6989 N per l'arco 2-iCFRCM.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	5713,9	
1-iCFRCM	7140	24,96
2-iCFRCM	6989	22,32

**Tab. 13.3.** - Confronto valore analitico e sperimentale.

Per la tipologia di rinforzo RUREGOLD® XR MURATURA con rete in PBO, la forza nella fibra  $F_{PBO}$  è stata ricavata facendo una proporzione tra le prove a flessione eseguite in [110] ed i carichi di picco risultanti dalle prove di aderenza, (capitolo ottavo).

$$9327 : 4160 = x : 3420$$

$$F_{PBO} = 7667,9 \text{ N}$$

Introducendo il suddetto valore della forza nella fibra,  $F_{PBO}$  è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e calcolato il moltiplicatore  $\lambda_c$  con un valore pari a 4730,9 N.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		xF	-376,02		$L_F$	7,24
$\theta$	0,019		x2ass	-164,25		$L_{pp}$	1358,8
$\Delta l_2$	4,294		$\eta_F$	-7,24		$L_R$	32926,1
$F_{PBO}$	7667,9					$\lambda_c$	4730,9

**Tab. 13.4.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori ottenuti sperimentalmente sono pari a 5280 N per l'arco 1-iPBOFRCM e 5672 N per l'arco 2-iPBOFRCM.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	4730,9	
1-iPBOFRCM	5280	11,61
2-iPBOFRCM	5672	19,89

**Tab. 13.5.** - Confronto valore analitico e sperimentale.

Per il rinforzo della Sika, ossia Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid, con rete di vetro, la forza nella fibra  $F_{\text{VETRO}}$  è stata ricavata facendo una proporzione tra le prove a flessione eseguite in [110] ed i carichi di picco risultanti dalle prove di aderenza, (capitolo ottavo).

$$9327 : 4160 = x : 3396$$

$$F_{\text{VETRO}} = 7614,1$$

Introducendo il suddetto valore della forza nella fibra,  $F_{\text{VETRO}}$ , è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e calcolato il moltiplicatore  $\lambda_c$  con un valore pari a 4698,96 N.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		$x_F$	-376,02		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		$x_{2ass}$	-164,25		$L_{pp}$	1358,8
$\Delta l_2$	4,294		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	32694,65
$F_{\text{VETRO}}$	7614					$\lambda_c$	4698,96

Tab. 13.6. - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori ottenuti sperimentalmente sono pari a 4954 N per l'arco 1-iGMSIKA e 5146 N per l'arco 2-iGMSIKA.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	4698,9	
1-iGMSIKA	4954	5,43
2-iGMSIKA	5146	9,51

Tab. 13.7. - Confronto valore analitico e sperimentale.

Per la tipologia di rinforzo FRP, ossia RUREDIL X WRAP 310, con rete di carbonio, la forza nella fibra  $F_{CFRP}$  è stata ricavata facendo riferimento ai dati sperimentali registrati in [112].

Per la forza  $F_{CFRP}$  è stato introdotto un valore pari 25000 N ed è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e calcolato il moltiplicatore  $\lambda_c$  con un valore pari a 15001 N.

conci	$\gamma$		P( $\gamma$ )	Xg( $\gamma$ )	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		x $F$	-376,02		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		x $2_{ass}$	-164,25		$L_{pp}$	1358,9
$\Delta l_2$	4,294		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	107350
$F_{CFRP}$	25000					$\lambda_c$	15001

**Tab. 13.8.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori ottenuti sperimentalmente sono pari a 15915 N per l'arco 1-iCFRP e 14941 N per l'arco 2-i CFRP.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	15001	
1-iCFRP	15198	1,31
2-iCFRP	14941	-0,40

**Tab. 13.9.** - Confronto valore analitico e sperimentale.

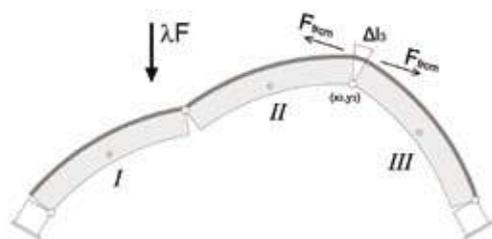


Fig. 13.8. - Arco rinforzato all'estradosso

Nel caso degli archi rinforzati all'estradosso, l'apertura delle cerniere estradosso avviene senza compiere lavoro, mentre in quelle sul bordo opposto, il rinforzo compie lavoro opponendosi all'apertura della cerniera. In questo contesto, è possibile esprimere l'equazione dei lavori virtuali in funzione dell'angolo  $\gamma$ , aggiungendovi il contributo del rinforzo,  $F_{frcm}$ .

$$\lambda_F = - \frac{P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 + P_3 \eta_3 + F_{frcm} \Delta l_3}{F \eta_F}$$

$$\Delta l_3 = 2h \sin \frac{\theta_2 + \theta_3}{2}$$

$h$  = spessore dell'arco;

$\theta$  = rotazione assoluta del blocco, figura 13.6;

Nella tabella seguente, il suddetto valore della forza nella fibra  $F_{CARB}$  è stato applicato secondo la procedura di minimizzazione, come nel caso degli archi rinforzati all'intradosso.

Quindi, è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e il moltiplicatore  $\lambda_c$  è stato calcolato con un valore pari a 5842 N.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		xF	-376,01		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		x2ass	-164,25		$L_{pp}$	1358,9
$\Delta l_3$	4,393		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	40977,9
$F_{CARB}$	9327					$\lambda_c$	5842

Tab. 13.10. - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori trovati sperimentalmente sono pari a 8500 N per l'arco 1-eCFRCM e 8680 N per l'arco 2-eCFRCM.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	5842	
1-eCFRCM	8500	45,50
2-eCFRCM	8680	48,58

**Tab. 13.11.** - Confronto valore analitico e sperimentale.

Per la tipologia RUREGOLD® XR MURATURA con rete in PBO, la forza nella fibra  $F_{PBO}$ , è pari a 7667,9 N.

Introducendo il valore  $F_{PBO}$  è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e calcolato il moltiplicatore  $\lambda_c$  con un valore pari a 4836,1 N.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		xF	-376,01		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		x2ass	-164,25		$L_{pp}$	1358,9
$\Delta l_3$	4,393		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	33688,7
$F_{PBO}$	7667,9					$\lambda_c$	4836,1

**Tab. 13.12.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori trovati sperimentalmente sono pari a 4968 N per l'arco 1-ePBOFRCM e 4813 N per l'arco 2-ePBOFRCM.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	4836,1	
1-ePBOFRCM	4968	2,71
2-ePBOFRCM	4813	-0,49

**Tab. 13.13.** - Confronto valore analitico e sperimentale.

Per il rinforzo della Sika, ossia Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid, con rete di vetro, il valore della forza nella fibra  $F_{\text{VETRO}}$  è pari a 7614,1 N. Introducendo tale valore è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e il moltiplicatore  $\lambda_c$  è stato calcolato con un valore pari a 4804 N.

conci	$\gamma$		P( $\gamma$ )	Xg( $\gamma$ )	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	spostamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	67	1,168	173,4	-719,9	95,7	-750,09	432,80	1,11	0,019	-595,6	2,99
2	117	2,041	302,8	-399,3	129,4	-376,02	884,38	1,48	0,025	30,18	-6,65
3	150	2,617	388,3	-175,1	85,43	392,35	772,01	1,17	0,020	619,95	-9,17

	Dil.		xF	-376,01		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		x2ass	-164,25		$L_{DP}$	1358,9
$\Delta l_3$	4,393		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	33455,9
$F_{\text{vetro}}$	7614,9					$\lambda_c$	4804

**Tab. 13.14.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori trovati sperimentalmente sono pari a 3781 N per l'arco 1-eG-MSIKA e 3984 N per l'arco 2-eG-MSIKA.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	4804	
1-eGMSIKA	3781	-21,29
2-eGMSIKA	3984	-17,07

**Tab. 13.15.** - Confronto valore analitico e sperimentale.

Per la tipologia di rinforzo FRP, ossia RUREDIL X WRAP 310, con rete di carbonio, la forza nella fibra  $F_{FRP}$ , è stata ricavata facendo riferimento ai dati sperimentali registrati in [112]. Infatti, per la forza  $F_{FRP}$  è stato introdotto un valore pari 25000 N; quindi, è stato individuato il meccanismo di collasso definito dalle cerniere ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ ) e il moltiplicatore  $\lambda_c$  è stato calcolato con un valore pari a 15343,6 N.

conci	$\gamma$		$P(\gamma)$	$Xg(\gamma)$	pesi [N]	cerniere		rotazione		baricentro x	abbassamento virtuale $\eta$
	gradi	rad				x	y	gradi	rad		
	30	0,523	77,66	-873,2							
1	70	1,221	181,2	-703,4	103,54	-750,09	432,80	1,11	0,019	-576,2	3,37
2	110	1,919	284,7	-447,9	103,54	-329,24	902,84	1,98	0,035	-0,713	-7,43
3	150	2,617	388,3	-175,1	103,54	295,39	814,06	1,79	0,031	575,08	-10,28

	Dil.		$x_F$	-376,01		$L_F$	7,25
$\theta$	0,019		$x_{2ass}$	-164,25		$L_{pp}$	1358,9
$\Delta l_3$	4,393		$\eta_F$	-7,25		$L_R$	109836,9
$F_{FRP}$	25000					$\lambda_c$	15343,6

**Tab. 13.16.** - Tabella con i valori utilizzati per il calcolo del moltiplicatore di collasso.

I valori trovati sperimentalmente sono pari 11345 N per l'arco 1-eCFRP e 11955 N per l'arco 2-eCFRP.

	Carico collasso [N]	Variazione carico [%]
V. analitico	15343,6	
1-eCFRP	11345	-26,06
2-eCFRP	11955	-22,08

**Tab. 13.17.** - Confronto valore analitico e sperimentalmente.

## 13.2. Determinazione dei domini di resistenza delle sezioni

### Il dominio M-N

La muratura è costituita da un insieme di elementi rigidi, i blocchi, connessi o meno con della malta e tenuti insieme dalle forze di compressione prodotte dal peso, pertanto il corpo murario si lesiona, non appena al suo interno tendono a sorgere sollecitazioni di trazione. Nell'ambito del calcolo a rottura, seguendo le ipotesi di Heyman, per il materiale murario si adotta quindi il modello non reagente a trazione e rigido a compressione per cui le deformazioni che interessano questo materiale danno luogo a campi di spostamento e quindi a meccanismi.

La cella resistente elementare di un generico arco murario è costituita da blocchi rigidi contigui che non possono compenetrarsi ma possono ruotare l'uno rispetto all'altro in modo relativo intorno al lato di contatto in cui si realizza la cerniera.

Cinematicamente si verifica la formazione di una cerniera, ossia la formazione di un vincolo interno monolatero sul bordo della sezione che permette ai due conci di ruotare relativamente solo in un verso, [111]. Lo stato di sollecitazione agente sulla cella resistente elementare è composto da uno sforzo assiale  $N$ , applicato sul baricentro della sezione dell'elemento, da un momento  $M$  e da uno sforzo di taglio  $T$ .

La cella è in uno stato di equilibrio fino a quando lo sforzo normale  $N$  applicato, presenta un'eccentricità inferiore alla metà dello spessore della sezione muraria considerata.

Pertanto, lo stato di equilibrio si conserva fino a quando l'eccentricità con la quale un generico sforzo normale è applicato, soddisfa la seguente condizione:

$$-\frac{H}{2} \leq e \leq \frac{H}{2}$$

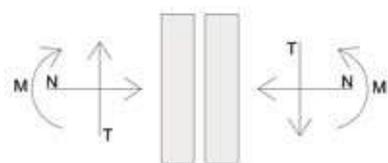


Fig.13.9. - Stato di sollecitazione della cella resistente elementare

da cui è possibile ricavare l'espressione del momento limite

$$M = \pm N \frac{H}{2}$$

con  $H$  spessore del concio.

Nel caso di limitata resistenza a compressione, la massima eccentricità possibile per un dato  $N$ , è inferiore ad  $H/2$  e dipende dalla resistenza a compressione della muratura e dal suo legame costitutivo. Facendo riferimento al legame costitutivo estrapolato dalla sperimentazione presente nel capitolo sesto, paragrafo 6.3.2, la massima eccentricità per cui lo sforzo  $N$  può essere applicata è stata calcolata nel modo seguente:

$$e_{max} = \frac{H}{2} - \frac{N}{2 b \alpha f_{md}}$$

$N$  = sforzo normale;

$b$  = larghezza della sezione;

$\alpha = 0,85$ ;

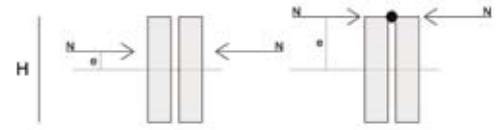
$\beta = 0,7$ ;

$f_{md}$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

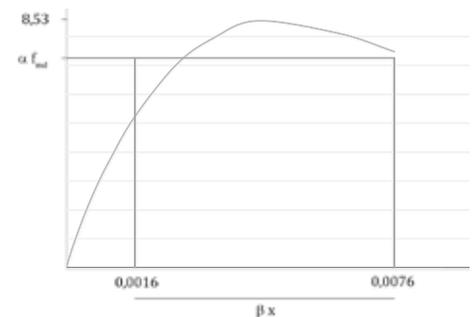
Si ha l'equilibrio del sistema quando:

$$M \leq N \left( \frac{H}{2} - \frac{N}{2 b \alpha f_{md}} \right)$$

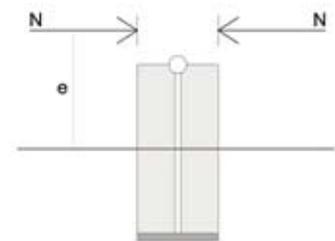
per cui, dato uno sforzo normale  $N$ , si può determinare il valore dell'eccentricità e quindi del momento flettente compatibile con la resistenza della muratura.



**Fig. 13.10.** - Cella elementare: forza normale interna alla sezione; forza normale nella posizione limite.



**Fig. 13.11.** - Stress block.



**Fig. 13.12.** - Cella elementare con sforzo normale oltre la sezione.

Per gli archi non rinforzati, testati nella fase sperimentale, sono stati determinati i domini M-N nel caso di resistenza a compressione finita della muratura. I parametri necessari per la descrizione del dominio di resistenza delle sezioni degli archi sono stati ottenuti dalle prove di compressione effettuate su colonne di muratura, (capitolo sesto, paragrafo 6.3.2). In figura 13.11 si riporta il legame costitutivo determinato, mentre in tabella 13.18 si riportano i dati relativi alla muratura ed utilizzati per la determinazione del dominio di resistenza M-N. In fig. 13.13 è riportato il dominio N-M così determinato.

$E_m$ [MPa]	$\varepsilon_{mu}$ [%]	$f_{md}$ [MPa]
1753,66	0,0076	8,53

Tab. 13.18.

$E_m$  = modulo elastico muratura;

$\varepsilon_{mu}$  = deformazione ultima muratura;

$f_{md}$  = tensione di compressione di calcolo della muratura;

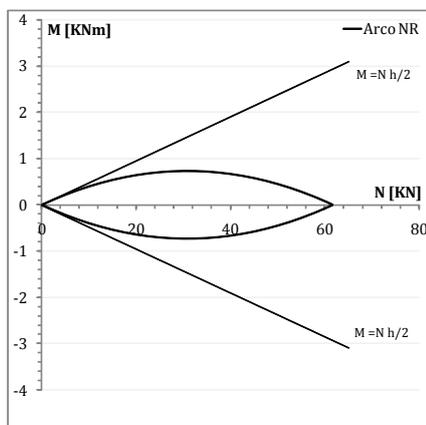


Fig. 13.13. Dominio M-N arco non rinforzato.

Nel caso della muratura rinforzata, il rinforzo impedisce la formazione delle cerniere sul lembo opposto a quello rinforzato e consente, allo sforzo normale, di poter essere applicato con eccentricità superiore a metà dello spessore della sezione e quindi permette, al luogo dei centri di pressione di uscire dalla sezione. I modelli analitici utilizzati sono stati ripresi dalla teoria del calcestruzzo armato ed applicati al caso della muratura rinforzata da Triantafyllou [113] e Valluzzi et al. [114] nel caso delle volte a botte.

Per la costruzione dei domini di resistenza relativi agli archi testati sperimentalmente è stato necessario estrapolare i valori relativi alla deformazione ultima da attribuire ai rinforzi considerati.

Per tale motivo sono stati utilizzati i risultati delle prove di aderenza sui rinforzi (capitolo ottavo) che hanno permesso di estrapolare i seguenti parametri:

tipologia rinforzo	$\epsilon_f$ [%]	$E_f$ [MPa]	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]
C-FRCM	0,010	240 000	4,46
PBO-FRCM	0,0096	270 000	1,34
G-MSIKA	0,030	76 000	1,33

**Tab. 13.19.**

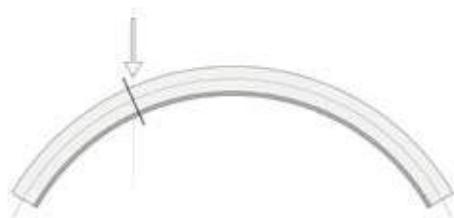


Fig. 13.14. - Sezione dell'arco considerata.

Nel caso degli archi rinforzati all'intradosso, si considera la sezione posta sotto la verticale del carico, figura 13.14.

Si considerano le due condizioni ultime rappresentate dal fallimento lato muratura per schiacciamento (figura 13.15) o fallimento lato rinforzo per rottura a trazione della malta e scorrimento del rinforzo, figura 13.16.

Facendo riferimento alle figure 13.15 e 13.16, è stata utilizzata la seguente nomenclatura:

$b$  = spessore della sezione dell'arco;

$h$  = altezza della sezione;

$x$  = distanza dell'asse neutro dal lembo compresso;

$\beta x$  e  $\beta_{fmd}$  = definiscono lo stress block;

$R_c$  = risultante delle tensioni di compressione;

$R_t$  = risultante delle tensioni di trazione;

$\varepsilon_{mu}$  = deformazione ultima della muratura;

$\varepsilon_{FRCMU}$  = deformazione ultima della fibra;

$f_{md}$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$E_m$  = modulo elastico della muratura;

$E_f$  = modulo elastico della fibra;

$A_f$  = area trasversale della fibra;

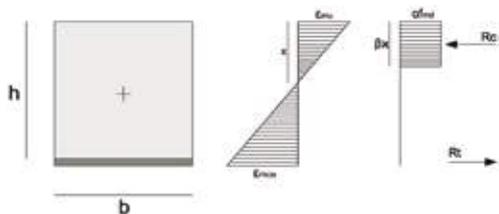


Fig. 13.15. - Stato deformativo e tensionale della sezione nel caso di schiacciamento della muratura.

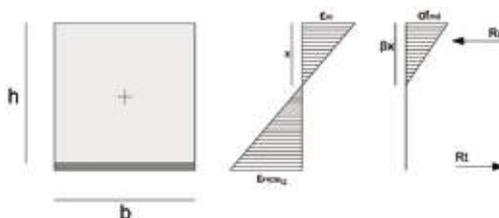


Fig. 13.16. - Stato deformativo e tensionale della sezione nel caso di condizione ultima lato rinforzo.

Per la rottura ottenuta in seguito al raggiungimento della deformazione ultima della muratura si ottiene:

equazione di equilibrio alla traslazione;

$$N = R_c - R_t$$

$$R_c = \alpha \beta f_{md} x h$$

$$R_t = \varepsilon_{mu} \left( \frac{h-x}{x} \right) E_f A_f$$

Sostituendo in:

$$R_c = R_t + N$$

e risolvendo rispetto a  $x$ , si ricava la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.

$$x = \frac{N - A_f E_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{4A_f f_{md} E_f h^2 \alpha \beta \varepsilon_{mu} + (-N + A_f E_f \varepsilon_{mu})^2}}{2f_{md} \alpha \beta}$$

equazione di equilibrio alla rotazione;

$$M(N) = \frac{R_c}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{\beta x}{2} \right) + R_t \left( \frac{h}{2} \right)$$

Risolvendo l'ultima equazione si trova quindi il momento resistente di calcolo in funzione di  $N$ .

Per la rottura per raggiungimento della deformazione ultima nel rinforzo, si ottiene:

equazione di equilibrio alla traslazione;

$$N = R_c - R_t$$

$$R_c = \frac{\varepsilon_f x}{2(t-x)} x h E_m$$

$$R_t = \varepsilon_f E_f A_f$$

Sostituendo in:

$$R_c = R_t + N$$

E risolvendo rispetto a  $x$ , si ricava la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso;

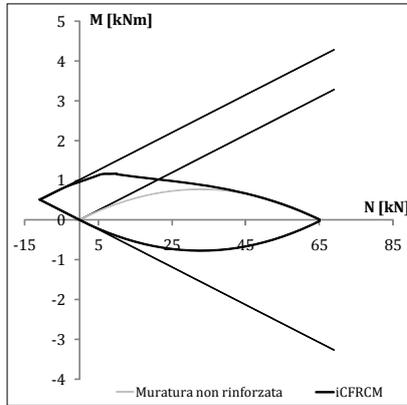
$$x = \frac{-2N - 2 A_f E_f \varepsilon_f + \sqrt{(2N + 2A_f E_f \varepsilon_f)^2 - 4 E_m h \varepsilon_f (-2Nh - 2A_f E_f \varepsilon_f h)}}{2 E_m h \varepsilon_f}$$

Il momento resistente di calcolo si trova tramite un'equazione di equilibrio alla rotazione;

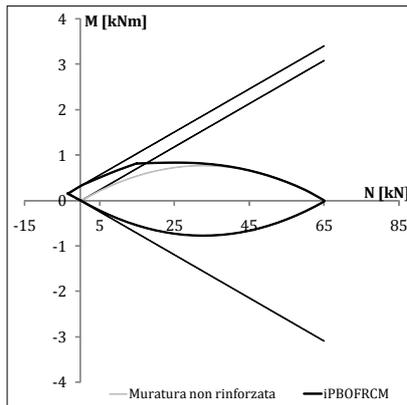
$$M(N) = \frac{R_c}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + R_t \left( \frac{h}{2} \right)$$

Risolvendo l'ultima equazione si trova quindi il momento resistente di calcolo in funzione di  $N$ .

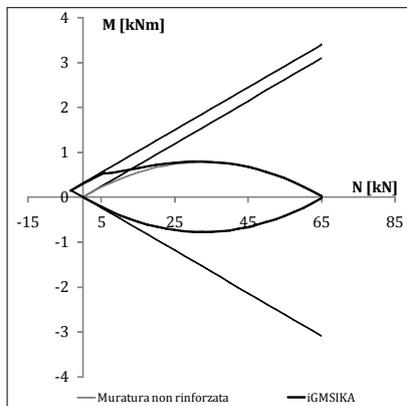
Sono stati ottenuti i seguenti domini:



**Fig.13.17.** - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con CFRM.

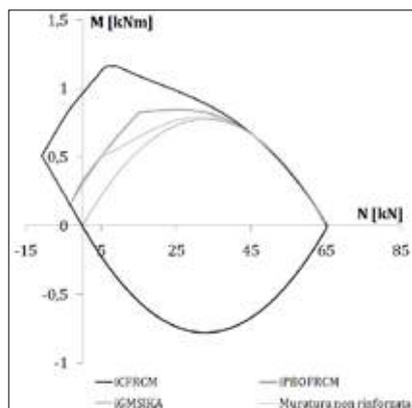


**Fig.13.18.** - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con PBOFRM.



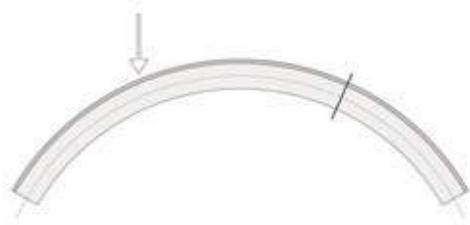
**Fig.13.19.** - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con GMSIKA

**Fig.13.20.** - Confronto dei domini di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con le tre differenti tipologie di composito a matrice cementizia.



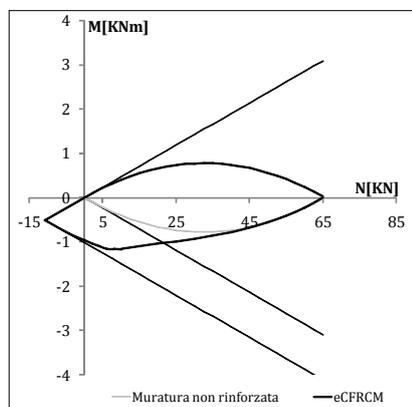
Per gli archi rinforzati all'estradosso si procede come nel caso precedente, ma considerando la sezione dell'arco posta in posizione simmetrica a quella sotto la verticale del carico.

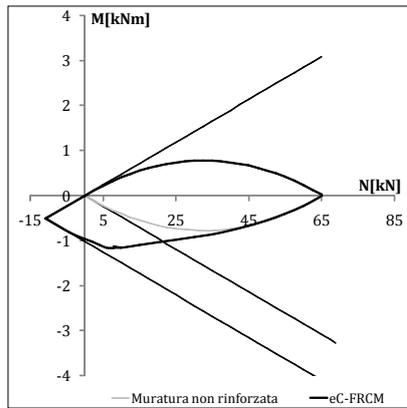
Per la costruzione dei domini di resistenza M-N sono state utilizzate le medesime equazioni del caso dell'arco rinforzato all'intradosso, per cui si riportano per completezza i soli diagrammi.



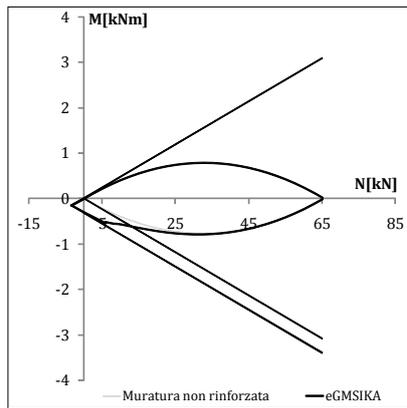
**Fig. 13.21.** - Sezione dell'arco considerata.

**Fig.13.22.** - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con CFR-CM.

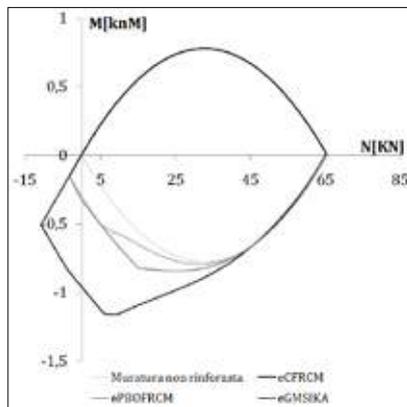




**Fig.13.23.** - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con PBOFRCM.



**Fig.13.24.** - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con G-MSIKA.



**Fig.13.25.** - Confronto dei domini di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con le tre differenti tipologie di composito a matrice cementizia.

### 13.2. Determinazione dei domini T-N della muratura non rinforzata

Utilizzando i dati sperimentali ricavati dalla sperimentazione su triplette, capitolo sesto paragrafo 6.3.1, sono stati costruiti i domini T-N della muratura non rinforzata. Considerando che la coesione è pari a 0,047 MPa e che il coefficiente d'attrito è pari a 0,65, è stato ottenuto il seguente dominio T-N:

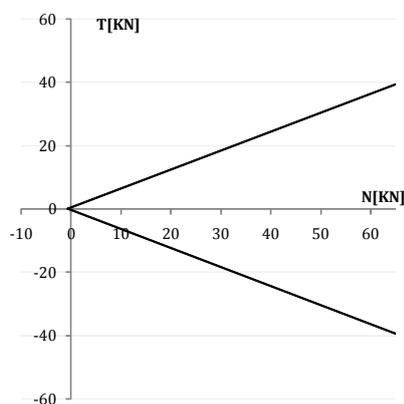


Fig. 13.26. Dominio T-N arco non rinforzato.

Per la presenza del rinforzo, all'intradosso o all'estradosso, tale dominio si modifica permettendo sollecitazioni di taglio maggiori.

Ad oggi non è stato calibrato nessun modello interpretativo a riguardo sia dei compositi a matrice polimerica che per i compositi a matrice cementizia, quindi, in questo contesto si trascura il contributo a taglio del rinforzo. Il contributo del rinforzo alla resistenza può essere paragonato al contributo fornito dalla resistenza a taglio delle barre di acciaio che attraversano una

fessura nelle travi in calcestruzzo armato, tale fenomeno è conosciuto come effetto spinotto o bietta, figura 13.27. La resistenza è garantita fino alla perdita di aderenza del rinforzo dal supporto. La valutazione della resistenza a taglio del rinforzo risente di numerosi fattori che per essere risolti richiederebbero delle prove sperimentali specifiche non eseguite in questo lavoro.

Sia per gli archi rinforzati all'intradosso che all'estradosso, la curva delle pressioni è stata determinata considerando il peso proprio e l'impossibilità di apertura delle cerniere poste sul lato opposto rispetto al rinforzo.

S'ipotizza inoltre, che sia possibile l'apertura delle cerniere alle imposte sia di sinistra che di destra per entrambe le configurazioni di rinforzo trattate. Tale ipotesi si basa sulla considerazione che la lunghezza di ancoraggio effettivamente realizzata a livello delle imposte non sia sufficiente a prevenire l'apertura delle stesse [115, 116].

La posizione delle cerniere è stata determinata con il teorema cinematico dell'analisi limite applicato all'arco non rinforzato, eliminando le cerniere la cui apertura è impedita dalla presenza del rinforzo. In questo modo la struttura risulta isostatica e la determinazione del poligono funicolare è univoca.

In particolare, nel caso degli archi rinforzati all'intradosso, la curva delle pressioni è stata condizionata nel passaggio dalle cerniere poste in A-B-C come visualizzato in figura 13.31a.

Nel caso degli archi rinforzati all'estradosso, il passaggio della curva delle pressioni è stato condizionato in A-B-C come visualizzato in figura 13.31b.

Per ogni tipologia di rinforzo sono state determinate le sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni nelle quali si sono manifestate le condizioni di crisi più evidenti.

Nel caso a), è stata considerata la sezione posta sotto la verticale

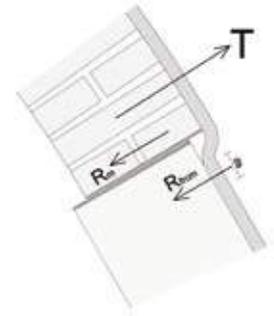


Fig. 13.27. Contributo al taglio del rinforzo.

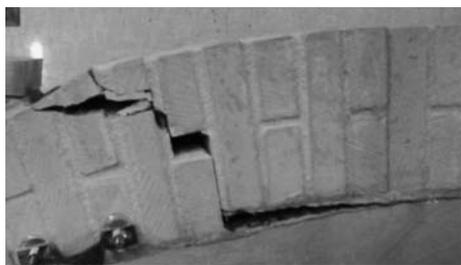


Fig. 13.28. - Arco iCFRCM.



Fig. 13.29. - Arco iCFRCM.

del carico dove è avvenuto lo schiacciamento della muratura e la fessurazione del rinforzo, mentre nel caso b) è stata considerata sia la sezione simmetrica a quella posta sotto al carico e sia quella all'imposta destra in corrispondenza della quale è avvenuto lo scorrimento per taglio.

Per ogni tipologia di rinforzo testato, nei domini di resistenza M-N e T-N, precedentemente individuati, sono stati introdotti i valori sollecitanti, determinati con i poligoni funicolari. Tale operazione ha permesso di trarre delle considerazioni sui meccanismi che hanno portato al collasso distinguendo se flessionali o taglienti, come già l'ispezione visiva durante le prove aveva già suggerito.



Fig. 13.30.- Meccanismi di rottura.

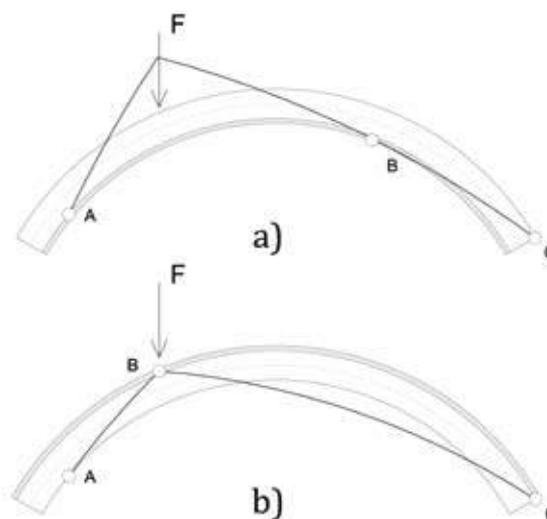
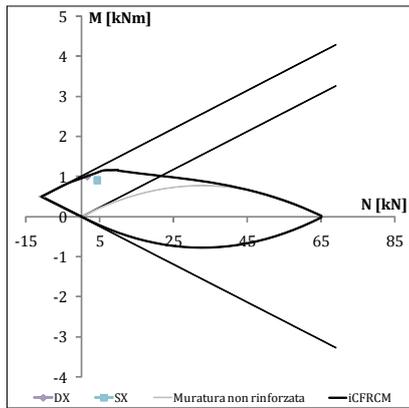


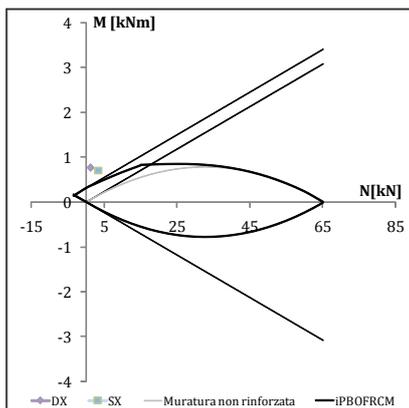
Fig. 13.31. - Curva delle pressioni nell'arco rinforzato all'intradosso (a) e all'estradosso (b).



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{sx}}$	$M_{\text{sx}}$	$N_{\text{dx}}$	$M_{\text{dx}}$
iCFRCM	7,06	4,34	0,91	1,58	1

Tab. 13.20. - Valori M-N sollecitanti.

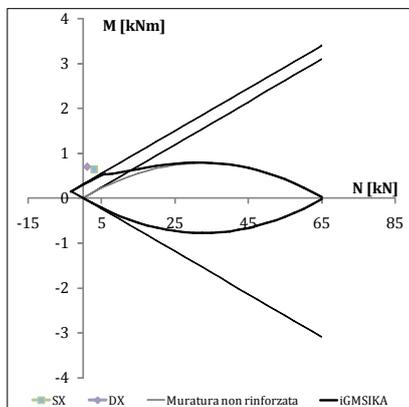
Fig. 13.32. - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con CFRCM.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{sx}}$	$M_{\text{sx}}$	$N_{\text{dx}}$	$M_{\text{dx}}$
iPBOFRCM	5,28	3,37	0,7	1,23	0,77

Tab. 13.21. - Valori M-N sollecitanti.

Fig. 13.33. - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con PBOFRCM.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{sx}}$	$M_{\text{sx}}$	$N_{\text{dx}}$	$M_{\text{dx}}$
iGMSIKA	4,95	3,02	0,63	1,1	0,69

Tab. 13.22. - Valori M-N sollecitanti.

Fig. 13.34. - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'intradosso con GMSIKA.

	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{sx}}$	$M_{\text{sx}}$	$N_{\text{dx}}$	$M_{\text{dx}}$
eCFRCM	8,59	8,27	-1,59	5,90	-1,13

Tab. 13.23. - Valori M-N sollecitanti.

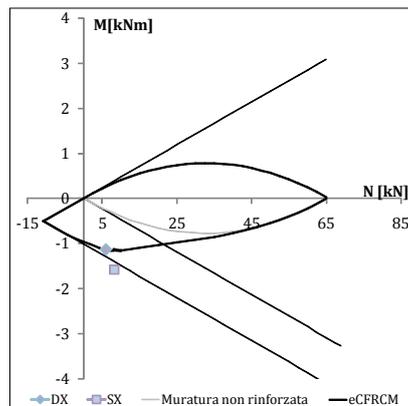


Fig. 13.35. - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con CFRCM.

	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{sx}}$	$M_{\text{sx}}$	$N_{\text{dx}}$	$M_{\text{dx}}$
ePBOFRCM	4,89	4,71	-0,90	3,36	-0,64

Tab. 13.24. - Valori M-N sollecitanti.

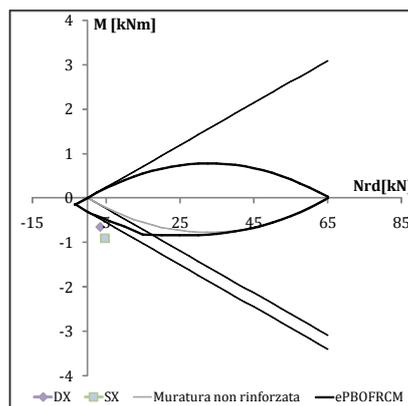


Fig. 13.36. - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con PBOFRCM.

	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{sx}}$	$M_{\text{sx}}$	$N_{\text{dx}}$	$M_{\text{dx}}$
eGMSIKA	3,88	3,73	-0,71	2,66	-0,51

Tab. 13.25. - Valori M-N sollecitanti.

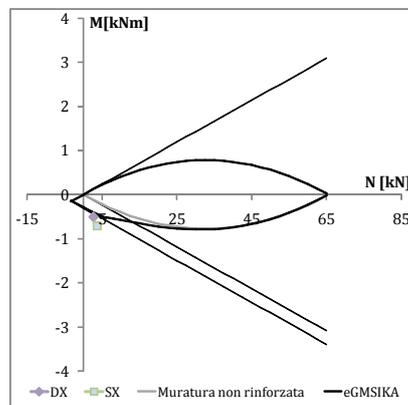
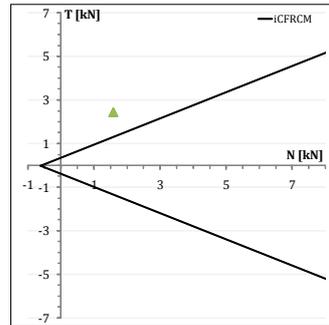


Fig. 13.37. - Dominio di resistenza M-N per la sezione rinforzata all'estradosso con GMSIKA.

### Archi rinforzati all'intradosso

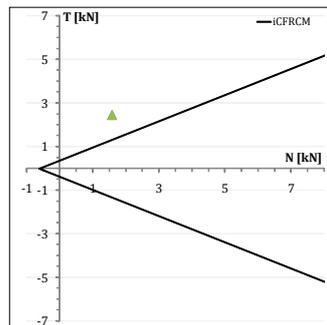
Nei diagrammi seguenti sono stati introdotti i valori sollecitanti di T ed N nella sezione individuata sotto la verticale del carico per ogni tipologia di sistema di rinforzo testato.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
iCFRCM	7,06	1,58	2,44

Tab. 13.26. - Valori T-N sollecitanti.

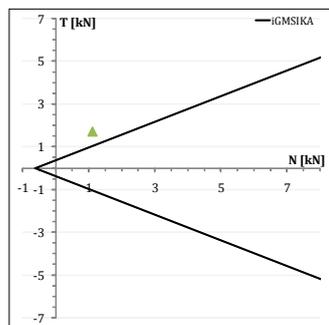
Fig. 13.38. - Dominio di resistenza T-N per la sezione rinforzata all'intradosso con CFRCM.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
iPBOFRCM	5,28	1,23	1,89

Tab. 13.27. - Valori T-N sollecitanti.

Fig. 13.39. - Dominio di resistenza T-N per la sezione rinforzata all'intradosso con PBOFRCM.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
iGMSIKA	4,92	1,1	1,70

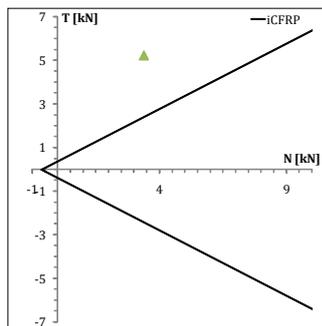
Tab. 13.28. - Valori T-N sollecitanti.

Fig. 13.40. - Dominio di resistenza T-N per la sezione rinforzata all'intradosso con GMSIKA.

	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
iCFRP	15,06	3,39	5,21

Tab. 13.29. - Valori M-N sollecitanti.

Fig. 13.41. - Dominio di resistenza T-N per la sezione rinforzata all'intradosso con CFRP.



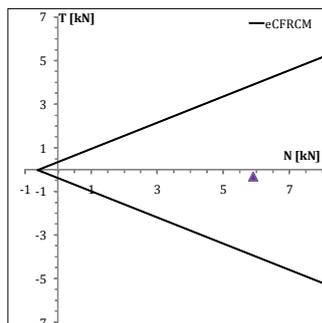
### Archi rinforzati all'estradosso

Nel caso degli archi rinforzati all'estradosso, il dominio T-N è stato valutato nella sezione posizionata simmetricamente alla verticale del carico, figura 13.31b.

	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
eCFRCM	8,59	5,90	-0,30

Tab. 13.30. - Valori T-N sollecitanti.

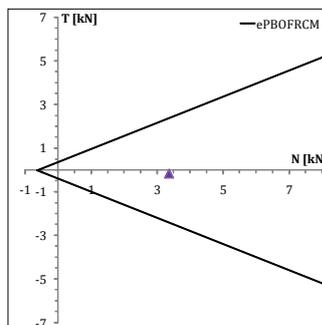
Fig. 13.42. - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione simmetrica alla verticale del carico per l'arco rinforzato con CFRCM.

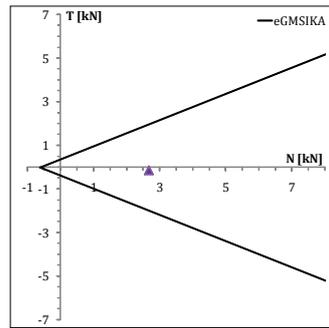


	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
ePBOFRCM	4,89	2,66	-0,13

Tab. 13.31. - Valori T-N sollecitanti.

Fig. 13.43. - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione simmetrica alla verticale del carico per l'arco rinforzato con PBOFRCM.

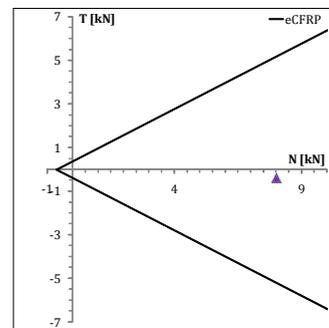




	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
eGMSIKA	3,88	3,36	-0,17

**Tab. 13.32.** - Valori T-N sollecitanti.

**Fig. 13.44.** - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione simmetrica alla verticale del carico per l'arco rinforzato con GMSIKA.

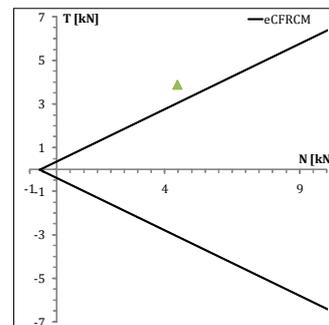


	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
eCFRP	15,06	8	-0,41

**Tab. 13.33.** - Valori M-N sollecitanti.

**Fig. 13.45.** - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione simmetrica alla verticale del carico per l'arco rinforzato con CFRP.

Dominio T-N valutato nella sezione corrispondente all'imposta di destra in C, figura 13.31b.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
eCFRCM	8,59	4,46	3,87

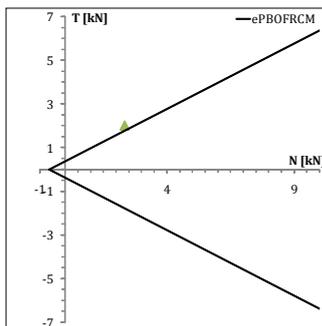
**Tab. 13.34.** - Valori T-N sollecitanti.

**Fig. 13.46.** - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione in C rinforzata all'estradosso con CFRM.

	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
ePBOFRCM	4,49	2,33	2,02

Tab. 13.35. - Valori T-N sollecitanti.

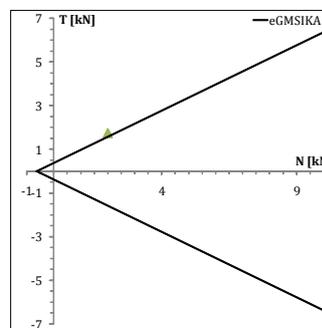
Fig. 13.47. - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione in C rinforzata all'estradosso con PBOFRCM.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
eGMSIKA	3,88	2,01	1,75

Tab. 13.36. - Valori T-N sollecitanti.

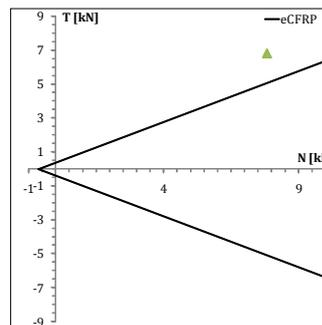
Fig. 13.48. - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione in C rinforzata all'estradosso con GMSIKA.



	$F_{\text{medio}}$ [kN]	$N_{\text{dx}}$	$T_{\text{dx}}$
eCFRP	15,06	7,82	6,79

Tab. 13.37. - Valori T-N sollecitanti.

Fig. 13.49. - Dominio di resistenza T - N in corrispondenza della sezione in C rinforzata all'estradosso con CFRP.





# 14. | Conclusioni

Gli interventi per il consolidamento di strutture murarie coinvolgono molte e complesse problematiche, tra cui la necessità di provvedimenti che non stravolgano il funzionamento strutturale dell'edificio e che siano coerenti con le peculiarità del comportamento meccanico delle murature.

I rinforzi in materiale composito a matrice cementizia (FRCM) si presentano come una valida alternativa ai più conosciuti compositi a matrice polimerica e possono, in casi specifici, sostituire metodi tradizionali utilizzati nel consolidamento strutturale di costruzioni in muratura. Il sistema FRCM, essendo costituito da un materiale composito a matrice inorganica, si mostra come un sistema di rinforzo compatibile con le strutture murarie e soprattutto reversibile e non invasivo. Inoltre, l'applicazione di tale tecnologia, avendo un peso irrilevante, non provoca l'incremento dei carichi verticali e di conseguenza non porta ad una alterazione del comportamento strutturale originario, come accade, ad esempio, nel caso di interventi effettuati con l'inserimento di elementi più rigidi e resistenti come il calcestruzzo armato o l'acciaio. L'applicazione di tale tecnica d'intervento su edifici in muratura deve avvenire in maniera corretta ed essere subordinata alla conoscenza del comportamento meccanico del sistema muratura-rinforzo che viene a crearsi.

In tal senso, nell'ambito della presente tesi di dottorato è stata condotta un'estesa indagine sperimentale – sia sui materiali che su modelli in scala - presso il Laboratorio Ufficiale di Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Architettura (DIDA) dell'Università degli Studi di Firenze.

La sperimentazione ha riguardato due tipologie di rinforzo forniteci dall'azienda RUREDIL S.p.A., uno con rete in fibre di carbonio e l'altro con fibre di PBO (rispettivamente RUREDIL X MESH C10 M25 e RUREGOLD® XR MURATURA), mentre l'azienda Sika Italia S.p.A. ci ha fornito un composito con rete in fibre di vetro (la tipologia Sika® Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid).

Infine, per confronto, solo nel caso degli archi murari, è stato utilizzato il sistema di rinforzo a matrice polimerica (FRP), ossia RUREDIL X WRAP 310, fornitoci dalla RUREDIL S.p.A.

La prima parte dell'indagine sperimentale è stata incentrata sulla caratterizzazione dei materiali, nella quale, oltre a prove effettuate sulla muratura utilizzata per la costruzione dei modelli, sono state eseguite prove sugli elementi costituenti la stessa, e prove specifiche sulle malte alla base dei tre differenti sistemi di rinforzo a matrice cementizia.

La seconda fase dell'indagine sperimentale ha riguardato la valutazione dell'efficacia dei compositi a matrice cementizia per il rinforzo di elementi strutturali in muratura, attraverso il confronto fra le prestazioni di tre differenti tipi di prodotti e focalizzando l'attenzione sulla comprensione del comportamento meccanico del sistema muratura-rinforzo. Nello specifico, per le tre tipologie di rinforzo, sono state condotte prove di aderenza (double shear test) e prove su modelli in scala di pannelli e archi rinforzati.

I risultati della sperimentazione svolta tramite prove di aderenza, hanno permesso di trarre considerazioni conclusive che hanno riguardato i meccanismi resistivi coinvolti nel trasferimento delle tensioni dalla struttura muraria al sistema di rinforzo; in tale ambito le differenze registrate per i diversi sistemi di rinforzo hanno permesso l'identificazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei componenti del sistema (matrice cementizia e rete di fibre) che aumentano l'efficacia del sistema stesso, sia in termini di forza di trasferimento che di capacità deformativa. L'individuazione dei meccanismi resistivi, alla base del funzionamento dei sistemi di rinforzo a matrice cementizia, ha permesso la calibrazione dei modelli analitici basati sull'approccio lineare della meccanica della frattura del secondo modo, applicato all'interfaccia fra strato di fibra e matrice, fra matrice e matrice (considerando esistenti solo i ponti di matrice fra le fibre) e, infine,

fra ogni singolo multi-filamento (yarn) e la matrice circostante. Le prove sui modelli di pannello soggetti a diagonal test e rinforzati secondo differenti schemi hanno permesso di valutare l'efficacia dei compositi a matrice cementizia per il rinforzo a taglio dei pannelli murari sia in termini di aumento della resistenza a taglio che dell'aumento della capacità deformativa. Considerando entrambi i parametri, sono stati identificati gli schemi di rinforzo più efficaci. Risultati interessanti sono stati ottenuti applicando i modelli analitici facendo riferimento ad un ideale traliccio isostatico resistente.

I risultati della sperimentazione svolta sui modelli di arco rinforzati, hanno permesso infine di trarre delle considerazioni sull'efficacia dei compositi a matrice cementizia per il rinforzo dei sistemi ad arco al variare del tipo di rinforzo e al variare della collocazione (superficie di intradosso o estradosso). La diretta osservazione dei fenomeni deformativi registrati durante le prove, accompagnati dallo studio dei modelli analitici applicati agli archi rinforzati, hanno permesso l'interpretazione dei meccanismi di collasso e la comprensione del funzionamento resistivo del sistema muratura-rinforzo. I risultati sperimentali hanno permesso di evidenziare come il teorema cinematico dell'analisi limite, applicato agli archi rinforzati, sia un valido strumento per valutare la capacità portante e possa essere usato per il dimensionamento dei sistemi di rinforzo.

Nello specifico dalle analisi riguardanti l'adesione, è risultato evidente che sulle prestazioni meccaniche del sistema FRCCM incide la capacità di resistenza della matrice cementizia sottoposta ad uno stato sollecitante di trazione; capacità che è stata migliorata dalle aziende produttrici con l'inserimento, all'interno della matrice, di una percentuale variabile di fibre corte e da una serie di additivi specifici che rendono la matrice un legante organico ad alto potere adesivo. L'osservazione diretta dei mec-

canismi di collasso e la registrazione dei fenomeni deformativi ha permesso di ipotizzare che la capacità portante dei placcaggi con materiale composito è data dall'intervento progressivo di differenti fenomeni resistivi. Dopo la cessazione del contributo fornito dalla resistenza a trazione della matrice, reso evidente dalla formazione di fessurazioni passanti, si attiva un secondo meccanismo resistivo dovuto all'adesione tra rete di fibra e matrice abbinata. Il terzo fenomeno è dovuto al contributo attritivo dei filamenti costituenti ogni singolo yarn. Questo contributo si oppone allo scorrimento di un filamento rispetto all'altro e quindi allo sfilamento progressivo degli yarn costituenti la rete.

La capacità portante del sistema FRCM è influenzata sia dalle proprietà chimico-fisiche dei materiali costituenti la lamina di rinforzo, ma anche dall'orientamento delle fibre e dalle qualità d'impregnamento della rete. Ad esempio, il mancato allineamento dei multi-filamenti longitudinali può intaccare l'efficienza prestazionale della lamina. Un ruolo decisivo per il comportamento del sistema FRCM è svolto dall'adesione tra fibra e matrice, proprietà che è direttamente collegata con le modalità d'impregnamento della rete. All'applicazione del primo strato di matrice, segue la posa della rete e dell'ultimo strato di matrice. Essendo la rete costituita da multi-filamenti, la penetrazione della matrice all'interno dello yarn non è omogenea. Pertanto, all'interno della sezione di ogni yarn è possibile individuare una prima zona in cui i filamenti sono in diretto contatto con la matrice per tutta la superficie, mentre avvicinandoci verso l'interno dello yarn si assiste ad una minore penetrazione della matrice fino al solo contatto tra i filamenti. Nell'adesione fibra-matrice intervengono fattori come la tipologia di fibra usata, il trattamento superficiale che la stessa ha ricevuto durante la lavorazione, la disposizione delle fibre, la composizione e la granulometria della matrice.

La tipologia RUREGOLD® XR MURATURA, abbinata alla rete in

fibra di PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo), ha presentato una maggiore resistenza sia a trazione che a compressione ed una migliore duttilità cinematica disponibile nelle prove di flessione per tre punti; mentre la matrice della tipologia Sika, abbinata alla fibra di vetro apprettata, ha evidenziato una resistenza a trazione di poco inferiore tipologia RUREDIL X MESH C10 M25, ed una minore duttilità rispetto a entrambi i prodotti della RUREDIL. La matrice della tipologia RUREDIL C10 M25, abbinata alla rete in fibra di carbonio, ha mostrato caratteristiche meccaniche migliori della Sika ma leggermente inferiori rispetto al sistema RUREGOLD® XR MURATURA.

Le prove di aderenza dei compositi della RUREDIL hanno evidenziato che il comportamento dei provini testati consiste in una prima fase elastica lineare, una successiva fase in cui la resistenza del composito è affidata al binomio fibra-matrice e infine in una fase di caduta del carico e nello sfilamento delle fibre. In particolare, nel momento in cui la fessurazione della matrice è passante e il carico viene sostenuto dalla sola rete, ormai visibile, si è ipotizzato un meccanismo di micro-scorrimenti che interessano i filamenti più esterni di ogni yarn, ossia i filamenti maggiormente impregnati nella matrice. La somma dei micro-scorrimenti, unito alla perdita di attrito, presente tra i filamenti più interni dello yarn, causa lo sfilamento finale delle fibre. In certi casi si è osservato oltre allo sfilamento delle fibre la rottura dei ponti di matrice posti nelle maglie della rete (RUREDIL X MESH C10 M25).

Il composito della Sika, essendo costituito da un appretto protettivo per l'ambiente alcalino, non ha presentato le problematiche legate all'impregnamento come visto per i prodotti della RUREDIL. La rete in fibra di vetro è tessuta in modo differente rispetto alle fibre di carbonio e PBO, presentando nodi maggiormente efficaci rispetto alle reti della RUREDIL, maglie più ampie dove la matrice può formare ponti più resistenti, permettendo

una migliore distribuzione degli sforzi lungo la rete ed un comportamento più uniforme lungo il placcaggio. A fronte quindi, di un comportamento adesivo tra matrice e fibra migliore, la matrice della Sika ha esibito proprietà adesive con il laterizio inferiori rispetto ai prodotti RUREDIL, tant'è vero che durante la sperimentazione dei provini sottoposti a test di aderenza, si sono verificati casi di distacco tra matrice e supporto.

L'indagine sperimentale attuata non è stata sufficiente per stabilire l'effettiva lunghezza efficace di ancoraggio; a questo scopo è in corso di svolgimento un'ulteriore campagna di approfondimento. I dati sperimentali hanno permesso la calibrazione dei modelli di adesione che si basano sull'approccio lineare della meccanica della frattura del secondo modo.

Per valutare il miglioramento del comportamento a taglio della muratura conferito dai sistemi di rinforzo, l'indagine sperimentale condotta su pannelli murari soggetti a diagonal test è stata corredata da prove preliminari su triplette rinforzate con RUREDIL X MESH C10 M25 e RUREGOLD XR MURATURA. Il processo deformativo di ciascun provino rinforzato è stato caratterizzato dalla formazione di una fessura ad andamento parabolico con concavità rivolta verso il basso, che varia in funzione della superficie rinforzata. La fessura ha interessato entrambe le tipologie di composito utilizzato e si è manifestata per tutti e tre gli schemi di rinforzi applicati, che differivano per estensione del rinforzo applicato. Per la serie di triplette rinforzate con RUREDIL X MESH C10 M25, non è stato registrato un andamento lineare tra il valore della resistenza e l'area rinforzata, mentre il valore dello spostamento limite si è mostrato proporzionale all'estensione del rinforzo. Per i provini rinforzati con RUREGOLD XR MURATURA, i dati registrati hanno evidenziato un incremento della rigidità rispetto all'altra tipologia di rinforzo testata.

Nell'indagine sperimentale condotta su pannelli murari sogget-

ti a diagonal test, è stato testato il solo composito RUREDIL X MESH C10 M25, applicato secondo tre differenti schemi di rinforzo. La sperimentazione ha permesso di identificare le modalità di rottura provocate dall'azione di taglio e di individuare nello schema di rinforzo più efficace. Tale schema (DTR1) è caratterizzato dall'applicazione di tre placcaggi di materiale composito di cui uno al centro e gli altri due disposti alla stessa distanza e applicati lungo la direzione di massimo sforzo a trazione su entrambe le facce del modello. La migliore efficacia dello schema di rinforzo è imputabile alla capacità dello stesso di ridistribuire le tensioni su una superficie più ampia. Infatti, incrementando l'azione di taglio, i rinforzi, entrando in trazione e lavorando secondo la propria vocazione, si oppongono alla deformazione trasversale del pannello, esercitando così un'effettiva azione di confinamento. Anche dal punto di vista della capacità deformativa è stato evidenziato un certo incremento che non va a modificare la rigidità originale del pannello, garantendo una duttilità molto prossima a quella registrata per i provini della serie DTR2, costituiti da una sola striscia di composito disposta in posizione centrale, nella direzione di massima trazione, e da una striscia di composito disposta a cornice del pannello su entrambe le facciate del pannello. In definitiva, la tipologia di rinforzo DTR1 racchiude in sé i vantaggi offerti dalle altre due configurazioni di rinforzo, superandone i rispettivi limiti.

Lo schema di rinforzo DTR3, caratterizzato dalla disposizione di quattro placcaggi di composito, disposti ortogonalmente e parallelamente ai ricorsi di malta, si è dimostrato particolarmente efficace in termini di capacità deformativa, anche se la serie ha presentato un modesto valore di resistenza rispetto alle altre tipologie testate. I modelli di calcolo basati sulla struttura reticolare equivalente hanno fornito risultati interessanti ma sono necessarie ulteriori sperimentazioni per consentire una loro migliore calibrazione.

Nell'indagine sperimentale condotta su archi murari soggetti ad un carico concentrato, posizionato ad un quarto della luce, sono stati utilizzati quattro differenti tipologie di rinforzo. I rinforzi utilizzati, di cui tre a matrice cementizia ed uno matrice polimerica, sono stati applicati per tutta la superficie dell'arco o all'intradosso o all'estradosso. L'applicazione di tali rinforzi nell'arco, ha alterato il meccanismo di collasso incidendo sulla possibilità di apertura delle cerniere sul bordo opposto a quello rinforzato. Il rinforzo, avendo la possibilità di assorbire le tensioni di trazione, ha incrementato la capacità portante dell'arco, mentre la crisi è sopraggiunta per superamento ora della resistenza a taglio, ora per schiacciamento della muratura, e infine per delaminazione del rinforzo. La sperimentazione ha registrato, anche se associata a carichi di collasso differenti, una certa omogeneità nel meccanismo di rottura degli archi testati, indipendentemente dal composito utilizzato soprattutto per gli archi rinforzati in estradosso.

Dai risultati ottenuti, è apparsa evidente l'influenza della percentuale di fibra presente all'interno della lamina di rinforzo sul comportamento dei modelli testati. Per gli archi rinforzati all'intradosso, escludendo dal confronto il composito a matrice polimerica RUREDIL X WRAP 310, il sistema di rinforzo RUREDIL X MESH C10 M25 si è mostrato il più efficace in termini di forza massima registrata, mostrando un incremento del 615 % rispetto l'arco non rinforzato, ma il più debole dal punto di vista della capacità deformativa. Inoltre, per entrambi gli archi testati, sono state evidenziate rotture di tipo fragile che possono essere accomunate con il comportamento degli archi rinforzati con i compositi a matrice polimerica. La minore percentuale di fibra contenuta nella lamina di rinforzo, unita alle prestazioni meccaniche della matrice cementizia abbinata, ha mostrato per entrambi gli archi rinforzati con RUREGOLD® XR MURATURA una migliore duttilità conferita alla struttura, a discapito del carico

massimo, per il quale è stato registrato un incremento del 454 % rispetto agli archi non rinforzati. Per gli archi rinforzati con Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid, si è evidenziato un comportamento simile al caso del RUREGOLD® XR MURATURA, registrando un incremento della forza massima del 398 % rispetto agli archi non rinforzati e una migliore duttilità della struttura.

Per gli archi rinforzati all'estradosso, facendo riferimento ai soli archi rinforzati con compositi a matrice cementizia, si è registrato, per il sistema RUREDIL X MESH C10 M25, un incremento pari al 769 % rispetto agli archi non rinforzati e una minore resa in termini di capacità deformativa. Come visto nel caso degli archi rinforzati all'intradosso, analizzando l'influenza della quantità di fibra contenuta, si è evidenziato come al crescere della percentuale di fibra nella lamina di rinforzo corrisponda un miglioramento in termini di forza massima. I dati registrati per gli archi rinforzati con RUREGOLD® XR MURATURA e con Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid hanno mostrato un incremento della forza massima rispettivamente pari al 395 % e al 293% rispetto agli archi non rinforzati, quindi, valori quasi dimezzati rispetto al sistema RUREDIL X MESH C10 M25. Tutti gli archi rinforzati all'estradosso, sono stati accomunati da una rottura per scorrimento all'imposta opposta al punto di applicazione del carico. Per meglio comprendere il significato meccanico di questo comportamento, ulteriori approfondimenti andrebbero focalizzati sull'effettivo contributo a taglio fornito dalla sola lamina di rinforzo.

Il confronto fra azioni sollecitanti e domini di resistenza determinati per le sezioni maggiormente sollecitate ha permesso di effettuare alcune considerazioni in merito ai meccanismi che hanno portato al collasso ogni singolo arco. Nel caso del rinforzo con tipologia RUREDIL X MESH C10 M25 in intradosso, si può ipotizzare che nella sezione di crisi posta sotto il punto di ap-

plicazione del carico la rottura non è intervenuta per il superamento della resistenza flessionale ma per rottura a taglio della muratura. Al contrario, per gli archi rinforzati con le tipologie RUREGOLD® XR MURATURA e Sika®Mono® Top-722 Mur/Sika® Wrap-350G Grid, nella sezione sotto la verticale del carico, sono intervenuti problemi legati alla resistenza flessionale.

L'indagine sperimentale ha confermato che i compositi a matrice cementizia hanno una elevata efficacia come sistemi di rinforzo, migliorando il comportamento meccanico delle strutture murarie in termini sia di capacità portante che di capacità deformativa.

Oltre a questo la sperimentazione ha confermato anche la semplicità applicativa dei compositi a matrice cementizia, i quali non richiedono particolari accorgimenti se non la pulitura delle superfici da rinforzare e l'eliminazione delle parti di malta poco coese con la muratura.

Tale tipologia di rinforzo FRCM, pur presentandosi come un materiale composito fibro-rinforzato, in realtà si comporta come l'unione di due materiali, la cui interazione, più o meno solidale, determina l'efficienza performante del sistema. Infatti, rispetto al composito a matrice polimerica (FRP), che si configura effettivamente come un multistrato a due componenti essendo perfetto il legame di adesione fra le fasi, la tipologia FRCM si presenta come due lamine di matrice cementizia, al cui interno sono posizionati dei multi-filamenti tessuti secondo trama e ordito la cui adesione con la matrice è imperfetta e si perde già per valori bassi dello stato tensionale.

L'efficacia del sistema FRCM è dunque direttamente collegata alla qualità dell'adesione tra la matrice e la fibra, tant'è che la crisi del sistema si realizza per perdita di aderenza tra le due fasi, nell'interfaccia tra fibra-matrice e per sfilamento delle fibre dalla propria sede. Gli scorrimenti graduali che interessano

i multi-filamenti conferiscono al sistema FRCM un comportamento duttile nella fase successiva al raggiungimento del carico massimo e, quindi, una deformazione a rottura superiore ai compositi polimerici. Inoltre, scansando la rottura di tipo fragile ed improvvisa, tipica degli FRP, pone il sistema FRCM come una valida alternativa per il consolidamento delle strutture in muratura.

D'altra parte la scarsa durabilità delle matrici polimeriche, soprattutto per alcune condizioni igrometriche, può provocare la perdita di adesione del sistema e quindi l'impossibilità di trasferimento del carico dal supporto al rinforzo. Infatti, le resine epossidiche, pur se polimerizzate, mostrano una significativa perdita di adesione con elevata presenza di umidità relativa dell'aria in condizioni di esercizio. Questa problematica non sussiste per i sistemi a matrice inorganica, la cui applicazione può avvenire in ambienti o superfici umide, considerando che il tasso di umidità relativa presente nell'aria non condiziona la presa del legante.

Tra i vantaggi dei sistemi a matrice inorganica rispetto ai compositi polimerici, va ricordata la reversibilità dell'intervento di placcaggio, ossia la possibilità di poter rimuovere il rinforzo senza addurre danni evidenti al manufatto consolidato, la permeabilità al vapore che evita fenomeni di condensazione, l'atossicità e la buona resistenza alle alte temperature.

In definitiva, le eccellenti proprietà delle matrici e la loro migliore compatibilità dal punto di vista chimico-fisico con le murature, presentano i sistemi FRCM come essere particolarmente adatti per la conservazione del patrimonio storico.

$\sigma_f$	tensione di trazione nella fibra;	$\tau_e$	tensione tangenziale corrispondente al 30% della tensione tangenziale massima;
$\sigma_m$	tensione di compressione media;	$\tau_{max}$	tensione tangenziale massima, corrispondente al punto di massimo della funzione;
$\sigma_{max}$	tensione massima;	$\tau_u$	tensione tangenziale ultima, corrispondente al 80% della tensione tangenziale massima, individuata nel tratto discendente della funzione;
$\Gamma$	energia di frattura;	A	area;
$\Gamma_m$	energia di frattura della matrice;	$A_g$	sezione longitudinale del giunto di malta;
$\gamma_{max}$	scorrimento angolare associato alla tensione tangenziale massima;	$A_n$	area sezione trasversale;
$\gamma_M$	fattore di sicurezza della muratura;	$A_r$	area del rinforzo;
$\gamma_q$	i-esimo coefficiente riduttivo o fattore di sicurezza;	$A_{sw}$	area dell'armatura a taglio;
$\gamma_s$	fattore di sicurezza dell'armatura a taglio;	$A_y$	area dello yarn;
$\gamma_u$	scorrimento angolare associato alla tensione tangenziale ultima;	c	coefficiente di coesione;
$\epsilon_f$	deformazione della fibra;	E	modulo elastico
$\epsilon_{fdv}$	deformazione ultima di calcolo del rinforzo.	$E_m$	modulo elastico muratura;
$\epsilon_{FRCMu}$	deformazione ultima della fibra;	$E_f$	modulo elastico del rinforzo;
$\epsilon_{max}$	deformazione corrispondente al carico massimo;	$E_t$	modulo elastico a trazione;
$\epsilon_{mu}$	deformazione ultima muratura;	$F_b$	forza applicata alla singola barra filettata;
$\eta_i$	abbassamento virtuale del baricentro del concio;	$F_{max}$	forza massima registrata;
$\eta_F$	abbassamento virtuale del punto di applicazione della forza;	$f_b$	tensione nella barra filettata;
$\mu$	coefficiente di attrito interno;	$f_{b,crit}$	tensione di snervamento della barra;
$\mu_c$	duttilità cinematica;	$f_{mbd}$	resistenza a compressione della muratura nella direzione dell'azione agente;
$\mu_{cd}$	duttilità cinematica disponibile;	$f_{md}$	tensione di compressione muratura di calcolo;
$\mu_m$	coefficiente di attrito interno alla muratura, dipendente dalle proprietà dei materiali usati;	$f_{md}^h$	resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione dell'azione agente.
$\tau_0$	tensione tangenziale iniziale;	$f_t$	resistenza a trazione;
		$f_{td}$	resistenza di calcolo a trazione della muratura;
		$f_{vd0}$	tensione tangenziale limite della muratura in assenza di sforzo normale;

$f_{vd}$	resistenza di calcolo al taglio per scorrimento;	$V$	valore limite della forza orizzontale;
$f_{vk}$	resistenza caratteristica a taglio della muratura;	$V_{Rd}$	taglio resistente da calcolo;
$f_{vm0}$	resistenza media a taglio puro, in assenza di compressione, pari al valore della tensione di aderenza per scorrimento malta-mattoni;	$V_{Rdf}$	taglio che produce la crisi del rinforzo;
$F_y$	tensione di snervamento dell'acciaio;	$V_{Rdm}$	taglio che produce la crisi delle bielle di muratura;
$f_{yk}$	resistenza caratteristica dell'armatura;	$V_{Sd}$	taglio sollecitante di calcolo;
$G_e$	modulo di elasticità secante valutato in corrispondenza di $\tau_e$ ;	$V_u$	valore ultimo della resistenza a taglio;
$N_f$	sforzo normale dell'asta diagonale del traliccio equivalente;	$W$	modulo di resistenza;
$N_m$	sforzo normale nelle aste inclinate di parete;		
$M_u$	momento resistente ultimo;		
$k$	coefficiente di torsione;		
$k_t$	rigidezza tangente;		
$L_F$	lavoro virtuale compiuto dalla forza $\lambda F$ ;		
$L_{pp}$	lavoro virtuale del peso proprio di ogni concio, compreso fra due cerniere;		
$L_v$	lavoro virtuale di tutte le forze;		
$R_c$	risultante delle tensioni di compressione;		
$R_m$	resistenza della muratura;		
$R_t$	risultante delle tensioni di trazione;		
$S_{max}$	spostamento corrispondente al carico massimo;		
$t_f$	spessore della fibra;		
$T_s$	valore della coppia di serraggio;		
$U_m$	spostamento matrice;		
$U_f$	spostamento fibra;		
$u_y$	perimetro dello yarn;		

# Bibliografia

- [1] Olivito, R. S., Codispoti, R., & Zuccarello, F. A. Applicazione di materiali compositi in fibre naturali e malta cementizia a strutture murarie.
- [2] Barhum, R., & Mechtcherine, V. (2012). Influence of short dispersed and short integral glass fibres on the mechanical behaviour of textile-reinforced concrete. *Materials and Structures*, 46(4), 557–572.
- [3] CNR-DT 200 R1/2013, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati-Materiali, strutture in c.a. e in c.a.p., strutture murarie, Roma-CNR, 10 ottobre 2013.
- [4] Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008.
- [5] Ascione, L. (2013, February). Un'imminente Linea Guida per la qualificazione dei compositi FRCM. *Compositi, Assocompositi news*.
- [6] Giuffrè A., *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Edizioni Kappa, Roma. 1991.
- [7] Vitruvio, *De Architettura*, Libro II, CapVIII, Gruppo Einaudi Editore, 1997
- [8] Giuffrè A., *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*, Bari, Laterza Editore, 1993.
- [9] Borri A, e Donà C, De Maria A, editori. *Manuale delle murature storiche. Analisi valutazione del comportamento strutturale*. Roma: Dei; 2011. Vol. I.
- [10] Parisi B. *Controlli e prove sui materiali per l'edilizia in cantiere e in laboratorio*. Dario Flacconio Editore, Palermo, 2007, p. 107-110.
- [11] Como M., *Statica delle costruzioni storiche in muratura*, Aracne, Roma, 2010.
- [12] Binda L., Borri A, Cardani G, Doglioni F, Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria. *ReLUIS final deliverable, Annex PF-3b.1-UR08*; 2009.
- [13] Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009. n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", di cui al DM 14 gennaio 2008, Appendice C8A, paragrafo C8A.2. Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature.
- [14] Borri A, Cangini G. *Metodi qualitativi per la valutazione della qualità muraria*. In: Donà C, De Maria A, editori. *Manuale delle murature storiche. Analisi valutazione del comportamento strutturale*. Roma: Dei; 2011. p. 237–94
- [15] EN 1996-1-1: 2005 – EUROCODE 6. *Design of masonry structures, Part 1–1: general rules for buildings. Rules for reinforced and un-reinforced masonry*; 2005.
- [16] Binda L, Modena C, Baronio G, Abbaneo S. *Repair and investigation techniques for stone masonry walls*. *Constr Build Mater* 1997;11(3):133–42.
- [17] Binda, L., Saisi, a., & Tiraboschi, C. (2000). Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. *Construction and Building Materials*, 14(4), 199–233.

- [18] Hilsdorf HK. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. Designing, engineering and constructing with masonry products. Gulf Publishing Company; 1969. p. 34-41.
- [19] McNary WS, Abrams DP. Mechanics of masonry in compression. J Struct Eng ASCE 1985;111(4):857-70.
- [20] Hendry A.W., Statica delle strutture in murature di mattoni, Pàtron Editore, Bologna 1986.
- [21] Corradi M, Borri A, Vignoli A. Experimental study on the determination of strength of masonry walls. Constr Build Mater 2003;17:325-37.
- [22] ASTM, E519/E519M - 10, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, 2012.
- [23] Rilem TC. 76-LUM. Diagonal tensile strength tests of small wall specimens, 1991. In RILEM, recommendations for the testing and use of construction materials. London: E& FN SPON; 1994. p. 488-489.
- [24] Borgesa L., Castagnone A., Verifiche sismiche - Edifici in muratura, S.T.A. Data srl.
- [25] Gigante R., Interventi di ristrutturazione statica degli edifici in muratura. Pirola Edilizia Urbanistica, gruppo editoriale il sole 24 ORE, Milano, 1995.
- [26] Borri A, e Donà C, De Maria A, editori. Manuale delle murature storiche. Analisi e valutazione del comportamento strutturale. Roma: Dej; 2011. Vol. II.
- [27] Konthesingha K.M.C., Masia M.J., Petersen R.B., Mojsilovic N., Simundic G., Page A.W., Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips - An experimental evaluation, IMS, 2012.
- [28] Ismail N., Petersen R. B., Masia M. J., Ingham J. M., Diagonal shear behaviour of unreinforced masonry wall specimens strengthened using twisted steel bars, Elsevier, 2011.
- [29] Borri A., Corradi M., Speranzini E. e Giannantoni A., Ristrutturazione con SRG di murature storiche. Nuove sperimentazioni. in Atti del XII Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria in Italia, Bologna, 28 giugno - 2 luglio 2009.
- [30] Rondelet J. B., Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir, Paris, 1812.
- [31] Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A., "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi", Reluis
- [32] Turnsek, V., Cacovic, F., Some experimental results on the strength of brick masonry walls, Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1971, pp. 149-156.
- [33] Benedetti, D. Tomasevic, M., Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. Ingegneria Sismica, 1984, Vol. I.
- [34] Magenes, G., Calvi, G., In-plane seismic response of brick masonry walls, Earthquake Engng Struct. Dyn. Vol. 26, pp. 1091-1112.

- [35] Benvenuto E., "La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico", Cap. 9, Archi, Volte, Cupole. Cognizioni scientifiche sulle strutture voltate prima del XVIII secolo, Sansoni Editore, Firenze, 1981.
- [36] Vitruvio, Dieci libri dell'architettura, Bardi Editore, 1999.
- [37] C. Pedretti, M. Cianchi, Leonardo, i codici, Giunti Editore, 1995.
- [38] De La Hire P., Mémoire de l'Académie Royale des Sciences, 1712, pag. 69. Parigi 1731.
- [39] Belidor B.F., la science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile, C.A. Jombert, Paris, 1729.
- [40] M. Paradiso, G. Tempesta, S. Galassi, F. Pugi, "Sistemi voltati in muratura, teoria e applicazioni", DEI, Roma 2007
- [41] Couplet C. A., "De la pousse des voûtes", "Seconde partie de l'examen de la poussée des voûtes", Académie Royale des Sciences, Paris, 1731-1732.
- [42] Lorenzo Mascheroni, Nuove ricerche sull'equilibrio delle volte, Bergamo, 1785.
- [43] Mery E., Memoire sur l'équilibre des voûtes en berceau, Annales des ponts et Chaussées, pag. 50-70, 1840.
- [44] Koocharian A., Limit analysis of voussoir (segmental) and concrete arches, Journal of the American Concrete Institute, 1953.
- [45] Heyman J., The stone skeleton, Int. Journal Solids Structures, 1966.
- [46] Heyman J., The safety of masonry arches. Int. J. Mech. Sciences, 1969.
- [47] Heyman J., Coulomb's memoir on statics, Cambridge, 1972.
- [48] Briccoli Bati S., "Calcolo a rottura degli archi", si tratta di un lavoro che è parte della ricerca scientifica convenzionata tra l'Università degli Studi di Firenze – Dipartimento di Costruzioni – e l'amministrazione provinciale di Ragusa.
- [49] Ochsendorf J., The masonry arches on spreading supports, The Structural Engineer, 84, n.2, 2006.
- [50] Nanni, A. (2012). A New Tool for Concrete and Masonry Repair, (April), 43–49.
- [51] Mantegazza G., Gatti A., Conservazione delle proprietà strutturali dei rinforzi FRP e FRCM in funzione della temperatura di esercizio, 2009.
- [52] Katz, A., Effect of fiber modulus of elasticity on the long term properties of micro-fiber reinforced cementitious composites. Cement and Concrete Composites, 18(6), (1996): 389–399. doi: 10.1016/S0958-9465(96)00029-7.
- [53] Barhum, R., & Mechtcherine, V. (2012a). Effect of short, dispersed glass and carbon fibres on the behaviour of textile-reinforced concrete under tensile loading, 92, 56–71.
- [54] Barhum, R., & Mechtcherine, V. (2012b). Influence of short dispersed and short integral glass fi-

- bres on the mechanical behaviour of textile-reinforced concrete. *Materials and Structures*, 46(4), 557–572. doi:10.1617/s11527-012-9913-3
- [55] Peled, A., Cohen, Z., Pasder, Y., Roye, A., & Gries, T. (2008). Influences of textile characteristics on the tensile properties of warp knitted cement based composites. *Cement and Concrete Composites*, 30(3), 174–183. doi:10.1016/j.cemconcomp.2007.09.001
- [56] Badanoiu, A., & Holmgren, J. (2003). Cementitious composites reinforced with continuous carbon fibres for strengthening of concrete structures. *Cement and Concrete Composites*, 25(3), 387–394. doi:10.1016/S0958-9465(02)00054-9
- [57] Bellomo, M., & D'Ambrosio, V., *Fibrorinforzati in architettura. Le tecnologie FRP e FRCM nel recupero delle strutture in c.a.* (2010).
- [58] Hegger, J., & Voss, S., Investigations on the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. *Engineering Structures*, 30(7), (2008): 2050–2056.
- [59] Häußler-Combe, U., & Hartig, J. (2007). Bond and failure mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) under uniaxial tensile loading. *Cement and Concrete Composites*, 29(4), 279–289. doi:10.1016/j.cemconcomp.2006.12.012
- [60] Lepenies, I., Meyer, C., Schorn, H., & Zastrau, B. (2007). Modeling of Load Transfer Behavior of AR-Glass-Rovings in Textile Reinforced Concrete, 109–124.
- [61] Zastrau, B., Lepenies, I., & Richter, M. (2008). On the Multi Scale Modeling of Textile Reinforced Concrete Micro scale Meso scale Macro scale, (August 2007), 53–63.
- [62] Naaman, A. E., Namur, G. G., Alwan, J. M., & Najm, H. S. (1992a). Fiber pullout and bond slip I: Analytical study, 117(9), 2769–2790.
- [63] Naaman, A. E., Namur, G. G., Alwan, J. M., & Najm, H. S. (1992b). Fiber pullout and bond slip. II: Experimental validation, 117(9), 2791–2800.
- [64] Jesse, F., *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix* dissertation. Technische Universitaet Dresden. (Load bearing beaviour of filament yarns embedded in cementitious matrix). PhD Thesis, Dresden: Faculty of Civil Engineering, Technische Universitat Dresden, 2005.
- [65] RILEM TC-201-TRC (Textile Reinforced Concrete), 2006.
- [66] Banholzer B., *Bond behaviour of a multi-filament yarn embedded in a cementitious matrix*, PhD Thesis, RWTH Aachen University, 2004.
- [67] Zastrau, B., Richter, M., & Lepenies, I. (2003). On the Analytical Solution of Pullout Phenomena in Textile Reinforced Concrete. *Journal of Engineering Materials and Technology*, 125(1), 38. doi:10.1115/1.1526125
- [68] Ohno, S., & Hannant, D. J. (1994). Modeling the Stress-Strain Response of Continuous Fiber Reinforced Cement Composites, 1–12.
- [69] Beyerlein, I. J., & Phoenix, S. L. (1997). Stress profiles and energy release rates around fiber bre-

- aks in a lamina with propagating zones of matrix yielding and debonding. *Composites Science and Technology*, 57(8), 869–885. doi:10.1016/S0266-3538(96)00178-9
- [70] Hedgepeth, J. M. (1961). *Stress Concentration in Filamentary Structures*. National Aeronautics and Space Administration.
- [71] Ortlepp, R., Hampel, U., & Curbach, M. (2006). A new approach for evaluating bond capacity of TRC strengthening, 28, 589–597. doi:10.1016/j.cemconcomp.2006.05.003
- [72] Brückner, a., Ortlepp, R., & Curbach, M. (2007). Anchoring of shear strengthening for T-beams made of textile reinforced concrete (TRC). *Materials and Structures*, 41(2), 407–418. doi:10.1617/s11527-007-9254-9
- [73] Banholzer B., Brameshuber W., Jung W., Analytical simulation of pull-out tests—the direct problem, *Cement & Concrete Composites* 27 (2005) 93–101.
- [74] Briccoli Bati S. Marilli F., Rovero L., Tonietti U., (2004). Prove di trazione su placcaggi GFRM e confronto con CFRM. Atti del 2° Convegno Nazionale, *Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP-materials*. AICO. Venezia 6-8 dicembre 2004, Italia.
- [75] Briccoli Bati S., Marilli F., Rovero L., Tonietti U., Mechanical behavior of masonry specimens reinforced with CFRM (Carbon Fiber Reinforced Cement Matrix) sheet, RRRTEA '04, Aracne, Roma, 2004.
- [76] Focacci F., Mantegazza G., *Compositi a matrice cementizia per il rinforzo delle murature: aderenza con il supporto*, MuRiCo3, Venezia 22-24 Aprile 2009.
- [77] Ambrisi, A. D., Feo, L., & Focacci, F. (2013b). Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCM materials and masonry, 46, 15–20.
- [78] Tommaso A. Di, & Focacci, F. (2008). PBO-FRCM composites to strengthen R. C. beams : mechanics of adhesion and efficiency, 22–24.
- [79] Ambrisi, A. D., Feo, L., & Focacci, F. (2012). Bond-slip relations for PBO-FRCM materials externally bonded to concrete, 43, 2938–2949.
- [80] Ambrisi, A. D., Feo, L., & Focacci, F. (2013a). Experimental analysis on bond between PBO-FRCM strengthening materials and concrete, 44, 524–532.
- [81] Carbone I., *Delaminazione di compositi a matrice cementizia su supporti murari*, PhD Thesis, Università degli Studi ROMA TRE, 2010.
- [82] Faella C., Martinelli E., Paciello S., Perri F., *Composite materials for masonry structures: the adhesion issue*, MuRiCo3, Venezia 22-24 Aprile 2009.
- [83] Carloni C., Sneed L. H., D'antino T., *Interfacial bond characteristics of fiber reinforced cementitious matrix for external strengthening of reinforced concrete members*, VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-8, Toledo, Spain , 2013.

- [84] Carozzi F.G., Milani G., Poggi C., Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures, *Composite Structures* 107 (2014) 711–725.
- [85] Rovero, L., Focacci, F., & Stipo, G. (2013). Structural Behavior of Arch Models Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymer Strips of Different Lengths, (April), 249–258. doi:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000325.
- [86] Heyman J., *The masonry arch*, E. Horwood, New York, 1982.
- [87] Valluzzi M. R., Valdemarca M., Modena C., (2001). Behavior of brick masonry vaults strengthened by FRP laminates, (august), 163–169.
- [88] Briccoli Bati S., Rovero L., Toniatti U., Strengthening Masonry Arches with Composite Materials, *Journal of Composites for Construction* 11(1), 2007, 33-41.
- [89] Briccoli Bati S, Rovero L. Towards a methodology for estimating strength and collapse mechanism in masonry arches strengthened with fibre reinforced polymer applied on external surfaces. *Materials and Structures* 2008; 41:1291–306.
- [90] Foraboschi P., Strengthening of masonry arches with fiber-reinforced polymer strips, *Journal of Composites for Construction*, ASCE 8 (3) (2004) 191–202.
- [91] Oliveira D, Basilio I, Lourenço P. Experimental Behavior of FRP Strengthened Masonry Arches, *J Compos Constr* 2010;14(3):312-322.
- [92] D'Ambrisi A., Focacci F., Caporale A., Strengthening of Masonry-Unreinforced Concrete Railway Bridges with PBO-FRCM Materials, *Composite Structures* (2013), doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.03.002>.
- [93] Garmendia, L., San-José, J. T., García, D., & Larrinaga, P. (2011). Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material. *Construction and Building Materials*, 25(12), 4374–4385. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.03.065.
- [94] Jasiński J., Di Tommaso A., Bednarz L., Experimental Investigations into Collapse of Masonry Arches Reinforced Using Different Compatible Technologies, *MuRiCo3*, Venezia 22-24 Aprile 2009.
- [95] Mantegazza G., Barbieri A., Composito fibroso a matrice cementizia (FRCM) per il recupero strutturale delle costruzioni, conferenza AICO, 16 Ottobre 2002.
- [96] Papanicolaou C., Triantafyllou T., Lekka M., Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels, Elsevier, 2010.
- [97] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S., Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign, Elsevier, 2009.
- [98] Parisi F., Iovinella I., Balsamo A., Augenti N., Prota A., Indagine sperimentale sulla resistenza a taglio della muratura in tufo rinforzata con materiali compositi a matrice inorganica, 14° Convegno ANIDIS, Bari, 18-22 settembre 2011.

- [99] Prota A, Marcari G, Fabbrocino G, Manfredi G, Aldea C, Experimental In-Plane Behavior of Tuff Masonry Strengthened with Cementitious Matrix-Grid Composites, *Journal of Composites for Construction* 10(3), 2006, 223-233.
- [100] [www.ruredil.com](http://www.ruredil.com)
- [101] [ita.sika.com](http://ita.sika.com)
- [102] Rizza L. Rinforzo di edifici storici in muratura con compositi a matrice cementizia. Una validazione sperimentale. Tesi di Laurea, Università degli Studi di Firenze, 2013.
- [103] Banholzer B, Brockmann T, Brameshuber W. Material and bonding characteristics for dimensioning and modeling of textile reinforced concrete (TRC) elements. *Mater Struct* 2006; 39: 749-63.
- [104] Hartig J, Häußler -Combe U, Schicktanz K. Influence of bond properties on the tensile behaviour of textile reinforced concrete. *Cement Concr Compos* 2008; 30: 898-906.
- [105] Dipartimento di protezione civile, Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, Roma, 2009.
- [106] Carbone I, De Felice G., Delaminazione di compositi C-FRCM su supporti murari, MuriCo3, Venezia 22-24 Aprile 2009: 169-176.
- [107] Ferracuti B., Savoia M., Mazzotti C., Interface law for FRP-concrete delamination, *Composite Structures* 80 (2007) 523-531.
- [108] Oliveira D.V., Basilio I., Lourenço P. B., Experimental Bond Behavior of FRP Sheets Glued on Brick Masonry, *J. Compos. Constr.* 2011.15:32-41.
- [109] Ghiassi B., Marcari G., Oliveira D. V., Lourenço P. B., Numerical analysis of bond behavior between masonry bricks and composite materials, *Engineering Structures* 43 (2012) 210-220.
- [110] Tonacci G., Compositi a matrice cementizia per il rinforzo di strutture in muratura, indagini sperimentali e metodi di calcolo e progettazione, Tesi di laurea, relatore prof.ssa Rovero L., co-relatori Focacci F., Tonietti U., Dipartimento di Costruzioni, a. a. 2010/2011, pag. 85.
- [111] Focacci F., (2008) Rinforzo delle murature con materiali compositi. Dario Flaccovio Ed., Palermo (IT).
- [112] Briccoli Bati S., Rotunno T., Rovero L., Tonietti U. (2006), "Experimental study on CFRP-brick bonded joints", in: Conference on Mechanics of composite materials, Riga, Lettonia, 2006.
- [113] Triantafillou T.C., (1998), Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *J. Compos. Constr.* ASCE 2(2):96-104.
- [114] Valluzzi M.R., Valdemarca M., Modena C., (2001) Behavior of brick masonry vault strengthened by FRP laminates., *J. Compos. Constr.*, ASCE 5(3):163-169
- [115] Como M, Ianniruberto U, Imbimbo M., (2001) On the structural capacity of masonry arches strengthened by FRP. III International Conference on Arch Bridges, Paris, pag. 277-282.

- [116] Ianniruberto U., Imbimbo M., Rinaldi Z., (2003) Comparison between steel chain reinforcement and FRP strengthening of masonry frames. In: Int. Conf. Composites in Constructions, Editoriale Bios, pag. 489-494.





ICC Evaluation Service, LLC  
Birmingham Regional Office  
900 Montclair Road, Suite A  
Birmingham, AL 35213  
tel: 205.599.9800  
fax: 205.599.9850  
www.icc-es.org

October 26, 2011

**TO: PARTIES INTERESTED IN MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS**

**SUBJECT: Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems, Subject AC434-1011-R1 (ME/BG)**

Dear Colleague:

We are enclosing the new ICC-ES Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems (AC434), which was approved by the Evaluation Committee during the October 2011 hearings. The committee made the following revisions to the draft that the ICC-ES staff presented (see enclosed criteria for details):

1. Section 1.4.3 was revised because this section is related to both concrete and masonry, not just to concrete (ACI 318).
2. Section 1.4.2.2 was editorially revised to properly define terms.
3. Section 1.4.5 was revised to clarify a definition.
4. Section 4.1 was revised to clarify the evaluation conditions.
5. Section 4.4.1 was revised to clarify the referenced section.
6. Section 4.5.1 was revised to clarify the referenced sections.
7. Section 4.5.2 was revised to correct a misstatement.
8. Section 4.6 was revised to clarify the referenced section.
9. Section 4.8.2 was revised to clarify the condition of acceptance.
10. Section 8.1 was revised to reflect the correct code language in accordance with ACI 318.
11. The strength reduction factor in Section 8.2.1 was revised.
12. The strength reduction factor in Section 8.2.2 was revised.

AC434-1011-R1

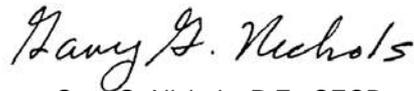
2

13. A new limitation was written into Section 8.2.2.1.
14. Sections 8.3.2 and 8.3.2.2 were reorganized.
15. Section 8.3.4 was revised to clarify the permitted shear strengthening methods.
16. Section 9.6 was revised to clarify the sections intent.
17. Table 1 was revised to correct three mistakes.

The criteria is about fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM) composite systems that are used to strengthen existing masonry and concrete structural elements. Properties evaluated under this criteria include flexural and shear capacities, performance under environmental exposures, performance under exposure to fire conditions, and structural design procedures.

Thank you for your interest. If you have any questions, please contact Mahmut Ekenel, Ph.D., P.E., at (800) 423-6587, extension 3724, or by e-mail at [mekenel@icc-es.org](mailto:mekenel@icc-es.org).

Yours very truly,



Gary G. Nichols, P.E., SECB  
Vice President

GGN/md

Enclosure:

cc: Evaluation Committee



[www.icc-es.org](http://www.icc-es.org) | (800) 423-6587 | (562) 699-0543 A Subsidiary of the International Code Council®

## ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS

AC434

Approved October 2011

### PREFACE

Evaluation reports issued by ICC Evaluation Service, LLC (ICC-ES), are based upon performance features of the International family of codes. (Some reports may also reference older code families such as the BOCA National Codes, the Standard Codes, and the Uniform Codes.) Section 104.11 of the *International Building Code*® reads as follows:

The provisions of this code are not intended to prevent the installation of any materials or to prohibit any design or method of construction not specifically prescribed by this code, provided that any such alternative has been approved. An alternative material, design or method of construction shall be approved where the building official finds that the proposed design is satisfactory and complies with the intent of the provisions of this code, and that the material, method or work offered is, for the purpose intended, at least the equivalent of that prescribed in this code in quality, strength, effectiveness, fire resistance, durability and safety.

This acceptance criteria has been issued to provide interested parties with guidelines for demonstrating compliance with performance features of the codes referenced in the criteria. The criteria was developed through a transparent process involving public hearings of the ICC-ES Evaluation Committee, and/or on-line postings where public comment was solicited.

New acceptance criteria will only have an "approved" date, which is the date the document was approved by the Evaluation Committee. When existing acceptance criteria are revised, the Evaluation Committee will decide whether the revised document should carry only an "approved" date, or an "approved" date combined with a "compliance" date. The compliance date is the date by which relevant evaluation reports must comply with the requirements of the criteria. See the ICC-ES web site for more information on compliance dates.

If this criteria is a revised edition, a solid vertical line (|) in the margin within the criteria indicates a technical change from the previous edition. A deletion indicator (→) is provided in the margin where wording has been deleted if the deletion involved a technical change.

ICC-ES may consider alternate criteria for report approval, provided the report applicant submits data demonstrating that the alternate criteria are at least equivalent to the criteria set forth in this document, and otherwise demonstrate compliance with the performance features of the codes. ICC-ES retains the right to refuse to issue or renew any evaluation report, if the applicable product, material, or method of construction is such that either unusual care with its installation or use must be exercised for satisfactory performance, or if malfunctioning is apt to cause injury or unreasonable damage.

NOTE: The Preface for ICC-ES acceptance criteria was revised in July 2011 to reflect changes in policy.

*Acceptance criteria are developed for use solely by ICC-ES for purpose of issuing ICC-ES evaluation reports.*

Copyright® 2011

## ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)

### 1.0 INTRODUCTION

**1.1 Purpose:** The purpose of this acceptance criteria is to establish requirements for recognition of fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM) composite systems, used for the strengthening of masonry and concrete structures, in ICC Evaluation Service, LLC (ICC-ES), evaluation reports under the 2012 and 2009 *International Building Code*<sup>®</sup> (IBC). The basis of recognition is IBC Section 104.11.

The reason for the development of this criteria is to provide guidelines for the evaluation of alternative strengthening methods for masonry and concrete structural elements, where the codes do not provide requirements for testing and determination of structural capacity, reliability and serviceability of these products.

**1.2 Scope:** This criteria applies to passive fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM) composite systems used to strengthen existing masonry and concrete structures. Properties evaluated include FRCM material properties; axial, flexural and shear capacities of the FRCM system; performance of the FRCM system under environmental exposures; performance under exposure to fire conditions; and structural design procedures.

#### 1.3 Referenced Codes and Standards:

**1.3.1** 2012 and 2009 *International Building Code*<sup>®</sup> (IBC), International Code Council.

**1.3.2** ACI 318-11 (2012 IBC), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.

**1.3.3** ACI 318-08 (2009 IBC), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.

**1.3.4** ASCE 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.

**1.3.5** TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11 (2012 IBC), Building Code Requirements for Masonry Structures, American Concrete Institute.

**1.3.6** TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08 (2009 IBC), Building Code Requirements for Masonry Structures, American Concrete Institute.

**1.3.7** ASTM C 138-10b, Standard Test Method for Density (Unit Weight), Yield, and Air (Gravimetric) of Concrete, ASTM International.

**1.3.8** ASTM C 157-08, Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic Mortar and Concrete.

**1.3.9** ASTM C 387/C 387M-11, Standard Specification for Packaged, Dry, Combined Materials for Mortar and Concrete, ASTM International.

**1.3.10** ASTM C 947-03 (2009), Standard Test Method for Flexural Properties of Thin-Section Glass-Fiber-Reinforced Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), ASTM International.

**1.3.11** ASTM C 1583/C 1583M-04<sup>e1</sup>, Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the

Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method), ASTM International.

**1.3.12** ASTM D 1141-98 (2008), Standard Practice for Preparation of Substitute Ocean Water, ASTM International.

**1.3.13** ASTM D 2247-11, Standard Practice for Testing Water Resistance of Coatings in 100% Relative Humidity, ASTM International.

**1.3.14** ASTM D 2344/D 2344M-00 (2006), Standard Test Method for Short-Beam Strength of Polymer Matrix Composite Materials and Their Laminates, ASTM International.

**1.3.15** ASTM D 3165-07, Standard Test Method for Strength Properties of Adhesives in Shear by Tension Loading of Single Lap-Joint Laminated Assemblies, ASTM International.

**1.3.16** ASTM E 4-10, Standard Practices for Force Verification of Testing Machines, ASTM International.

**1.3.17** ASTM E 83-10a, Standard Practice for Verification and Classification of Extensometers, ASTM International.

**1.3.18** ASTM E 104-02 (2007), Standard Practice for Maintaining Constant Relative Humidity by Means of Aqueous Solutions, ASTM International.

#### 1.4 Definitions:

**1.4.1 Design Values:** The FRCM composite system's load and deformation design capacities that are based on load and resistance factor design (strength design) method.

**1.4.2 FRCM Composite Material:** A fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM) is a composite material consisting of a sequence of one or more layers of cement-based matrix reinforced with fibers in the form of open grid (mesh). When adhered to concrete or masonry structural members, they form an FRCM system. Components are:

**1.4.2.1 Structural Reinforcement Grid:** Open grid (mesh) of strands made of fibers [i.e., aramid, alkali resistant (AR) glass, carbon, and polyparaphenylene benzobisoxazole (PBO)], consisting of primary direction (PD) and secondary direction (SD) strands connected perpendicularly. The typical strand spacing of PD and SD strands is less than one inch (25.4 mm).

**1.4.2.2 Cement-based Matrix:** A polymer-modified cement-based binder (mortar) that holds in place the structural reinforcement grids in FRCM composite material.

**1.4.3 Cracking Load and Displacement:** Load and displacement at which the moment-curvature relationship of the masonry or concrete member first changes slope or at which the cracking moment as defined in ACI 318, Section 9.5.2.3, or TMS 402, Section 3.3.5.5, is reached, whichever occurs first.

**1.4.4 Yielding Load and Displacement:** Load and displacement at which longitudinal steel reinforcement of

### ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)

the reinforced masonry or concrete member reaches its yield strength as defined in ACI 318, Section 2.2.

**1.4.5 Passive Composite Systems:** Composite systems that are not post-tensioned after installation are considered as passive composite systems.

**1.4.6 Rational Analysis and Design Procedure:** A method of structural analysis and design that takes into account equilibrium, structural stability, geometric compatibility, and both short- and long-term material properties.

**1.4.7 FRCM Composite Material Configuration:** A combination of all applicable parameters that affect the performance of the FRCM composite material, such as layers, thicknesses, components, bonding agents, etc.

## 2.0 BASIC INFORMATION

**2.1 General:** The following information shall be submitted:

**2.1.1 Product Description:** A detailed description of the FRCM system is needed, including the following items:

1. Description and identification of the product or system.
2. Restrictions or limitations on use.

**2.1.2 Installation Instructions:** Instructions shall include the following items.

1. Description of how the product or system will be used or installed in the field.
2. Procedures establishing quality control in field installations.
3. Requirements for product handling and storage.
4. For installations that depend on bond between the system and the substrate, on-site testing of bond to the substrate is required.

**2.1.3 Packaging and Identification:** A description of the method of packaging and field identification of the system components. Identification provisions shall include the evaluation report number and the name or logo of the inspection agency.

**2.1.4 Field Preparation:** A description of the methods of field-preparation, such as proportioning and mixing, application, curing, and finishing.

**2.2 Testing Laboratories:** Testing laboratories shall comply with the ICC-ES Acceptance Criteria for Test Reports (AC85) and Section 4.2 of the ICC-ES Rules of Procedure for Evaluation Reports.

**2.3 Test Reports:** Test reports shall comply with AC85.

**2.4 Product Sampling:** Products shall be sampled in accordance with Section 3.1 of AC85.

## 3.0 TEST AND PERFORMANCE REQUIREMENTS

**3.1 Qualification Test Plan:** A qualification test plan shall be submitted for ICC-ES staff review prior to any testing. The intent of testing is to verify the design equations and assumptions used in the engineering analysis and presented in the Design Criteria Report referenced in Section 8.0. All or part of the tests

described in this section, and any additional tests identified by the applicant for special features of the product or system, shall be specified.

Overall, qualification testing shall provide data on material properties, force and deformation limit states, including failure modes of the composite material and each structural system described in Sections 4.0 and 5.0, to support a rational analysis and design procedure. The specimens shall be constructed under conditions specified by the evaluation report applicant to be recognized in the ICC-ES evaluation report, including curing. The specimens shall be prepared to verify the range of the FRCM composite material configurations (layers, thickness, components, bonding agents, etc.) specified by the applicant. Tests shall simulate the anticipated range of loading conditions, load levels, deflections, and ductility.

## 4.0 MATERIAL TEST METHODS

**4.1 General:** Required FRCM composite material physical, mechanical, and durability properties are described in this section along with the test procedures. Properties obtained from these tests shall be considered in the design criteria and limitations described in Section 8.0. Evaluation of test results shall be made on the basis of the average values obtained from a minimum of five specimens for each condition. Table 1 offers a summary of the minimum material tests required for each FRCM material system.

### 4.2 Physical and Mechanical Properties of FRCM Composite Material:

**4.2.1 Drying Shrinkage:** A panel of FRCM material for this test shall be cured, tested, and measured in accordance with general procedures outlined in ASTM C 157. Coupon specimens shall be cut from larger size panels. Five coupon specimens shall be used for drying shrinkage measurements for each FRCM configuration. The size of specimens shall be 3 by 16 inches (76 by 400 mm). Caution shall be used to eliminate bending error that may occur.

**4.2.2 Void Content:** Five FRCM specimens shall be tested for each FRCM configuration. The size of specimens shall be 3 by 6 inches (75 by 152 mm). The tests shall be conducted in accordance with ASTM C 138. Air content and unit weight shall be measured.

**4.2.3 Tensile Strength:** Tensile testing to determine the tensile strength, elongation, and modulus of elasticity shall be conducted on coupons cut from FRCM panels laid up using a procedure similar to that in the actual in-service application and according to the applicant's instructions. The test procedures shall comply with the "Tensile Testing of Fiber-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Specimens" included in Annex A. Tests shall be conducted for both primary and secondary grid directions, if different and required in the structural application. A minimum of five specimens are required for each FRCM configuration.

**4.2.4 Composite Interlaminar Shear Strength:** Composite interlaminar shear strength tests on FRCM panels shall follow general procedures of ASTM D 2344. Alternatively, test procedures of ASTM C 947 can be adopted for FRCM in conjunction with provisions of ASTM D 2344 for interpretation of results and reporting regarding

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

interlaminar related issues. A minimum of five specimens are required for each FRCM configuration.

**4.3 Properties of Mortar Matrix:** Mortar used in FRCM composite material as matrix shall comply with ASTM C 387/C 387M, which covers the production, properties, packaging, and testing of packaged, dry, combined materials for mortars. Normal-strength mortar shall have minimum compressive strengths of 2,500 and 3,500 psi (17.0 and 24.0 MPa) at seven and 28 days, respectively. A minimum of five specimens are required for each mortar type to be recognized in the ICC-ES evaluation report.

**4.4 Freezing and Thawing:**

**4.4.1 Procedure:** Freezing and thawing conditioning is introduced for both tension FRCM panel specimens (Section 4.2.3) and interlaminar shear FRCM specimens (Section 4.2.4). For each specimen type, five specimens shall be conditioned and five shall be kept at ambient temperature as benchmarks. A total of twenty specimens is required. The size of specimens shall be the same as that required for tensile testing (described in Section 4.2.3). Ten samples shall be conditioned for one week in a humidity chamber [100% humidity, 100°F (37.7°C)]. These specimens shall then be subjected to twenty freeze-thaw cycles. Each cycle consists of a minimum of four hours at 0°F (-18°C), followed by 12 hours in a humidity chamber [100 percent humidity, 100°F (37.7°C)].

**4.4.2 Conditions of Acceptance:** At the end of freeze/thaw cycles, the specimens shall be visually examined for surface changes such as erosion, scaling, cracking, and crazing. The samples shall then be tested for tensile strength and interlaminar shear. Specimens are tested in their primary direction. Freeze/thaw specimens shall retain at least 85 percent of the tensile and shear properties of control specimens.

**4.5 Aging:** These tests shall be considered in design criteria and limitations.

**4.5.1 Procedure:** Both wet and dry FRCM panel specimens are aged in accordance with Table 2. Both exposed and control specimens are then tested for tensile strength, tensile modulus, elongation, and interlaminar shear strength in accordance with Sections 4.2.3 and 4.2.4. Specimens shall be tested in their primary direction. A minimum of five specimens for each FRCM configuration are required.

**4.5.2 Conditions of Acceptance:** Control and exposed specimens shall be visually examined using 5x magnification. Surface changes affecting performance, such as erosion, cracking, and crazing, are unacceptable. The exposed specimens shall retain the percentage of tensile and interlaminar shear properties generated on control specimens noted in Table 2.

**4.6 Fuel Resistance:** Ten FRCM panel specimens shall be prepared of which five are exposed to diesel fuel reagent for a minimum of four hours. After conditioning, the specimens shall be tested in accordance with Section 4.2.3 for tensile strength, tensile modulus and elongation. Specimens shall be tested in their primary direction. Specimens shall retain at least 85 percent of the tensile properties of control specimens. A minimum of five specimens are required for each FRCM configuration.

**4.7 Lap Tensile Strength:** When applying FRCM composite materials for strengthening of structural masonry or concrete members, splices and laps will be necessary for the grid reinforcement. To determine the relative tensile strength at the grid overlap area, lap tensile strength testing is required. This test will be particularly useful if the joint configuration closely simulates the actual joint in material field application.

It is understood that in application of multilayer FRCM composite materials, the laps shall be staggered from the laps in the nearby layer. Laps in one layer shall start with a minimum distance equivalent to the development length of fiber strands in the matrix established by the applicant, or larger.

**4.7.1 Procedure:** The general test procedures of ASTM D 3165 shall be used with exposures listed in Table 2. Fifty test coupons shall be cut from a larger FRCM material panel. The panel shall consist of only one layer of FRCM material. The grid in the panel shall be two-piece with an overlap length in the middle. The lap length may vary, but a minimum 2-inch (51 mm) lap length is recommended. The coupons shall be cut having the same dimensions as described in the tensile strength testing process in Annex A, such that the overlap length is positioned at mid-length. Curing, specimen preparation, tab preparation and properties, tab installation and grip conditions shall follow those described in the tensile strength testing in Annex A. Multiple-layer tests can also be considered with a configuration that serves the purpose of this test.

**4.7.2 Conditions of Acceptance:** For unconditioned specimens (control), lap tensile strength shall be not less than that of a specimen with continuous reinforcement. The exposed specimens shall retain the percentage of tensile strength generated on control specimens noted in Table 2.

**4.8 Bond Strength:**

**4.8.1 Procedure:** For tensile bond testing, forty FRCM materials shall be prepared. The FRCM material shall be applied onto the substrate [minimum 2.5 inches (63 mm) thick] in accordance with the applicant's instructions. Thirty specimens shall then be exposed to conditions presented in Table 2. Ten specimens shall be kept in standard laboratory conditions as control specimens. The test shall follow the general procedures of the ASTM C 1583. The pull-off strength shall be computed based on the maximum indicated load. A minimum of five specimens for each FRCM configuration are required.

**4.8.2 Conditions of Acceptance:** The predominant mode of failure shall be cohesive failure at a strength of at least 200 psi (1.38 MPa) for the control specimen. The exposed specimens shall retain the percentage of bond strength generated on control specimens noted in Table 2.

**4.9 Fire-resistance-rated Construction:** The effect of the FRCM material system on fire-resistance rated construction shall be evaluated according to Section 703 of the IBC.

**4.10 Interior Finish:** The classification of the FRCM composite system as an interior finish shall be determined according to Section 803 of the IBC.

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

**5.0 STRUCTURAL PERFORMANCE TEST METHODS**

**5.1 General:** Tests required to validate the performance of structural components are described in this section, along with the recommended procedures. Evaluation of test results shall be made on the basis of the values obtained from a minimum of three identical specimens. The deviation of any strength value obtained from any single test shall not vary from the average value for all tests by more than 15 percent. If such deviation from the average value for any test exceeds 15 percent, then additional tests shall be performed until the deviation of any test does not exceed 15 percent or a minimum of six tests have been performed.

**5.2 Masonry:**

**5.2.1 Wall Flexural Tests (Out-of-plane Load):**

**5.2.1.1 Configuration:** Wall flexural specimens shall be configured to induce out-of-plane flexural limit states and failure modes as related to FRCM performance. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing, and masonry compressive strength parameters of the masonry wall to be strengthened by the FRCM shall be considered.

**5.2.1.2 Procedure:** For seismic or wind-load application, the lateral load procedure shall conform to Figure 1. For gravity (non-dynamic) loading application, the load may be monotonically applied until the strengthening system is damaged, its capacity is reached, or desired limit states are achieved. Specimens may be axially loaded to consider effects of axial loads. The loading in the out-of-plane direction may be applied at third-points, by airbags or by other means representing actual conditions.

**5.2.2 Wall Shear Tests (In-plane Shear):**

**5.2.2.1 Configuration:** Wall shear specimens shall be configured to induce in-plane shear limit states or failure modes as related to FRCM performance. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing and masonry compressive strength parameters of the masonry wall to be strengthened by the FRCM shall be considered.

**5.2.2.2 Procedure:** For seismic or wind-load application, the load procedure shall conform to Figure 1. For non-dynamic loading application, the lateral load may be monotonically applied until the strengthening system is damaged, its capacity is reached, or desired limit states are achieved. Specimens also may be axially loaded to consider effects of axial loads.

**5.3 Concrete:**

**5.3.1 Beams:**

**5.3.1.1 Flexural Tests:**

**5.3.1.1.1 Configuration:** Beam spans shall be configured to induce flexural limit states or failure modes as related to FRCM performance. Either simple or rigid supports are permitted. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing, and compressive strength parameters of the concrete beams to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.1.1.2 Procedure:** For seismic or wind-load application, the lateral load procedure shall conform to

Figure 1. For gravity (non-dynamic) loading application, the load may be monotonically applied. The limit states shall be determined based on material properties and maximum concrete compression strain of 0.003.

**5.3.1.2 Shear Tests:**

**5.3.1.2.1 Configuration:** Beam spans shall be configured to induce shear limit states or failure modes as related to FRCM performance. Either simple or rigid supports are permitted. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing, and compressive strength parameters of the concrete beams to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.1.2.2 Procedure:** For seismic or wind loading, the lateral load procedure shall conform to Figure 1. For gravity loading, the load may be monotonically applied. The limit states shall be determined based on geometric and material properties.

**5.3.2 Beam-to-column Joints:**

**5.3.2.1 Configuration:** The beam-to-column joint shall be configured to induce joint-related limit states or failure modes as related to FRCM performance. The column portion may be constructed to represent a section between inflection points. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing and compressive strength parameters of the concrete beam-to-column joints to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.2.2 Procedure:** The lateral load procedure shall conform to Figure 1. A vertical load shall be continuously applied and varied within a specified range. The limit states shall be determined based on geometric and material properties.

**5.3.3 Columns:**

**5.3.3.1 Pure Axial Tests:**

**5.3.3.1.1 Configuration:** Column specimens shall be configured to induce axial compression limit states or failure modes as related to FRCM performance. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing, and strength parameters of the concrete columns to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.3.1.2 Procedure:** The load shall be monotonically applied. The limit states shall be determined based on geometric, material properties and column end support conditions.

**5.3.3.2 Flexural Tests:**

**5.3.3.2.1 Configuration:** Column specimens shall be configured to induce flexural limit states or failure modes as related to FRCM performance. Either cantilever or double fixity (reverse curvature) is permitted in specimens. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing, and strength parameters of the concrete columns to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.3.2.2 Procedure:** For seismic or wind-load applications, the lateral load procedure shall conform to Figure 1. For gravity (non-dynamic) loading applications, the load may be monotonically applied. Axial loads within a specific range shall be applied. The limit states shall be determined based on geometric, material properties and column end support conditions.

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

**5.3.3.3 Shear Tests:**

**5.3.3.3.1 Configuration:** Column specimen spans shall be configured to induce shear limit states or failure modes as related to FRCM performance. Double fixity (reverse curvature) is required. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing, and compressive strength parameters of the concrete columns to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.3.3.2 Procedure:** For seismic or wind-load application, the lateral load procedure shall conform to Figure 1. For gravity (non-dynamic) loading application, the load may be monotonically applied. Axial loads within a specific range shall be applied. The limit states shall be determined based on geometric, material properties and column end support conditions.

**5.3.4 Slabs:**

**5.3.4.1 Configuration:** Slab spans shall be configured to include flexural limit states or failure modes as related to FRCM performance. Either simple or rigid supports are permitted. Extremes of dimensional, FRCM reinforcing and compressive strength of the concrete slabs to be strengthened by FRCM shall be considered.

**5.3.4.2 Procedure:** For gravity (non-dynamic) loading application, the load may be monotonically applied. The limit states shall be determined based on material properties and maximum concrete compression strain of 0.003.

**6.0 QUALITY CONTROL**

**6.1 Manufacturing:** Quality control procedures during manufacture of the system components as described in Section 1.4.2 shall be described a quality documentation complying with the ICC-ES Acceptance Criteria for Quality Documentation (AC10), and there shall be inspections by an inspection agency accredited by the International Accreditation Service, Inc. (IAS), or otherwise acceptable to ICC-ES. A qualifying inspection shall be conducted at each manufacturing facility when required by the ICC-ES Acceptance Criteria for Inspections and Inspection Agencies (AC304).

**6.2 Installation and Special Inspection:** All installations shall be done by applicators approved by the report applicant. The quality assurance program shall be documented. Special inspection is required and shall comply with Section 1704 of the IBC. Duties of the special inspector shall be prepared by the report applicant, and included in the evaluation report. The maximum debonded area permitted after installation of bonded FRCM systems shall be specified by the applicant.

**7.0 FINAL SUBMITTAL**

**7.1 Contents:** The final submittal shall consist of a test report or test reports, and a design criteria report, as described in this section. The final submittal shall include the qualification plan described in Section 3.0 of this acceptance criteria. Contents of the final submittal are described in the Sections 7.2 and 7.3.

**7.2 Test Report:** The testing laboratory shall report on the qualification testing performed according to the approved test plan. Besides the information requested in Section 2.4, the test report shall include the following:

1. Information noted in the referenced standard.
2. Description of test setup.
3. Rate and method of loading.
4. Deformation and strain measurements.
5. Modes of failure.

**7.3 Design Criteria Report:** The report shall include a complete analysis and interpretation of the qualification test results. Design stress and strain criteria for masonry or concrete members shall be specified based on the analysis, but shall not be higher than specified in Section 8.0.

Design stresses and strains shall be based on a characteristic value approach verified by test data. The drying shrinkage values determined in Section 4.0 shall be considered in the design procedure. The design shall consider, if applicable, secondary stresses resulting when dead loads are relieved during application and subsequently reapplied. Adoption of the minimum acceptable standards for design outlined in Section 8.0 does not eliminate the need for structural testing. Situations not covered in Section 8.0 shall be subject to special considerations and testing, and design values shall be compatible with the conservative approach adopted in Section 8.0.

**8.0 MINIMUM ACCEPTABLE DESIGN CRITERIA**

**8.1 General:** Design procedures shall be in accordance with Chapter 19 or 21 of the IBC, as applicable, except as modified in this section. FRCM material properties to be used for design as described in this section are obtained from Section 4.0. The value of any material property to be used in the design equations of this section is defined as the average value minus three times the standard deviation. The limit state design capacities as determined in accordance with Section 8.0 of this criteria cannot exceed the five percent fractile values of the capacities obtained experimentally in accordance with Section 5.0.

**8.2 Masonry:**

**8.2.1 Flexural Strength Enhancement:** The FRCM composite material bonded to surfaces of masonry may be used to enhance the design flexural strength out of the plane of the wall by acting as additional tension reinforcement. In such cases, the section analysis shall be based on normal assumptions of strain compatibility between masonry, steel reinforcement (if any), and FRCM composite material. The out-of-plane flexural strength of a (reinforced or unreinforced) masonry wall depends on the controlling failure mode. Failure modes for an FRCM-strengthened wall include:

- Crushing of the masonry in compression
- Debonding of the FRCM from the masonry substrate (FRCM debonding)
- Tensile yielding of the steel reinforcement
- Tensile rupture of FRCM material

The effective tensile strain level in the FRCM composite material attained at failure,  $\epsilon_{fcs}$ , shall be limited to the design tensile strain of the FRCM composite material,  $\epsilon_{fd}$ , defined in Equation (1):

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

$$\varepsilon_{fd} = 0.7 \varepsilon_{fu} \leq 0.012 \quad (1)$$

where  $\varepsilon_{fu}$  is the ultimate tensile strain of the FRCM composite material. The effective tensile stress level in the FRCM reinforcement attained at failure,  $f_{fe}$ , shall be calculated in accordance with Equation (2):

$$f_{fe} = 0.85 E_f \varepsilon_{fe} \text{ with } \varepsilon_{fe} \leq \varepsilon_{fd} \quad (2)$$

where  $E_f$  is the tensile modulus of elasticity of the cracked FRCM composite material. Fiber strands shall be oriented perpendicular to the direction of the applied bending moment and shall not have a misalignment of more than 5 degrees.

The design flexural strength shall be calculated in accordance with Equation (3).

$$\phi_m M_n = \phi_m (M_m + M_f) \quad (3)$$

where  $M_n$  is the nominal flexural strength;  $M_m$  and  $M_f$  are the contribution of the reinforced masonry and the FRCM composite material to the nominal flexural strength, respectively. In the case of unreinforced masonry, only the term  $M_f$  is considered. The strength reduction factor for flexure,  $\phi_m$ , is equal to 0.6 for both reinforced and unreinforced masonry.

For the computation of  $M_n$ , when the FRCM composite material is applied on both sides of the wall, the contribution of FRCM in the compression side is neglected.

FRCM application does not contribute to the enhancement of the nominal out-of-plane shear strength of the masonry wall which shall be calculated according to TMS 402. A minimum development length of 6 inches (152 mm) shall be considered.

**8.2.1.1 Limitations:** In the case of unreinforced masonry, when subjected to out-of-plane loading, the wall behaves as a simply supported element or very nearly so, and the influence of wall arching mechanisms can be neglected. An arching mechanism can potentially develop in a wall with a height-to-thickness ( $H/t$ ) ratio of less than 8 when the wall is built between stiff supports. The influence of arching in the out-of-plane behavior decreases for walls with  $H/t$  ratios greater than 14. As a reference, Tables 7-5 and 7-10 of ASCE 41 provide  $H/t$  ratios where an unreinforced masonry wall does not need to be analyzed for out-of-plane seismic forces and, therefore, does not require strengthening. For conventionally reinforced masonry walls, to limit the total force per unit width transferred to the masonry, the increment in flexural strength provided by the FRCM reinforcement shall not exceed 50 percent of the capacity of the structure without strengthening.

**8.2.2 Shear Strength Enhancement:** The FRCM composite material bonded to surfaces of masonry may be used to enhance the design shear strength in the plane of the wall by acting as shear reinforcement.

The design tensile strain in the FRCM shear reinforcement,  $\varepsilon_{fv}$ , shall be calculated by Equation (4):

$$\varepsilon_{fv} = 0.4 \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (4)$$

The design tensile strength in the FRCM shear reinforcement,  $f_{fv}$ , shall be calculated in accordance with Equation (5):

$$f_{fv} = 0.75 E_f \varepsilon_{fv} \quad (5)$$

FRCM shall be applied on both sides of the wall with primary fiber strands oriented perpendicular to the applied shear force. Fiber strands shall not have a misalignment of more than 5 degrees.

The design shear strength shall be calculated in accordance with Equation (6).

$$\phi_v V_n = \phi_v (V_m + V_f) \quad (6)$$

where  $V_n$  is the nominal shear strength;  $V_m$  and  $V_f$  are the contribution of the (unreinforced or reinforced) masonry and the FRCM composite material to the nominal shear strength, respectively.  $V_m$  is calculated in accordance with TMS 402.  $V_f$  is calculated as defined in Equation (7):

$$V_f = 2 n A_f L f_{fv} \quad (7)$$

where  $A_f$  is the area of the grid reinforcement by unit width effective in shear,  $n$  is the number of layers of grid reinforcement, and  $L$  is the length of the wall in the direction of the applied shear force. The strength reduction factor for shear,  $\phi_v$ , is equal to 0.75. A minimum development length of 6 inches (152 mm) shall be considered.

**8.2.2.1 Limitations:** To limit the total force per unit width transferred to the masonry, the increment in shear strength provided by the FRCM reinforcement shall not exceed 50 percent of the capacity of the structure without strengthening for both unreinforced and conventionally reinforced masonry walls. Strengthening is limited to maximum wall thickness of 12 inches (305 mm).

### 8.3 Concrete:

**8.3.1 Flexural Strength Enhancement of Reinforced Concrete Members:** The FRCM composite material bonded to surfaces of reinforced concrete members may be used to enhance the design flexural strength of sections by acting as external tension reinforcement. In such cases, section analysis shall be based on the following normal assumptions: (a) plane sections remain plane after loading; (b) the bond between the FRCM and the substrate remains effective; (c) the maximum usable compressive strain in the concrete is 0.003; (d) FRCM has a linear elastic behavior to failure.

The flexural strength of a reinforced concrete section depends on the controlling failure mode. Failure modes for an FRCM-strengthened section include:

- Crushing of the concrete in compression before yielding of the reinforcing steel.
- Yielding of the steel in tension followed by concrete crushing.
- Shear/tension delamination of the concrete cover (cover delamination).
- Debonding of the FRCM from the concrete substrate (FRCM debonding).
- Tensile rupture of FRCM material.

The effective tensile strain level in the FRCM reinforcement attained at failure,  $\varepsilon_{fe}$ , shall be limited to the design tensile strain of the FRCM composite material,  $\varepsilon_{fd}$ , defined in Equation (8):

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

$$\varepsilon_{fd} = 0.7 \varepsilon_{tu} \leq 0.012 \quad (8)$$

The effective tensile stress level in the FRCM reinforcement attained at failure,  $f_{fe}$ , in the FRCM reinforcement shall be calculated in accordance with Equation (9):

$$f_{fe} = 0.85 E_f \varepsilon_{fe} \text{ where } \varepsilon_{fe} \leq \varepsilon_{fd} \quad (9)$$

Fiber strands shall be oriented parallel to the major axes of the member and shall not have a misalignment of more than 5 degrees.

The design flexural strength shall be calculated in accordance with Equation (10).

$$\phi_m M_n = \phi_m (M_s + M_f) \quad (10)$$

where  $M_n$  is the nominal flexural strength,  $M_s$  and  $M_f$  are the contribution of the steel reinforcement and the FRCM composite material to the nominal flexural strength, respectively. The strength reduction factor  $\phi_m$  is given by Equation (11), as defined in ACI 318:

$$\phi_m = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{for } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{for } \varepsilon_t < \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (11)$$

where  $\varepsilon_t$  is the net tensile strain in extreme tension steel reinforcement at nominal strength, and  $\varepsilon_{sy}$  is the steel tensile yield strain.

**8.3.1.1 Limitations:** To limit the total force per unit width transferred to the concrete, the increment in flexural strength provided by the FRCM reinforcement shall not exceed 50 percent of the capacity of the structure without strengthening.

**8.3.1.2 Serviceability:** The tensile stress in the steel reinforcement under service load,  $f_{ss}$ , shall be limited to 80 percent of the steel yield strength,  $f_y$ , as indicated in Equation (12).

$$f_{ss} \leq 0.80 f_y \quad (12)$$

**8.3.1.3 Creep-rupture and Fatigue Stress Limits:** The tensile stress levels in the FRCM reinforcement under service load,  $f_{fs}$ , shall be limited to the values shown in Table 3.

**8.3.2 Axial Load Capacity Enhancement:** The FRCM composite material may be applied to external surfaces of rectangular and circular reinforced concrete compression members to enhance the axial load capacity.

The stress-strain for FRCM-confined concrete is illustrated in Figure 2 and shall be determined using the following expressions:

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 f_c'} (\varepsilon_c)^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_i \\ f_c' + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_i \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (13)$$

$$\varepsilon'_i = \frac{2 f_c'}{E_c - E_2} \quad (14)$$

$$E_2 = \frac{f_{cc}' - f_c'}{\varepsilon_{ccu}} \quad (15)$$

where  $E_c$  is the modulus of elasticity of concrete,  $E_2$  is the slope of linear portion of stress-strain model for FRCM-confined concrete,  $f_c$  is the compressive stress in concrete,  $f_c'$  is the specified compressive strength of concrete,  $f_{cc}'$  is the maximum compressive strength of confined concrete,  $\varepsilon_c$  is the compressive strain level in the concrete,  $\varepsilon_{ccu}$  is the ultimate compressive strain of confined concrete, and  $\varepsilon'_i$  is the transition strain in the stress-strain curve of FRCM-confined concrete.  $\varepsilon_{ccu}$  corresponds to  $0.85 f_{cc}'$  in a lightly confined member (member confined to restore its concrete design compressive strength), or to the ultimate axial compressive strain of confined concrete corresponding to failure in a heavily confined member.

The maximum confined concrete compressive strength,  $f_{cc}'$ , and the maximum confinement pressure,  $f_l$ , shall be calculated using Equations (16), (17a) and (17b):

$$f_{cc}' = f_c' + \Psi_f 3.3 \kappa_B f_l \quad (16)$$

$$f_l = (2n A_f E_f \varepsilon_{fe}) / D \text{ for circular cross section} \quad (17a)$$

$$f_l = (2n A_f E_f \varepsilon_{fe}) / (b^2 + h^2)^{1/2} \text{ for rectangular cross section} \quad (17b)$$

where  $A_f$  is the area of grid reinforcement by unit width,  $n$  is the number of layers of grid reinforcement,  $D$  is the diameter of the compression member with circular cross section, and  $b$  and  $h$  are the short and the long side dimensions of the compression member with rectangular cross section, respectively. The additional strength reduction factor,  $\Psi_f$ , shall be taken equal to 0.95. The efficiency factor,  $\kappa_B$ , shall be calculated using Equation (20). The effective compressive strain level in the FRCM,  $\varepsilon_{fe}$ , shall be given by:

$$\varepsilon_{fe} = 0.55 \varepsilon_{tu} \quad (18)$$

The minimum confinement ratio  $f_l / f_c'$  shall not be less than 0.08.

The contribution of the mortar to the compressive strength of the FRCM-confined compression member shall be neglected.

The ultimate axial compressive strain of confined concrete,  $\varepsilon_{ccu}$ , shall not exceed 0.01 to prevent excessive cracking and the resulting loss of concrete integrity.  $\varepsilon_{ccu}$  shall be calculated using the following stress-strain relationship:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_c' \left( 1.5 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f_c'} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_c'} \right)^{0.45} \right) \leq 0.01 \quad (19)$$

where  $\varepsilon_c'$  is the compressive strain of unconfined concrete corresponding to  $f_c'$ . The efficiency factor,  $\kappa_b$ , shall be calculated using Equation (21).

Based on the limitation set by Equation (19),  $f_{cc}'$  shall not exceed the value of the stress corresponding to  $\varepsilon_{ccu}$  equal to 0.01.

### ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)

**8.3.2.1 Circular Sections:** For circular cross-sections, the shape factors  $\kappa_a$  and  $\kappa_b$  in Equations (16) and (19), respectively, shall be taken as 1.0.

**8.3.2.2 Rectangular Sections:** Rectangular sections where the ratio of longer to shorter section side dimension is not greater than 2.0, may have axial compression capacity enhanced by the confining effect of FRCM material placed with fiber strands running essentially perpendicular to the members' axis. For rectangular cross-sections, the shape factors  $\kappa_a$  in Equation (16) and  $\kappa_b$  in Equation (19) shall be calculated using Equations (20) and (21), respectively (Figure 3).

$$\kappa_a = \frac{A_c}{A_c} \left( \frac{b}{h} \right)^2 \quad (20)$$

$$\kappa_b = \frac{A_c}{A_c} \left( \frac{h}{b} \right)^{0.5} \quad (21)$$

where,

$$\frac{A_c}{A_g} = \frac{1 - \left( (b/h)(h-2r)^2 + (h/b)(b-2r)^2 \right) / (3A_g) - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (22)$$

In Equation (22),  $A_c$  is the net cross-sectional area of the compression member,  $A_g$  is the area of the effectively confined concrete,  $A_g$  is the gross cross-sectional area of the compression member,  $\rho_g$  is the ratio of the area of longitudinal steel reinforcement,  $A_s$ , to the gross cross-sectional area of the compression member.

The cross-section corners must be rounded to a radius,  $r$ , not less than  $3/4$  inch (20 mm), before placing FRCM material. For rectangular sections within aspect ratio  $h/b > 2.0$ , the effectiveness of the confinement shall be subject to special analysis confirmed by test results.

**8.3.3 Ductility Enhancement:** The FRCM composite material oriented essentially transversely to the members' axis may be used to enhance flexural ductility capacity of circular and rectangular sections where the ratio of longer to shorter section dimension does not exceed 2.0. The enhancement is provided by increasing the effective ultimate compression strain of the section as computed in Equation (19).

**8.3.4 Shear Strength Enhancement of Concrete Elements:** The FRCM composite material bonded to surfaces of reinforced concrete members with the fiber strands oriented essentially perpendicular to the members' axis may be used to enhance the design shear strength by acting as external shear reinforcement. Shear strengthening using external FRCM may be provided at locations of expected plastic hinges or stress reversal and for enhancing post-yield flexural behavior of members in moment frames resisting seismic loads only by completely wrapping the section. Only continuous FRCM U-wraps or continuous complete wraps shall be considered.

The design tensile strain in the FRCM shear reinforcement,  $\epsilon_{fv}$ , shall be calculated by Equation (23):

$$\epsilon_{fv} = \kappa_v \epsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (23)$$

The bond-reduction coefficient,  $\kappa_v$ , shall be taken as 0.4.

The design tensile strength of the FRCM shear reinforcement,  $f_{fv}$ , shall be calculated in accordance with Equation (24):

$$f_{fv} = 0.85 E_f \epsilon_{fv} \quad (24)$$

Fiber strands shall be oriented perpendicular to the axis of the member and shall not have a misalignment of more than 5 degrees.

The design shear strength shall be calculated in accordance with Equation (25).

$$\phi_v V_n = \phi_v (V_c + V_s + V_f) \quad (25)$$

where  $V_n$  is the nominal shear strength;  $V_c$ ,  $V_s$ , and  $V_f$  are the contribution of the concrete, the steel reinforcement and the FRCM composite material to the nominal shear strength, respectively. The strength reduction factor  $\phi_v$  shall be equal to 0.75 as per ACI 318.  $V_c$  and  $V_s$  are calculated according to ACI 318. The shear contribution of the FRCM shear reinforcement,  $V_f$ , shall be given by Equation (26)

$$V_f = n A_f f_{fv} d \quad (26)$$

where  $n$  is the number of layers of grid reinforcement,  $A_f$  is area of grid reinforcement by unit width effective in shear, and  $d$  is the distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement. The total shear strength provided by FRCM and steel reinforcement shall be limited to the following:

$$V_s + V_f \leq 8 \sqrt{f_c'} b_w d \quad (27)$$

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d \quad (\text{SI Units})$$

where  $b_w$  is the web width. For rectangular sections with shear enhancement provided by transverse FRCM composite material, section corners must be rounded to a radius not less than  $3/4$  inch (20 mm) before placement of the FRCM material.

**8.3.4.1 Limitations:** To limit the total force per unit width transferred to the concrete, the increment in shear strength provided by the FRCM reinforcement shall not exceed 50% of the original capacity.

## 9.0 EVALUATION REPORT RECOGNITION

The evaluation report shall include the following:

**9.1** Basic information required by Section 2.0 of this criteria, including product description, installation procedures, packaging and identification information, and material properties as determined in Section 4.0 of this criteria.

**9.2** A statement that design and installation must be in accordance with the published ICC-ES report, the approved quality documentation, the Design Manual, and the IBC.

**9.3** A statement that copies of quality documentation and the Design Manual must be submitted to the code official for each project using the systems.

**9.4** A statement that complete construction documents, including plans and calculations verifying

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

compliance with this report, must be submitted to the code official for each project at the time of permit application. The construction documents must be prepared and sealed by a registered design professional where required by the statutes of the jurisdiction in which the project is to be constructed.

**9.5** A statement that special inspection for jobsite application of the systems must be provided in accordance with Section 6.2 of this criteria.

**9.6** If there is testing in accordance with Section 4.9 of this criteria, a statement about the effect of the FRCM system on the fire-resistance rating of the concrete or masonry structure. Otherwise, there must be a statement that the fire-resistance rating of the strengthened structure is outside the scope of the evaluation report.

**9.7** If the system is tested in accordance with Section 4.10 of this criteria, a statement about the flame spread and smoke developed indices for the system.

**10.0 NOMENCLATURE:**

$A_c$	= net cross-sectional area of the compression member, in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	$V_n$	= nominal shear strength, lb (N)
$A_e$	= area of the effectively confined concrete, in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	$V_s$	= contribution of the steel reinforcement to the nominal shear strength, lb (N)
$A_r$	= area of grid reinforcement by unit width, in. <sup>2</sup> /in (mm <sup>2</sup> /mm)	$b$	= short side dimension of the compression member with rectangular cross section, in. (mm)
$A_g$	= gross cross-sectional area of the compression member, in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	$b_w$	= web width, in. (mm)
$A_s$	= area of longitudinal steel reinforcement, in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	$d$	= distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement, in. (mm)
$D$	= diameter of the compression member, in. (mm)	$f_c$	= compressive stress in concrete, psi (MPa)
$E_2$	= slope of linear portion of stress-strain model for FRCM-confined concrete, psi (MPa)	$f'_c$	= specified compressive strength of concrete, psi (MPa)
$E_c$	= modulus of elasticity of concrete, psi (MPa)	$f'_{cc}$	= maximum compressive strength of confined concrete, psi (MPa)
$E_t$	= tensile modulus of elasticity of the cracked FRCM composite material specimen, psi (MPa)	$f_{co}$	= compressive strength of unconfined concrete; also equal to $0.85f'_c$ , psi (MPa)
$H$	= height of the masonry wall, in. (mm)	$f_{fe}$	= effective tensile stress level in FRCM composite material attained at failure, psi (MPa)
$L$	= length of the wall in the direction of the applied shear force, in. (mm)	$f_{fu}$	= ultimate tensile strength of the FRCM composite material, psi (MPa)
$M_f$	= contribution of the FRCM composite material to the nominal flexural strength, in-lb (N-mm)	$f_{fv}$	= design tensile strength of the FRCM shear reinforcement, psi (MPa)
$M_m$	= contribution of the reinforced masonry to the nominal flexural strength, in-lb (N-mm)	$f_{fs}$	= tensile stress in the FRCM reinforcement under service load, psi (MPa)
$M_n$	= nominal flexural strength, in-lb (N-mm)	$f_l$	= maximum confining pressure due to FRCM jacket, psi (MPa)
$M_s$	= contribution of the steel reinforcement to the nominal flexural strength, in-lb (N-mm)	$f_{ss}$	= tensile stress in the steel reinforcement under service load, psi (MPa)
$V_c$	= contribution of the concrete to the nominal shear strength, lb (N)	$f_y$	= steel tensile yield strength, psi (MPa)
$V_f$	= contribution of the FRCM composite material to the nominal shear strength, lb (N)	$h$	= long side dimension of the compression member with rectangular cross section, in. (mm)
$V_m$	= contribution of the (unreinforced or reinforced) masonry to the nominal shear strength, lb (N)	$n$	= number of layers of grid reinforcement
		$r$	= radius of the edges of a rectangular cross section confined with FRCM, in. (mm)
		$t$	= thickness of the masonry wall in. (mm)
		$\epsilon_c$	= compressive strain level in the concrete, in./in. (mm/mm)
		$\epsilon'_c$	= compressive strain of unconfined concrete corresponding to $f'_c$ , in./in. (mm/mm); may be taken as 0.002
		$\epsilon_{ccu}$	= ultimate compressive strain of confined concrete corresponding to $0.85f'_{cc}$ in a lightly confined member (member confined to restore its concrete design compressive strength), or ultimate compressive strain of confined concrete corresponding to failure in a heavily confined member
		$\epsilon_{fd}$	= design tensile strain of the FRCM composite material, in./in. (mm/mm)
		$\epsilon_{fe}$	= effective tensile strain level in FRCM composite material attained at failure, in./in. (mm/mm)

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

- $\epsilon_{fv}$  = design tensile strain of the FRCM shear reinforcement, in./in. (mm/mm)
- $\epsilon_{fu}$  = ultimate tensile strain of the FRCM composite material, in./in. (mm/mm)
- $\epsilon_{sy}$  = steel tensile yield strain, in./in. (mm/mm)
- $\epsilon_t$  = net tensile strain in extreme tension steel reinforcement at nominal strength, in./in. (mm/mm)
- $\epsilon'_t$  = transition strain in the stress-strain curve of FRCM-confined concrete, in./in. (mm/mm)
- $\phi_m$  = strength reduction factor for flexure
- $\phi_v$  = strength reduction factor for shear
- $K_a$  = efficiency factor for FRCM reinforcement in the determination of  $f'_{cc}$  (based on the geometry of the cross section)
- $K_b$  = efficiency factor for FRCM reinforcement in the determination of  $\epsilon_{ccu}$  (based on the geometry of cross section)
- $K_v$  = bond-reduction coefficient for shear
- $\mu$  = displacement ductility level, defined relative to yield or cracking displacement.
- $\psi_f$  = additional strength reduction factor for FRCM confined concrete
- $\rho_g$  = ratio of the area of longitudinal steel reinforcement to the cross-sectional area of a compression member ( $A_s/bh$ ).■

**TABLE 1—SUMMARY OF MATERIAL TESTS REQUIRED FOR EACH FRCM SYSTEM<sup>1</sup>**

GRID	CONDITIONING	TEST TYPE	HOURS	NUMBER OF REPLICATES	AC 434 SECTIONS		
Continuous		Dry shrinkage		5	4.2.1		
		Void content		5	4.2.2		
		<b>total</b>		<b>10</b>			
Continuous	Ambient	Direct tension		5	4.2.3	4.4	
	Freeze/thaw			5			
	Ambient	Inter. shear		5	4.2.4		
	Freeze/thaw			5			
<b>total</b>		<b>20</b>					
Continuous	Ambient	Direct tension	1,000	5	4.2.3	4.5	
	Water			5			
	Saltwater			5			
	Alkali		5				
	Ambient		3,000	5			
	Water			5			
	Saltwater	5					
	Alkali	Inter. shear	1,000	5	4.2.4		
	Ambient			5			
	Water			5			
	Saltwater		5				
	Alkali		3,000	5			
	Ambient			5			
	Water	5					
Saltwater	5						
Alkali	5						
<b>total</b>		<b>80</b>					
Continuous	Ambient	Direct tension		5	4.2.3	4.6	
	Fuel			5			
<b>total</b>		<b>10</b>					
Lap	Ambient	Direct tension	1,000	5	4.2.3	4.5	4.7
	Water			5			
	Saltwater		5				
	Alkali		5				
	Ambient	3,000	5				
	Water		5				
	Saltwater		5				
	Alkali		5				
<b>total</b>		<b>40</b>					
Continuous	Ambient	bond	1,000	5	4.8		
	Water			5			
	Saltwater			5			
	Alkali			5			
	Ambient		3,000	5			
	Water			5			
	Saltwater			5			
	Alkali			5			
<b>total</b>		<b>40</b>					

<sup>1</sup> See Section 4.0 of this criteria for details.

ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)

TABLE 2—ENVIRONMENTAL DURABILITY TESTS

ENVIRONMENTAL DURABILITY TEST	RELEVANT SPECIFICATION	TEST CONDITION	TEST DURATION	PERCENT RETENTION	
				Hours	
				1,000	3,000
Water resistance	ASTM D 2247 ASTM E 104	100%, 100 ± 2°F	1,000 and 3,000 hours	85	80
Saltwater resistance	ASTM D 1141 ASTM C 581	Immersion at 73 ± 2°F			
Alkali resistance		Immersion in solution with pH = 9.5 or higher and 73 ± 3°F			

TABLE 3—CREEP RUPTURE STRESS LIMITS FOR REINFORCEMENT BASED ON FIBER TYPE

PARAMETER	FIBER TYPE			
	AR Glass	Aramid	Carbon	PBO
Creep rupture	0.20 $f_u$	0.30 $f_u$	0.55 $f_u$	0.30 $f_u$

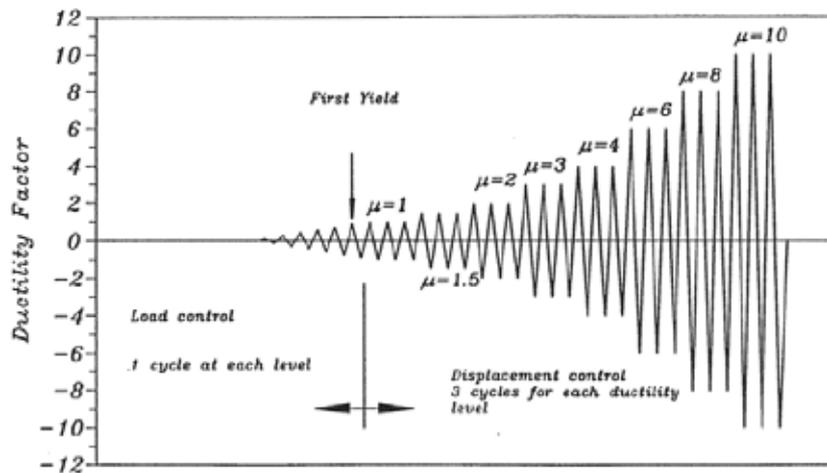


FIGURE 1—TEST SEQUENCE OF IMPOSED DISPLACEMENT

ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE  
STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS  
MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)

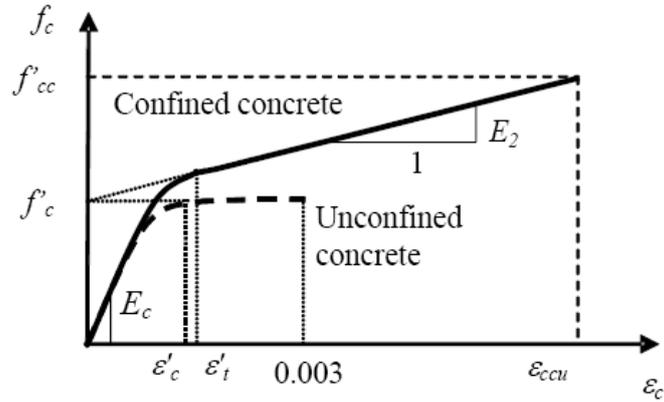


FIGURE 2—STRESS-STRAIN DIAGRAM FOR FRP-CONFINED CONCRETE

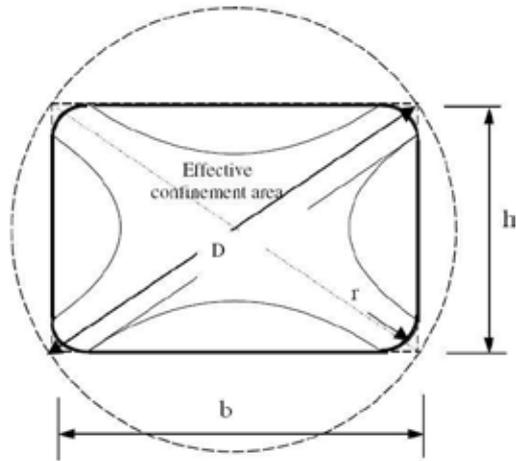


FIGURE 3—EQUIVALENT CIRCULAR CROSS SECTION

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE  
STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS  
MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

**Annex A**

**Tensile Testing of Fiber-reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Specimens**

**A1.0 Summary of Test Method**

A thin flat strip of material having a near-constant rectangular cross section is mounted in the grips of a mechanical testing machine and loaded with monotonically increasing load in tension while recording load and movement. The ultimate strength of the material can be determined from a maximum load carried before failure. The coupon strain or elongation is monitored with displacement transducers to determine the nominal stress-strain response of the material, and from that the cracking stress and strain, ultimate tensile strain, tensile modulus of elasticity before and after cracking of cement-based matrix can be derived.

This test procedure is designed to produce tensile property data for material specifications, quality assurance, and structural design and analysis. Factors that influence the tensile response and shall therefore be reported include the following: material, methods of material preparation and lay-up, specimen preparation, specimen conditioning, environment of testing, specimen alignment and gripping, and speed of testing. Properties, in the test direction, which may be obtained from this test include:

1. Ultimate tensile strength
2. Ultimate tensile strain
3. Tensile modulus of elasticity of uncracked specimen
4. Tensile modulus of elasticity of cracked specimen
5. Transition point

Attention shall be paid to material and specimen preparation, gripping, and test system alignment. Poor material fabrication practices, lack of control in alignment of fiber grid, and damage induced by improper cutting and machining of the coupons are known causes of high material data scatter. Specimen gripping problems can also cause a high percentage of grip-influenced failures and therefore more scatter in data. Every effort shall be made to eliminate excess bending due to system misalignment and out-of-tolerance conditions caused by poor specimen preparation.

**A2.0 Apparatus**

**A2.1 Dimension Measurements:** The accuracy of instruments used for measuring dimensions of the test specimens shall be suitable for reading to within 1 percent of the sample dimensions.

**A2.2 Testing Machine:** The testing machine shall be in conformance with Practices ASTM E 4. The testing machine shall have both an essentially stationary head and a movable head. The drive mechanism shall be capable of imparting to the movable head a controlled velocity with respect to the stationary head. The testing machine load sensing device shall be able to indicate the applied load to the specimen within 1 percent of the indicated value. Each head of the testing machine shall carry one grip for holding the test specimen in coincident with the longitudinal axis of the specimen. The grips shall apply sufficient lateral pressure to prevent slippage between the grip face and the coupon. It is desirable to use grips that are rotationally self-aligning to minimize bending stresses in the coupon.

**A2.3 Strain Indicating Device:** An extensometer satisfying Practice ASTM E 83, Class B-1 requirements can be used for strain/elongation measurement. A minimum gage length of 2 inches (50 mm) shall be used. Since the coupon undergoes cracking in the early stages of loading, the gage length shall be adequate to at least include within itself one transverse crack. The bearing points of the extensometer on the coupon shall not be disturbed by cracking. If cracking occurs at the bearing points, the specimen shall be unloaded and extensometer moved. The discontinuity in elongation reading can be removed in data reduction process by matching the stop and restart point or similar means. The weight of extensometer shall not cause significant bending in the specimen.

**A3.0 Test Specimens**

At least five specimens shall be tested per test condition. Specimens can be cut from larger panels laid up in special molds. Control of fiber grid alignment is critical in lay-up procedure. Effective cutting tools and methods need to be used, and precautions shall be taken to avoid notches, undercuts, uneven surfaces, or delaminations. The specimen preparation method shall be reported. Specimens shall be labeled properly to be distinct from each other and traceable to the raw material.

The test specimens shall be rectangular coupons. The thickness of coupons shall be as required and be a function of number of layers and thickness of matrix for each layer. The width of the coupon shall be adequate to include a minimum number of strands (e.g., three strands in each layer) and shall not be less than four times the thickness of the specimen. The width shall also be kept as a multiple of the grid spacing. Also, in case the strands in different layers are staggered with respect to each other, it is preferable to have the same number of strands in each layer along the width of the coupon. The minimum length of the coupon shall include gripping distance, plus twice the width plus gage length. Longer lengths are preferred to minimize the bending effects on the specimen.

Metallic tabs (e.g., steel, aluminum) are recommended for gripping to avoid damage to the specimen by grips. The tabs can be glued to the specimen ends (two at each end, one at each face). The tabs shall have the same width as the coupon. The tab length can be calculated based on the maximum expected tensile load, glue and tab bond strength to the matrix, and

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE  
STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS  
MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

development length of the fiber strands within matrix. A minimum of 3 inches (75 mm) tab length is recommended. The thickness of the tabs shall be adequate to distribute uniformly the gripping force to the overall width of the coupons. A minimum thickness of  $1/16$  inch (2 mm) is recommended.

**A4.0 Calibration**

The accuracy of all measuring equipment shall have certified calibrations that are current at the time of use of the equipment.

**A5.0 Conditioning**

Unless a different environment is specified as part of the experiment, test specimens shall be moist cured at least for seven days after lay-up, and another seven days at laboratory environment before testing. Tests can be conducted at 14-day age and later. Storage after curing and testing shall be at standard laboratory atmospheric conditions.

**A6.0 Procedure**

After conditioning and before testing, coupon type and geometry and environmental conditioning test parameters are specified. The overall cross-sectional area of the specimen is calculated as follows:

$$A = w_s h_s \quad (A1)$$

where  $w_s$  is the nominal width and  $h_s$  is the nominal thickness of the coupon. The width and thickness are measured at three locations along the specimen and averaged. This value is determined for reporting purposes only. For computation of FRCM mechanical properties, the area of grid reinforcement by unit width,  $A_f$  measured in  $\text{in}^2/\text{in}$  ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ), as reported by the manufacturer, is used.

Special tabs prepared for installation are glued to the specimen. The glue shall be permitted to cure per applicant instruction. The specimen placed in the grips of testing machine, taking care to align the axis of the gripped specimen with the test direction. If applicable, the grips are tightened. An initial minimal tension, less than 5 percent of the anticipated failure load, is applied to straighten potential bow in the specimen. The displacement transducer is attached to the specimen, preferably symmetrically about the mid-span, mid-width location. The load is applied under displacement control. The loading rate can be adjusted by the velocity of the machine head. A standard rate of 0.01 in./min (0.2 mm/min) is recommended.

The load versus displacement shall be recorded continuously or at frequent regular intervals. The load, displacement, and mode of cracking (or any other damage) during testing that would cause transition region in otherwise a linear response are recorded. Cracks may occur at regular spacing along the specimen. If the cracks intercept the transducer bearing points, the specimen shall be unloaded to the level of the initial loading. The displacement transducer shall then be slightly moved and reinstalled to bear at uncracked region of the matrix. Reload the specimen with the same rate of loading and continue data recording. The displacement transducer shall be removed before anticipated failure to avoid damage to the sensor, but load readings shall continue until failure. The maximum load, the failure load, and corresponding displacements at, or as near as possible to, the moment of rupture shall be recorded, along with the failure mode and location.

**A7.0 Calculation**

The recorded data shall be reduced to reflect the initial tensile loading and reading discontinuity if the transducer were to be moved during the test. This will likely result in a near bilinear response curve (Figure A1) with an initial line for uncracked specimen, a secondary line for cracked specimen, and possibly a curved transition segment in between.

**A7.1 Expected Tensile Stress – Strain Curve:** The expected tensile stress,  $f_t$ , versus tensile strain,  $\epsilon_t$ , curve of an FRCM coupon specimen is shown in Figure A1. If a curved segment exist in between two linear portions of the response curve, the two lines to initial and secondary segments of the response curve shall be continued until they intersect. The displacement and load corresponding to the intersection are calculated as the transition point data, named T in Figure A1.

ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE  
STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS  
MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)

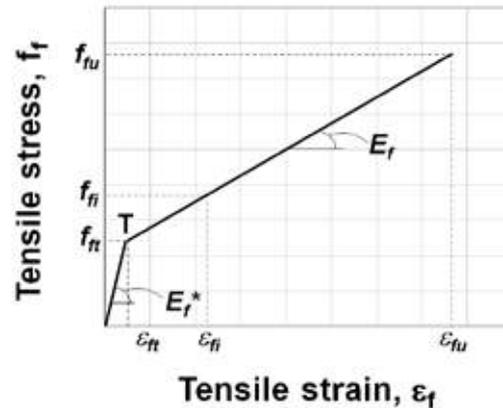


FIGURE A1—EXPECTED TENSILE STRESS VERSUS TENSILE STRAIN CURVE OF AN FRCM COUPON SPECIMEN. THE TRANSITION POINT T IS INDICATED

In Figure A1 the following quantities are shown:

- $E_t$  = tensile modulus of elasticity of the cracked specimen, psi (MPa)
- $E_t^*$  = tensile modulus of elasticity of the uncracked specimen, psi (MPa)
- $f_{tI}$  = tensile stress at  $i$ th data point, psi (MPa)
- $f_{tU}$  = ultimate tensile strength, psi (MPa)
- $f_{tT}$  = tensile stress corresponding to the transition point, psi (MPa)
- $\epsilon_{tI}$  = tensile strain at  $i$ th data point, in./in. (mm/mm)
- $\epsilon_{tU}$  = ultimate tensile strain, in./in. (mm/mm)
- $\epsilon_{tT}$  = tensile strain corresponding to the transition point, in./in. (mm/mm)

**A7.2 Transition Point (T):** If a curved segment exist in between two linear portions of the response curve, the two lines to initial and secondary segments of the response curve shall be continued until they intersect. The displacement and load corresponding to the intersection are calculated as the transition point data.

**A7.3 Tensile Stress/Tensile Strength:** The ultimate tensile strength and, if needed, the tensile stress at a specific data point are calculated using the following equations:

$$f_{tU} = P_{max} / (A_f w_s) \quad (A2)$$

$$f_{tI} = P_i / (A_f w_s) \quad (A3)$$

where:

- $P_{max}$  = maximum load before failure, lbf (N).
- $P_i$  = load at  $i$ th data point, lbf (N).
- $A_f$  = area of grid reinforcement by unit width, in.<sup>2</sup>/in (mm<sup>2</sup>/mm)
- $w_s$  = nominal width of the specimen, in. (mm)

**A7.4 Tensile Strain:** Tensile strain at a specific data point is calculated using the following equation:

$$\epsilon_{tI} = \delta_i / L_g \quad (A4)$$

where:

- $\delta_i$  = extensometer displacement at  $i$ th data point, in. (mm).
- $L_g$  = extensometer gage length, in. (mm).

**A7.5 Tensile Modulus of Elasticity of Uncracked Specimen:** On the linear segment of the initial line of the response bilinear curve corresponding to uncracked behavior of the specimen two points connecting the results in a line that closely follows the trend and slope of the response curve at that region are selected. The tensile modulus of elasticity of the uncracked specimen is calculated using:

$$E_t^* = \Delta f / \Delta \epsilon \quad (A5)$$

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR MASONRY AND CONCRETE  
STRENGTHENING USING FIBER-REINFORCED CEMENTITIOUS  
MATRIX (FRCM) COMPOSITE SYSTEMS (AC434)**

where:

$\Delta f$  = difference in tensile stress between two selected points, psi (MPa).

$\Delta \varepsilon$  = difference in tensile strain between two selected points, in/in (mm/mm).

Alternatively, the slope of the initial line passing through the origin and drawn to obtain the transition point on the response curve can be calculated as the modulus of elasticity of uncracked specimen.

**A7.6 Tensile Modulus of Elasticity of Cracked Specimen:** On the linear segment of the secondary line of the response bilinear curve corresponding to cracked behavior of the specimen two points connecting the results in a line that closely follows the trend and slope of the response curve at that region are selected. The tensile modulus of elasticity of the cracked specimen is calculated using:

$$E_f = \Delta f / \Delta \varepsilon \quad (A6)$$

Alternatively, the slope of the secondary line drawn to obtain the transition point on the response curve can be calculated as the modulus of elasticity of cracked specimen.

**A7.7 Ultimate Tensile Strain:** Ultimate tensile strain,  $\varepsilon_{fu}$ , is calculated by extrapolating the secondary line in the bilinear response curve, or using the following equation:

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{ft} + (f_{fu} - f_{ft}) / E_f \quad (A7)$$

### A8.0 Report

The following information shall be reported to the maximum extent applicable:

- Date and location of the test
- Name of test operator
- Any variations to this test method
- Identification of the material tested including material specification, type, and designation, manufacturer
- Description of the fabrication steps used to prepare the composite material including fabrication date, process, cure cycle, and description of equipment used
- Orientation of the fiber grid
- Area of grid reinforcement by unit width and nominal cross-section area of all specimens
- Method of preparation of test specimen including labeling system, geometry, sampling method, cutting, tab identification, geometry and adhesive used
- Calibration information for all measurement and test equipment
- Description of the test machine
- Conditioning parameters and results
- Temperature and humidity of testing laboratory
- Number of specimens tested
- Speed of testing
- Type and placement of transducers on the test specimens
- Stress-strain curve and tabulated results
- Individual strengths, average, standard deviation, and coefficient of variation (in percent) for the population
- Individual strains at failure and average, standard deviation, and coefficient of variation (in percent) for population
- Strains used for modulus calculation
- Describe the method used for calculation of the moduli of elasticity
- Individual moduli of elasticity and average, standard deviation, and coefficient of variation (in percent) for population
- If transition strain is determined, describe the method of linear fit
- Individual values of transition strains and average, standard deviation, and coefficient of variation (in percent) for population
- Failure mode and location of failure for each specimen.



