

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

Tesi di laurea

The seal of the University of Padua is a circular emblem. It features a central figure, likely a personification of Justice or Liberty, holding a scale and a sword. The figure is surrounded by a Latin inscription: "SIGILLUM UNIVERSITATIS PADOVAE" at the top and "MCCXXII" at the bottom. The seal is rendered in a light, semi-transparent style, serving as a background for the title text.

**VALUTAZIONE SPERIMENTALE IN SITU
DELL'EFFICACIA
DI CONNETTORI TRASVERSALI
PER IL RINFORZO DELLE MURATURE
CON MATERIALI COMPOSITI**

Relatore:
Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Laureando:
ZORZI TOMMASO

Correlatori:
Prof. CLAUDIO MODENA
Ing. PAOLO GIRARDELLO
Ing. MATTEO PANIZZA

ANNO ACCADEMICO 2013-2014

Questo documento é realizzato in L^AT_EX 2_ε.

Indice

Introduzione	vii
1 Muratura e Compositi	1
1.1 Introduzione	1
1.2 La muratura	1
1.2.1 Normativa di riferimento	3
1.2.2 Classificazione delle murature	5
1.2.2.1 Classificazione manualistica delle murature	5
1.2.2.2 Schede tecniche per la classificazione muraria	6
1.3 Materiali compositi	9
1.3.1 Le fibre	11
1.3.2 FRP	12
1.3.3 FRG o FRM	14
1.3.3.1 SRG	16
1.3.4 Durabilità dei materiali compositi	17
1.3.4.1 Acqua e cristallizzazione salina	18
1.4 Tecniche di indagine	19
1.4.1 Tecniche di indagine sulle murature	19
1.4.1.1 Prove soniche	20
1.4.1.2 Endoscopie	23
1.4.1.3 Martinetti piatti doppi	24
1.4.1.4 Prova di compressione diagonale	26
1.4.2 Indagini su interventi con materiali compositi	29
1.4.2.1 Pull-off test	30
1.4.2.2 Shear test	34
1.4.2.3 Pull-out test	36
1.5 Osservazioni conclusive	38
2 Sperimentazioni di riferimento	39
2.1 Introduzione	39
2.2 Aderenza muratura composito	40
2.2.1 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni perpendico- lari alla direzione della fibra	40
2.2.2 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni tangenziali alla direzione della fibra	53
2.2.2.1 Pull-out Test	76
2.2.3 Applicazione dei compositi per il rinforzo di elementi strutturali	86

2.3	Durabilità	88
2.4	Le prove diagonali in sito, validità e interpretazione dei risultati . .	93
2.4.1	L'importanza dei diatoni nel rinforzo strutturale	95
2.5	Osservazioni conclusive	96
3	Programma sperimentale	99
3.1	Introduzione	99
3.2	Caratterizzazione dei materiali	99
3.2.1	Prove in laboratorio	100
3.2.1.1	Preparazione dei provini	101
3.2.1.2	Procedura di prova	102
3.3	Sperimentazione materiali presso cantiere ESEM, Milano	106
3.3.1	Prove di pull-off	110
3.3.2	Single-lap shear test	116
3.3.3	Prove di pull-out su connettore in fibra di acciaio	117
3.4	Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona	122
3.5	Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila	126
3.5.1	Piano prove - introduzione	127
3.5.2	Conoscenza preliminare	130
3.5.3	Intervento di consolidamento	133
3.5.4	Valutazione dell'intervento	137
3.6	Osservazioni conclusive	146
4	Analisi dei risultati	151
4.1	Sperimentazione materiali presso cantiere ESEM, Milano	152
4.1.1	Prove pull-out	152
4.1.2	Confronti per medesima matrice	159
4.1.2.1	EpoFill	159
4.1.2.2	EcoBinder	164
4.1.2.3	Geocalce Fluida	169
4.1.3	Confronti per medesima l.a.	174
4.1.3.1	L.A. 10.	174
4.1.3.2	L.A. 20.	178
4.1.3.3	L.A. 30.	182
4.1.4	Confronti per numero di trefoli	186
4.1.4.1	24 trefoli	186
4.1.4.2	47 trefoli	189
4.1.5	Risultati generali	192
4.1.5.1	Modalità di rottura e inclinazione in fase di scorrimento	195
4.2	Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona	200
4.3	Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila	204
4.3.1	Risultati prove soniche	204
4.3.1.1	Pannello D1	204
4.3.1.2	Pannello D2	209
4.3.1.3	Pannello D3	216
4.3.1.4	Confronto tra pannelli	223

4.3.2	Endoscopie	225
4.3.3	Risultati martinetti piatti doppi	226
4.3.3.1	Pannello MPD_NC.	226
4.3.3.2	Pannello MPD_C	227
4.3.4	Risultati prove di compressione diagonale	232
4.3.4.1	Pannello D1	232
4.3.4.2	Pannello D2	236
4.3.4.3	Pannello D3	242
4.3.5	Confronto Pannelli	247
4.3.6	Osservazioni conclusive	249
4.4	Osservazioni conclusive	250
5	Modellazione analitica	253
5.1	Il metodo Paganoni-D'Ayala	253
5.1.1	Utilizzo del metodo Paganoni-D'Ayala nel caso specifico	254
5.2	Il metodo Cones and James	256
5.2.1	Applicazione del metodo al caso in esame	257
5.2.1.1	Valori caratteristici della muratura	258
5.2.1.2	Confronto carico rilevato e carico calcolato.	261
5.2.2	Generalizzazione	267
5.2.3	Esempio applicativo	269
5.3	Osservazioni conclusive	270
	Conclusioni	271
	Bibliografia	288
	Appendice	291

Introduzione

Il patrimonio architettonico italiano vanta una vasta quantità e qualità di manufatti, che realizzati in un territorio ad alto rischio sismico presentano una certa vulnerabilità. La difficoltà di intervenire su un edificio esistente preservandone le qualità storico-architettoniche e consolidandone le funzioni strutturali è un argomento che trova ampie discussioni in letteratura, e che pone diversi quesiti sia di natura culturale che ingegneristica. Tralasciando il primo complicato aspetto, dal punto di vista tecnico nuovi materiali, e nuove tecniche, sono affiorati nel corso degli ultimi trent'anni e sono stati utilizzati con crescente diffusione per consolidare edifici esistenti, in gran parte realizzati in muratura. A fronte degli ultimi tragici eventi sismici avvenuti nel nostro Paese (Friuli, 1976; Irpinia, 1980; Umbria-Marche, 1997; Abruzzo, 2009; Emilia Romagna, 2012), gli interventi di rinforzo delle strutture esistenti sono cresciuti in modo esponenziale, e rappresentano oggi una tra le principali attività nel settore dell'ingegneria civile. Lo sviluppo della ricerca e della tecnologia, in questi ultimi decenni, ha permesso di utilizzare in diversi settori industriali i *materiali compositi*, frutto dell'affinamento delle conoscenze della chimica, capaci di soddisfare al meglio le richieste prestazionali. Tale innovazione ha coinvolto anche il settore dell'edilizia, affiancandosi come valida alternativa alle tradizionali tecniche di rinforzo e ristrutturazione, e cercando di superare le conseguenze di alcune tecniche di intervento sviluppate nel recente passato (come ad esempio iniezioni di miscele di boiaccia di cemento, intonaco armato con rete elettrosaldata, rifacimento di cordoli in c.a., ecc) che hanno mostrato notevoli criticità in termini di efficacia, compatibilità e durabilità. Il principale beneficio risiede nelle elevate proprietà meccaniche, con risultati significativi sulle capacità di incremento di resistenza, superiori a quelli ottenibili con tecniche tradizionali in quanto non vanno ad inficiare il contributo dei carichi portati dalla struttura;

inoltre i materiali compositi sono caratterizzati da mancanza di corrosione, minima capacità di espansione termica o di variazione dimensionale, altissima resistenza a trazione e notevole versatilità d'uso in sito.

Ancora oggi l'uso dei compositi è considerato innovativo, sebbene trovi un impiego sempre crescente nella pratica professionale: oramai consolidato per le applicazioni su strutture in cemento armato, è in notevole crescita l'impiego sulle opere in muratura. L'utilizzo dei compositi è vario, ad esempio possono essere applicati per rinforzare paramenti murari, consolidare l'estradosso di volte in muratura, fungere da elementi di connessione tra diverse parti di un edificio. Quest ultimo aspetto apre un capitolo particolare, quello delle "connessioni", che è di notevole importanza per la difesa dagli eventi sismici, poiché la mancanza di connessioni costituisce una vulnerabilità. Per risolvere tale vulnerabilità si applicano i "connettori", elementi rigidi monodimensionali che possono essere utilizzati (Gigla, 2010) "*come sistema di rinforzo nelle murature storiche per trasferire sforzi tensionali che non possono più essere trasmessi dalla muratura stessa*" (ad esempio come diatoni artificiali), oppure "*per creare nuove connessioni*" tra paramenti murari, tra pareti perpendicolari e non ammorsate, tra volte e pareti d'ambito, nelle travi, e anche tra elementi di rinforzo in fibra, ad esempio per collegare tra di loro strati in composito applicati alle facce opposte di un pannello murario. In letteratura sono presenti alcune sperimentazioni in merito all'uso di barre inghisate con o senza calza sia su calcestruzzo che su muratura; al contrario l'uso e le sperimentazioni relative ai connettori cilindrici in fibra iniettati nella muratura, generalmente definiti "spikes", risultano molto limitate se non addirittura assenti.

Spesso, dunque, i connettori sono stati applicati senza che il progettista avesse una completa conoscenza del comportamento meccanico e una stima accurata del tipo e del carico di rottura; le poche informazioni tecniche e una assente metodologia standard, non hanno infatti limitato l'uso dei connettori (e dei compositi in generale), provocando a volte un peggioramento della situazione strutturale esistente. In campo normativo, recentemente, si sono compiuti passi in avanti: il D.M. del 14 Gennaio 2008 (NTC, 2008) e la successiva Circolare LL.PP. n. 617 (2009), propongono nuovi criteri generali per la valutazione della sicurezza e forniscono indicazioni apposite per le costruzioni esistenti. L'evoluzione dell'approccio progettuale richiede una crescente capacità di adeguamento nelle prestazioni, oltre che una conoscenza approfondita delle tipologie murarie in esame. Per quanto riguarda i compositi, in Italia sono state introdotte le linee guida C.S.LL.PP 24-7-2009 (2009) e le raccomandazioni CNR DT-200 R1 (2013), con lo scopo di *fornire, nell'ambito delle norme attualmente vigenti, un documento orientativo per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*. Tali istruzioni trattano in modo particolare i materiali compositi a matrice polimerica (*FRP*, Fiber Reinforced Polymers), impiegati nel rinforzo di costruzioni in muratura per le loro caratteristiche fisiche, come l'elevato rapporto resistenza/peso, la mancanza di corrosione, la minima capacità di espansione termica o di variazione dimensionale, l'altissima resistenza a trazione e la notevole versatilità d'uso in sito; i compositi polimerici, però, non risultano perfettamente compatibili con le murature storiche.

Nel complesso sia la normativa che le sperimentazioni recenti non soddisfano a pieno la richiesta puntuale di un progettista che vuole applicare connettori in fibra

su edifici in muratura. E' basandosi su tale constatazione che il lavoro di tesi qui proposto punta ad ottenere una conoscenza quanto più approfondita dell'elemento "connettore in fibra d'acciaio" per indagarne le caratteristiche meccaniche, verificarne l'applicabilità e poterne misurare l'efficienza; e, infine, proporre un modello analitico calibrato sui risultati ottenuti dalle campagne sperimentali in sito; la finalità è permettere ad ogni progettista di prevedere, con un'approssimazione limitata, il comportamento di un connettore opportunamente installato. Per giungere a tale obiettivo si è affrontata un'ampia fase sperimentale, a cui è seguita un'adeguata analisi dei risultati ed elaborazione di dati. La fase sperimentale, iniziata nell'aprile 2013 e terminata a dicembre dello stesso anno, si è svolta in tre cantieri (Milano, Cremona, L'Aquila) in cui si sono progettati interventi differenti che hanno permesso un ampliamento della conoscenza del comportamento dei connettori (figura 1). Gli interventi, presentati nel capitolo 3 e analizzati nel capitolo 4, hanno come oggetto le seguenti tematiche:

- **Milano:** sperimentazione progettata dall'Università di Padova, in collaborazione con il Politecnico di Milano e il gruppo di ricerca Kerakoll, finalizzata allo studio approfondito dell'adesione di materiali compositi in fibra di acciaio. Utilizzando i due tipi di fibra in acciaio commercializzata da Kerakoll (GeoSteel G600 e GeoSteel G2000) si sono realizzati diversi provini di materiali compositi (usando come matrici resine, malte cementizie e malte a base di calce idraulica naturale) e si sono preparati tre differenti set di prova: 6 provini per *Shear Test* (prove di resistenza a taglio), 144 provini per *Pull-off Test* (prove di resistenza a strappo) e 39 provini per *Pull-out Test* (prove di estrazione dal supporto). Nella presente tesi saranno in particolare analizzati i 39 casi di pull-out, realizzati variando 4 diversi aspetti: 3 diverse lunghezze di ancoraggio, 3 diversi tipi di matrice, 2 diverse densità di fibra e 2 diversi numeri di trefoli per connettore. Dall'analisi dei risultati si sono ottenute importanti informazioni sulla resistenza meccanica degli spikes, sul loro comportamento a rottura e sulla miglior combinazione da utilizzare. Queste informazioni hanno portato alla calibrazione di un modello analitico che descriva con un errore minimo il comportamento dei connettori, la loro modalità di rottura e l'influenza della matrice e della muratura, alla ricerca di una procedura standardizzata di verifica del carico minimo che un connettore può sostenere.
- **Cremona:** indagine in situ finalizzata a verificare la corretta applicazione di connettori in un intervento di rinforzo di un cornicione in un edificio restaurato. La verifica, operata dall'Università di Padova su richiesta del progettista dell'intervento, ha previsto 9 prove di pull-out, che non hanno portato il connettore a rottura ma che ne hanno indagato le capacità di carico e la correttezza dell'applicazione. La sperimentazione ha inoltre permesso di validare un nuovo sistema di prova per i pull-out test.
- **L'Aquila:** valutazione di un intervento di rinforzo di un edificio pesantemente danneggiato dal sisma del 2009. L'intervento riguarda l'iniezione in muratura di una miscela a base di calce idraulica naturale e il rinforzo dei paramenti esterni delle pareti con una doppia maglia di materiale composito

collaborante attraverso connettori in fibra iniettati. Lo scopo dei connettori è quello di collegare le due fasce di rinforzo superficiale applicate alle pareti, al fine di realizzare un sistema collaborante che migliori la monoliticità dei pannelli murari, migliorando il comportamento sia nel piano che fuori piano. La sperimentazione ha previsto lo svolgimento di indagini conoscitive preliminari, l'esecuzione dell'intervento di rinforzo in pannelli campione e la verifica del consolidamento; a tal fine si sono realizzate videoendoscopie, trasparenze e tomografie soniche, prove con martinetti piatti doppi, e prove di compressione diagonale. Nel complesso si è cercato di valutare l'apporto dovuto al consolidamento e il comportamento del materiale composito in situazione di sollecitazione della muratura.

Nel capitolo 5 tutte le informazioni utili acquisite durante le tre diverse sperimentazioni saranno riprese al fine di formulare una procedura standardizzata per la verifica della capacità di carico di un connettore iniettato. Procedura che vuole essere utile quale proposta per le fasi di scelta e di progetto degli elementi di connessione applicati agli interventi negli edifici esistenti.

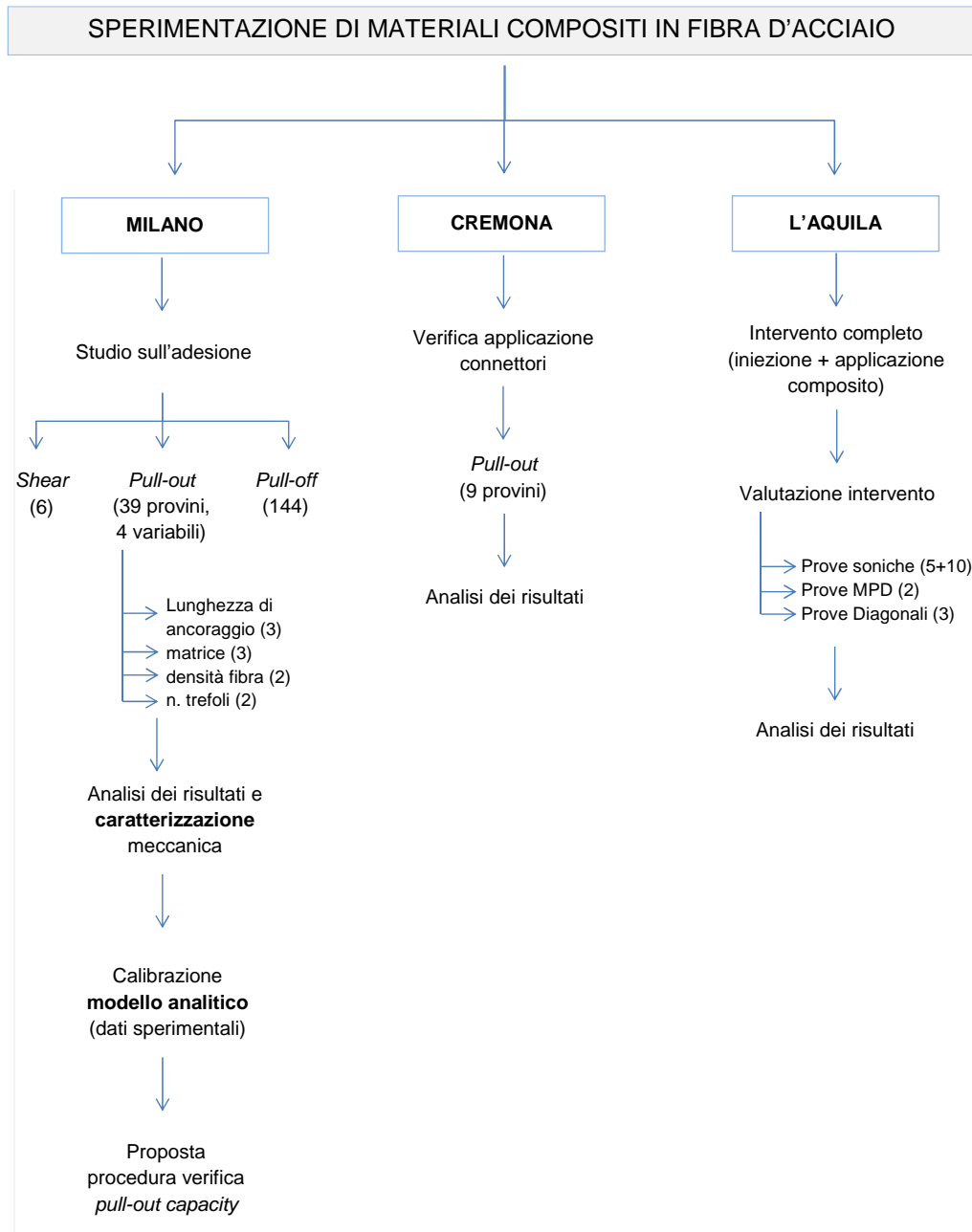


Figura 1: Schema Tesi

Capitolo 1

Muratura e Compositi

1.1 Introduzione

Lo scopo del presente capitolo è quello di fornire una panoramica generale relativa alle due classi di materiali che interessano questo lavoro di tesi, ossia la muratura (in particolare la muratura storica) e i compositi (in particolare gli SRG). Gli argomenti affrontati sono: (1) definizione di muratura e caratterizzazione delle diverse tipologie murarie, (2) definizione di materiali compositi per il rinforzo strutturale, (3) tecniche di indagine su murature in sito, (4) tecniche di indagine in sito per la valutazione di consolidamenti murari con materiali compositi. Vista la quantità e la rilevanza degli argomenti trattati, si è preferito affrontare soltanto le tematiche relative al lavoro sperimentale svolto per la stesura della presente tesi; altre questioni saranno soltanto accennate e rimandate a riferimenti bibliografici. Le sperimentazioni specifiche riguardanti i connettori in fibra saranno affrontate nel capitolo successivo.

1.2 La muratura

Le costruzioni in muratura costituiscono una cospicua parte del nostro patrimonio architettonico-culturale oltre ad essere uno dei sistemi strutturali più diffusi in Italia e in Europa. La salvaguardia e il consolidamento di edifici in muratura è dunque un'attività di grande importanza, in particolare in riferimento alla recen-

te normativa in materia antisismica, che propone un nuovo metodo di verifica e che fornisce indicazioni apposite per le costruzioni in muratura. È dunque fondamentale, prima di proseguire con l'analisi della muratura, definire opportunamente questa tipologia costruttiva. La normativa italiana vigente (NTC (2008), §4.5.2.3) non dà una definizione univoca di muratura, bensì considera diversi fattori (numero di paramenti, tipologia e geometria degli elementi resistenti), per riconoscere, e definire, particolari tipi di murature; più selettivo è il D.M.LL.PP. 20/11/1987 (1987) che specifica che *le murature considerate sono quelle costituite da elementi resistenti collegati fra di loro tramite giunti di malta*. Molto simile è la definizione riportata nell'Eurocodice (UNI-EN 1996-1-1 (2013), §1.4.2.1) secondo il quale si parla di muratura per ogni *assemblaggio di elementi murari disposti secondo uno specifico modello e uniti assieme con malta*. Rispetto alla definizione gerghiale, secondo cui con muratura si intende correntemente indicare *il risultato dell'operazione del murare, in pratica una qualsiasi struttura muraria costituita da diversi elementi (pietra, laterizio) sovrapposti gli uni agli altri senza o con l'interposizione di malta o altro materiale cementante*, la presenza e l'efficacia del materiale legante, in campo normativo, è parte fondamentale e imprescindibile per la definizione di muratura; nel lavoro presente ci si attiene all'Eurocodice.

Una volta definita la muratura è necessario individuare una metodologia operativa che porti dal riconoscimento di una vulnerabilità in un edificio alla realizzazione di un intervento efficace. Una proposta tendenzialmente accettata è quella riportata in Figura 1.1, in cui il progetto di intervento è paragonato al processo medico di cura di un paziente.

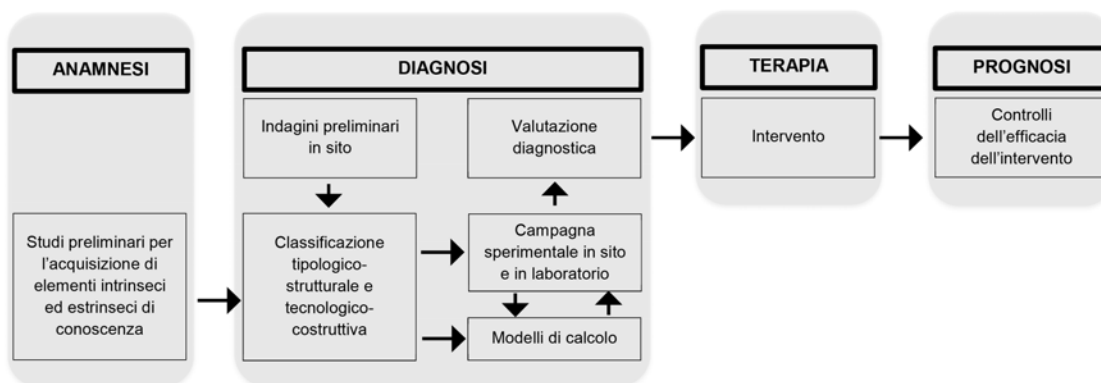


Figura 1.1: Il progetto dell'intervento di recupero (Loeffelstiel E. D., 2005)

La conoscenza avviene attraverso la fase di diagnosi, che deve essere studiata e programmata per ottenere il maggior numero di informazioni utili attraverso indagini e prove sia in situ che in laboratorio. Nella definizione del progetto di recupero, la fase di diagnosi è fondamentale, poiché solo con un accurato piano di indagini è possibile determinare il miglior tipo di intervento, gli opportuni materiali da utilizzare e le più efficaci modalità di esecuzione affinché si ottenga un aumento significativo della bontà delle caratteristiche della muratura e del comportamento meccanico dell'intera opera.

1.2.1 Normativa di riferimento

La normativa vigente, relativamente recente, definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza, la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. Si tratta, in particolare, delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008)*, e della relativa *Circolare LL.PP. n. 617 (2009)*. Il capitolo 8 affronta il tema delle *costruzioni esistenti*, e quindi delle costruzioni in muratura, senza tuttavia fornire indicazioni precise relativamente ai metodi di analisi e di intervento. Tali lacune sono parzialmente colmate dalla circolare n.617, che riconosce comunque una certa difficoltà nell'individuare un procedimento standardizzato per i metodi di progetto e verifica a causa della notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario. La necessità di rinforzare edifici in muratura storica presuppone, dunque, la conoscenza approfondita della tipologia muraria in esame. A tal proposito la prescrizione normativa prevede, preliminarmente alla valutazione della sicurezza sismica della struttura, l'acquisizione di dati dalle seguenti fonti:

- documenti di progetto e fonti storiche;
- rilievo strutturale, geometrico e dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio.

La qualità e la quantità dei dati acquisiti determinano, secondo la norma, il cosiddetto *livello di conoscenza*, a cui corrisponde un determinato indice, il *fattore di confidenza*. I livelli di conoscenza sono tre (LC1, LC2, LC3), mentre i fattori di confidenza variano da 1,00 a 1,35 e si applicano in modo diverso in funzione del livello di approfondimento delle indagini eseguite. In Tabella 1.1 è illustrato come valutare il fattore di confidenza per edifici ordinari.

Tabella 1.1: Livelli di conoscenza, da Tabella C8A.1.1 della Circolare LL.PP. n. 617 (2009)

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Fattore di confidenza
LC1		Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate	1.35
LC2	Rilievo strutturale	Verifiche in situ estese	Indagini in situ estese	1.20
LC3		ed esaustive	Indagini in situ esaustive	1.00

Per quanto riguarda gli immobili tutelati, il fattore di confidenza è ricavato sulla base delle indicazioni presenti nelle *“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”* (Circolare LL.PP. n. 26, 2010). Secondo tali indicazioni vengono ridefiniti i livelli di conoscenza considerando le difficoltà riscontrabili nello studio del bene tutelato. Il fattore di confidenza F_c deriva da diversi valori parziali F_{ck} calcolati sulla base dei coefficienti numerici riportati in Tabella 1.2, i cui valori sono associati a quattro categorie d'indagine ed al livello di approfondimento che esse raggiungono:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} \quad (1.1)$$

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Tabella 1.2: Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di conoscenza (Circolare LL.PP. n. 26, 2010)

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
Rilievo geometrico completo FC1 = 0.05	Limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.12	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili FC3 = 0.12	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni FC4 = 0.06
Rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei	Esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0.06	Limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0.06	Disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; Limitate indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0.03
quadri fessurativi e deformativi FC1 = 0	Esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi FC2 = 0	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali FC3 = 0	Estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni FC4 = 0

Tabella 1.3: Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura; Tabella C8A.2.1 della Circolare LL.PP. n. 617 (2009)

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	W
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/m ³]
	min max	min max	min max	min max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2.0 3.2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3.5 5.1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5.6 7.4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2.8 4.2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9.0 12.0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6.0 9.2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura = 40%)	500 800	24.0 32.0	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (foratura < 45%)	400 600	30.0 40.0	3600 5400	800 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (foratura < 45%)	300 400	10.0 13.0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (foratura tra 45% e 65%)	150 200	9.5 12.5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18.0 24.0	2400 3520	600 880	14

Ritornando al caso generale delle NTC (2008), in Tabella 1.3 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi in funzione del livello di conoscenza acquisito. Viene fornita la resistenza a compressione (f_m), la resistenza a taglio (τ_0), i moduli di elasticità normale (E) e tangenziale (G) e il peso della muratura (W). I moduli E e G riportati si riferiscono a condizioni della muratura non fessurate. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione o in presenza di murature consolidate, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute applicando opportuni coefficienti migliorativi, con valori massimi indicati dalla norma.

1.2.2 Classificazione delle murature

La conoscenza e la classificazione di una muratura, come visto, costituisce un processo fondamentale preliminare a qualunque progetto di rinforzo strutturale. A tal riguardo, oltre ad una classificazione sistematica e fenomenologica reperibile nella letteratura storica e scientifica, sono state proposte, nel corso degli anni, diverse schede valutative finalizzate alla caratterizzazione di paramenti murari. Si presentano in seguito alcune metodologie.

1.2.2.1 Classificazione manualistica delle murature

Diversi autori (Giuffrè (1990), Carbonara (1996)) hanno proposto metodi alternativi per descrivere le murature esistenti. Una prima suddivisione è in funzione dell'elemento resistente, sulla base del quale si riconoscono le seguenti tipologie:

- murature in pietra;
- murature in mattoni cotti;
- murature in mattoni crudi;
- murature formacee.

Per ogni tipologia ci sono diversi parametri caratterizzanti che approfondiscono ulteriormente la classificazione; la metodologia è riassunta schematicamente in Figura 1.2

Una seconda elencazione si basa sulla meccanica delle murature storiche, considerate frutto di due filoni di tecniche murarie (Giuffrè, 1990):

- la *tradizione popolare*, legata alla continuità naturale e che comprende
 - muri detti “formacei”, costruiti con terra argillosa;
 - muri di argilla cruda
 - murature di pietre grezze accostate senza legante.
- la *tradizione colta* legata a regole rigorose sia per la preparazione degli elementi di pietra che per la loro disposizione; questa è caratterizzata da due ordini di pietre (Figura 1.3):

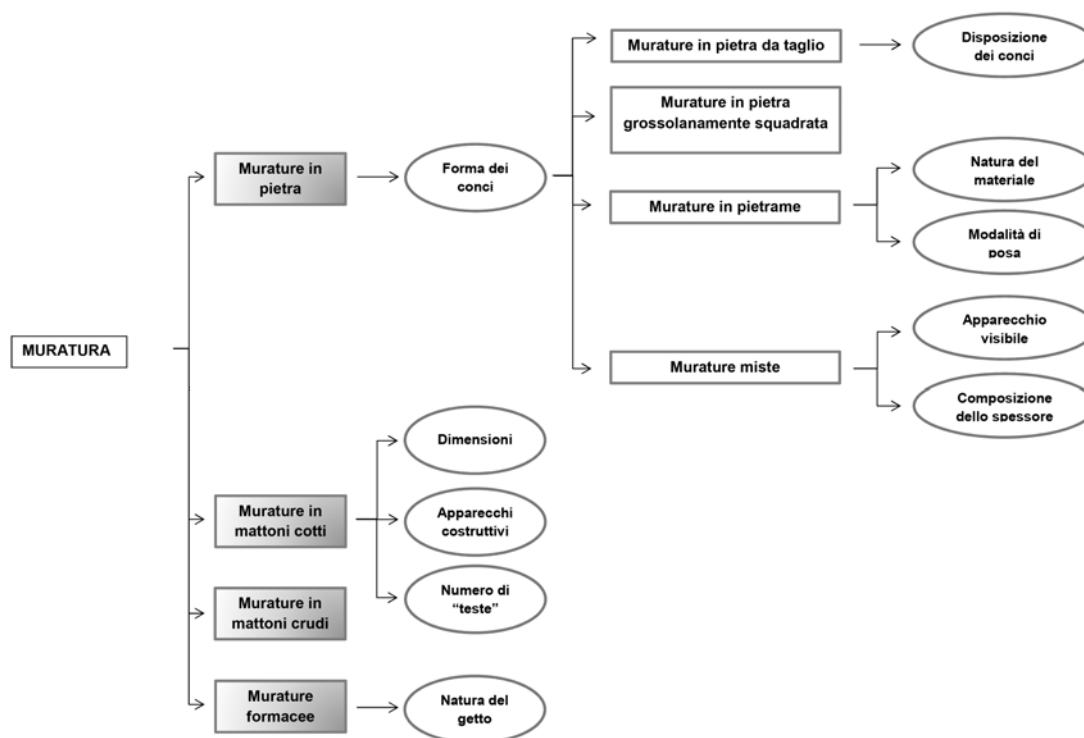


Figura 1.2: Classificazione tipologica murature

1. gli *ortostati*, blocchi parallelepipedi posti con il loro lato più lungo in direzione del muro;
2. i *diatoni*, blocchi parallelepipedi posti con la maggior lunghezza ortogonale al muro (in chiave, di punta o di testa)

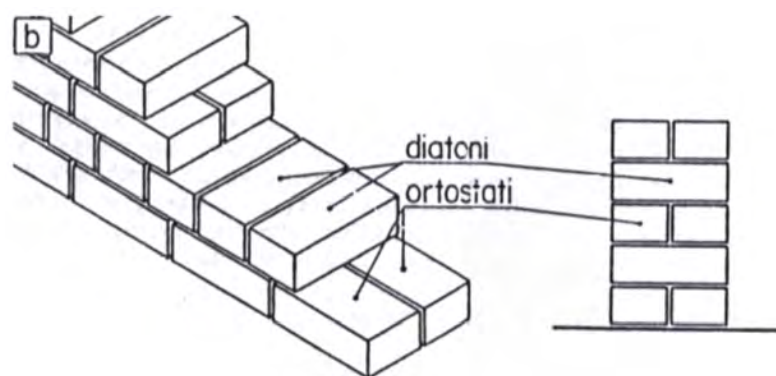


Figura 1.3: Disposizione delle pietre squadrate (Giuffrè, 1990)

1.2.2.2 Schede tecniche per la classificazione muraria

La mera descrizione di un pannello murario, utilizzando una classificazione manualistica, non è spesso sufficiente per determinare le caratteristiche tecniche e per ipotizzare, dunque, la miglior tipologia di intervento per una muratura. A tal fine,

perciò, sono state redatte nel corso degli anni e da differenti organi e istituzioni una serie di *schede valutative* che permettono una classificazione più “tecnica” della muratura in esame. Se ne presentano qui tre tra le più diffuse.

Scheda per la valutazione della vulnerabilità sismica delle murature (scheda AeDES). La scheda per l’Agibilità e Danno nell’Emergenza Sismica è stata redatta dal (gruppo nazionale per la difesa dai terremoti) riassumendo le diverse esperienze effettuate sul campo attraverso schede valutative utilizzate nei terremoti passati (Dalla Benetta, 2010). La finalità è quella di rilevare le caratteristiche tipologiche, il danno e determinare l’agibilità degli edifici ordinari, nella fase di emergenza che segue il terremoto. Per quanto riguarda le strutture in muratura, la scheda prevede una distinzione in funzione della tessitura muraria (murature a tessitura irregolare e di cattiva qualità e murature a tessitura regolare e di buona qualità), la cui determinazione avviene per mezzo di abachi, tabelle e fotografie, riportate nel *manuale per la compilazione della scheda di I livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell’emergenza post-sismica*. In accordo con la normativa vigente (NTC, 2008) la scheda permette di raggiungere diversi *livelli di conoscenza* sulla base delle informazioni acquisite; nel dettaglio si prevede:

- analisi del paramento murario (I livello di conoscenza)
- determinazione della qualità della malta (II livello di conoscenza)
- studio della sezione muraria (III livello di conoscenza)

La redazione della scheda secondo la classificazione tipologica della muratura ha evidenziato importanti limiti, legati a numerose variabilità (comportamentali, tipologiche, costruttive) che si sono riscontrate nella pratica. Per superare queste problematiche si è passati da un approccio descrittivo ad un approccio comportamentale, portando la classificazione ad un’interpretazione della reazione dei diversi elementi costruttivi sotto l’azione sismica, coinvolgendo dunque lo stesso rilevatore. La semplificazione porta, in generale, ad una maggior affidabilità del dato, a condizione che la decisione di sintesi richiesta all’operatore sia ben guidata (, gruppo nazionale per la difesa dai terremoti).

Scheda per il rilievo tipologico dei danni sismici agli edifici (POLIMI).

La scheda redatta dal Politecnico di Milano è finalizzata alla valutazione del comportamento sismico di edifici esistenti e alla determinazione di eventuali interventi di miglioramento da effettuare (RELUIS, 2009). Come rilevato nel paragrafo precedente, è il comportamento meccanico il fattore più importante da valutare, fattore che la sola osservazione del pannello non è sufficiente a determinare. La scheda per il rilievo tipologico individua dei parametri che permettono di raggruppare murature, anche leggermente diverse, con lo stesso comportamento meccanico. I parametri in esame sono:

- il materiale da costruzione, per lo più materiale lapideo a volte affiancato da laterizi con funzione di zeppe e il tipo di malta e di aggregati usati;

- la posa in opera, la tessitura muraria in funzione della disposizione delle pietre;
- il tipo di sezione, con attenzione al numero di paramenti e ammorsamento.

A questi parametri si aggiungono delle voci di approfondimento nel caso si voglia proseguire nella conoscenza del manufatto.

Scheda per la valutazione dell'indice di qualità muraria (Borri e De Maria, 2009). L'Indice di Qualità Muraria (IQM) è un'entità, proposta da A. Borri e A. De Maria, che può fornire indicazioni importanti sul comportamento meccanico di una determinata tipologia muraria. Nata inizialmente per valutare il rispetto della “regola dell'arte” (le tecniche del buon costruire) di un paramento murario, la metodologia dell'IQM è stata perfezionata nell'ambito del progetto ReLUIIS, grazie ai contributi del POLIMI e dello IUAV, ed è oggi utilizzata per ricavare in via indiretta una stima dei parametri meccanici della muratura, richiesti dalle NTC (2008). La prima parte della scheda è un giudizio sul rispetto di sette parametri caratteristici della regola dell'arte, ossia

- M.A. (qualità della malta, contatto tra elementi, zeppe)
- P.D. (presenza di diatoni)
- F.EL. (forma degli elementi)
- D.EL. (dimensione degli elementi)
- S.G. (sfalsamento dei giunti)
- O.R. (orizzontalità dei filari)
- R.EL. (resistenza adeguata degli elementi)

I sette parametri influenzano in maniera diversa la risposta del singolo pannello murario ai tre tipi di azione che lo sollecitano (verticale, complanare, ortogonale), a cui corrispondono tre rispettivi IQM (calcolati secondo tabelle specifiche). Sulla base di IQM verticale e di IQM nel piano si sono determinate delle curve di correlazione tra essi e i parametri f_m (resistenza a compressione media), τ_0 (resistenza a taglio media), E (modulo elastico medio) richiesti dalla normativa; le curve ottenute mostrano un'ottima correlazione fra la resistenza a taglio e l'IQM nel piano e una buona correlazione fra la resistenza a compressione e l'IQM verticale. La correlazione fra IQM verticale ed il modulo elastico E ha invece bisogno di ulteriori approfondimenti, anche a causa di quello che appare un difetto nella valutazione del modulo elastico E nelle tabelle della normativa. La scheda in esame, nel complesso, permette di valutare f_m e τ_0 di una muratura qualsiasi (non necessariamente presenti nelle tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Circolare LL.PP. n. 617 (2009)); inoltre, attraverso la definizione dei parametri meccanici, la scheda dà la possibilità di ottenere un maggior livello di conoscenza (da LC1 a LC2) anche in assenza di prove sperimentali (purché, ovviamente, si eseguano le “verifiche estese ed esaustive” sui dettagli costruttivi). In Figura 1.4 sono riportate due scheda,

in cui si notano i tre IQM e i tre parametri meccanici individuati; la scheda (a) è relativa ad una muratura di “buona” qualità, mentre la scheda (b) descrive una muratura di “cattiva” qualità.

SCHEDE DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA										NUM. 12			
										FOTO			
<p>Muratura di blocchi di pietra sbalzata talvolta con presenza di laterizi e ciottoli. Muratura in pietra calcarea bianca o rosata, talvolta sono presenti localmente laterizi o ciottoli di fiume. Tessitura muraria nel rispetto dell'orizzontalità dei filari con filari regolari di altezze diverse. Sfalsamento dei giunti verticali approssimativo e praticamente assenti diatoni passanti.</p> <p>Ciottoli di fiume naturali e spaccati. Calceari compatti e a frattura concoide, colori vari. Laterizi di argilla cotta. Malta di calce e sabbia di qualità intermedia.</p> <p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: s = 8 + 15 cm h = 8 + 13 cm l = 10 + 25 cm</p>										DESCRIZ. MATERIALI			
<p>Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: s = 15 + 25 cm h = 8 + 15 cm l = 15 + 30 cm</p>												DESCRIZ. MATERIALI GEOMETRIA	
P.D.	MA.	F. EL.	S. G.	R. EL.	OR.	D. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano	ANALISI IQM		
NR	PR	R	PR	R	R	PR	Metodo punteggi	A	B	A			
LMT (sezione)								119	158 - doppio		ANALISI IQM		
IQM								6,5	5,5	5,5			
Parametri meccanici: valori MIN-MAX								f_m (N/cm ²) 400-615	E (N/mm ²) 1697-2375	f_g (N/cm ²) 6,2-9,0	ANALISI IQM		
N.B. L'ingranamento trasversale è assente (si veda il valore della LMT fuori piano). Lo sfalsamento dei giunti SG risulta PR in quanto esso è parzialmente rispettato su entrambi i parametri.								Parametri meccanici: valori MIN-MAX		f_m (N/cm ²) 164-278			E (N/mm ²) 847-1236

(a)

(b)

Figura 1.4: Esempi di schede per la valutazione della qualità muraria (Borri e De Maria, 2009)

1.3 Materiali compositi

Tra le svariate tecniche di rinforzo, l'applicazione di materiali compositi finalizzati al consolidamento murario costituisce interessante oggetto di indagine, poiché la tecnica è relativamente recente e perché i risultati ottenuti possono essere particolarmente positivi. Il concetto di *materiale composito* trova definizione nelle Istruzioni CNR DT-200 R1 (2013), come *costituito da due o più materiali (fasi) di natura diversa e "macroscopicamente" distinguibili* tali che *almeno due delle fasi presentano proprietà fisiche e meccaniche "sufficientemente" diverse tra loro, in modo da impartire al composito proprietà differenti da quelle dei costituenti* (Figura 1.5).

La caratteristica principale dei materiali compositi è l'accoppiamento di materiali diversi, con proprietà significativamente differenti (se non opposte) in modo tale che le caratteristiche dell'unione siano per lo più migliori delle proprietà dei singoli costituenti. In generale si distinguono quattro fasi in un materiale composito:

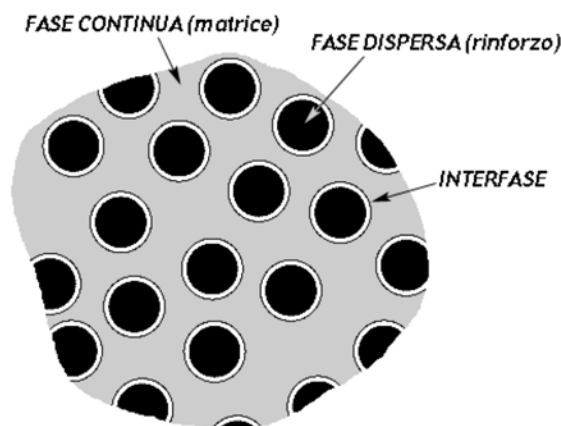


Figura 1.5: Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito (CNR DT-200 R1, 2013)

- la **matrice**: il costituente continuo che, bloccando il rinforzo, gli trasferisce il carico esterno e lo protegge dai fattori ambientali, dall'usura e da eventuali azioni meccaniche di taglio;
- il **materiale di rinforzo** che viene aggiunto sotto forma di fibre lunghe, fibre corte o particelle;
- l'**interfaccia**, cioè la zona di contatto tra il materiale di rinforzo e la matrice;
- le **porosità** che possono venire a formarsi tra matrice e fibra essendo il loro accoppiamento di tipo meccanico e quindi soggetto ad imperfezioni.

Considerare i compositi solo in funzione di matrice e rinforzo è fuorviante: le prestazioni ottenibili possono variare moltissimo al variare delle interazioni interfacciali e della porosità. Se la relazione matrice-rinforzo è alla base della progettazione dei compositi, la considerazione delle altre due fasi sono di vitale importanza nella produzione industriale. Il composito è quindi un materiale con carattere anisotropo ed eterogeneo, costituito da più componenti unite con lo scopo di combinarne le proprietà chimiche e meccaniche in modo da ottimizzarle nel prodotto finale, ottenendo caratteristiche non ottenibili con i singoli costituenti. I materiali compositi sono infatti caratterizzati da elevata resistenza e rigidità, hanno bassa densità e peso, offrono ottime proprietà di resistenza anche nei confronti della corrosione e dell'usura, nonché una grande versatilità.

Sebbene la definizione comprende una grande quantità di materiali (ad esempio il calcestruzzo armato), quando si parla di materiali compositi ci si riferisce generalmente ai fibrorinforzati **FRP**, "Fibre Reinforced Polymers" (formerly Fiber Reinforced Plastics, ACI 440.2R-08 (2008) o Fiber Reinforced Polymers, CNR DT-200 R1 (2013)), in cui una fase è costituita da una matrice polimerica di natura organica e l'altra da fibre di rinforzo, tendenzialmente continue. Un'altra classe di importanti fibrorinforzati è costituita dagli **FRG** "Fiber Reinforced Grout" o **FRM** "Fiber Reinforced Mortar" o FRC "Fiber Reinforced Mortar/Concrete", in cui la resina organica è sostituita con una malta inorganica. Di particolare rilevanza, dunque, è la presenza di fase fibrosa come elemento resistente.

1.3.1 Le fibre

La fase fibrosa è costituita da fibre molto sottili di varia lunghezza che sono le principali responsabili delle caratteristiche meccaniche del materiale composito finale. Il materiale delle fibre è solitamente tenace, rigido, caratterizzato da alte resistenze ma con un comportamento prevalentemente fragile. Nella definizione di fibra, secondo la normativa ASTM D3868 (2009), si stabilisce che possa essere chiamato filamento qualunque materiale di forma allungata che abbia il rapporto tra la minima lunghezza e la massima dimensione trasversale di 10:1 e con una massima dimensione trasversale inferiore al millimetro. La denominazione di fibra viene invece associata a uno o più filamenti riuniti in modo ordinato (ASTM D3868, 2009). Le fibre sono quindi costituite da filamenti molto sottili e difficili da manipolare singolarmente. Per tale motivo le fibre sono disponibili commercialmente in vari e forme, di cui le più comuni sono (Figura 1.6, CNR DT-200 (2004)):

- **filamento** (monofilament): elemento base con diametro di circa $10\mu m$;
- cavo di filatura (**tow**): è il prodotto della macchina di filatura ed è costituito da un fascio di un gran numero di filamenti (dell'ordine delle migliaia), praticamente senza torsione, destinato ad essere filato, ritorto o strappato per l'utilizzazione sotto forma di fibra discontinua;
- filo o filato (spun **yarn**): filo formato da fibre tenute insieme da torsione;
- filo assemblato (**roving**): fascio costituito da filati assemblati parallelamente e senza torsione intenzionale.

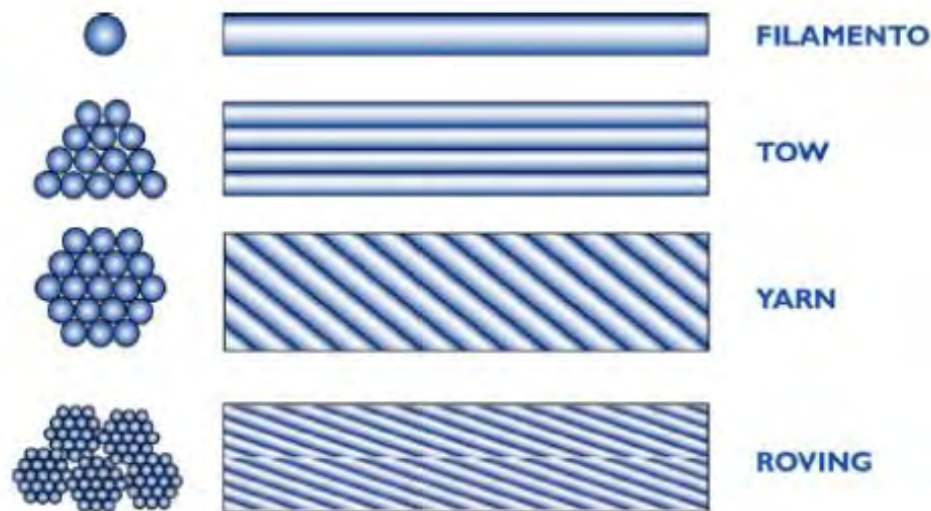


Figura 1.6: Tipologie di fibre (CNR DT-200 R1, 2013)

Unendo insieme alcune centinaia di tows o yarns si ottiene il *tape*, in cui i tows o gli yarns possono essere semplicemente affiancati oppure cuciti tra loro o fissati su un supporto. Nei *tessuti* invece le fibre sono disposte in modo da garantire una quasi isotropia nel piano.

1.3.2 FRP

La normativa citata (CNR DT-200 R1, 2013) descrive soltanto gli FRP, i fibrorinforzati a base di matrici organiche (comunemente dette “resine”). Questi materiali sono stati inizialmente utilizzati in campo militare e aerospaziale negli anni successivi alla Seconda Guerra Mondiale. Negli anni sessanta gli FRP furono introdotti nel campo dei motori e delle industrie meccaniche e, man mano che la ricerca diventava sempre più approfondita, i costi di produzione diminuivano mentre le caratteristiche meccaniche aumentavano (Panizza, 2010). Fu così che negli anni ottanta, gli FRP approdarono nell'ingegneria civile; le prime applicazioni riguardavano soprattutto il rinforzo di edifici esistenti in calcestruzzo armato e acciaio (Colleparidi *e altri*, 2005) e, solo nel decennio successivo, si iniziò a proporre i materiali compositi anche per il rinforzo di strutture in murature (Triantafyllou, 1998). Risalgono a questi anni i primi importanti studi sugli FRP nel campo delle costruzioni (Iyer e Sen (1991), White (1992), Nanni (1993)); questi studi, tuttavia, non furono sufficienti per arginare problemi riguardanti la durabilità e la compatibilità (Matana *e altri* (2005a), Allen e Atadero (2012)) sorti in seguito alla grande diffusione di FRP negli ultimi 20 anni. Rimandando al capitolo seguente la discussione riguardo alle sperimentazioni effettuate nel corso degli anni, si procede ora alla definizione e alla classificazione dei materiali FRP.

Contribuiscono a definire un materiale FRP:

- la *geometria*: forma, dimensioni e distribuzione delle dimensioni;
- la *disposizione*: orientazione delle fibre rispetto agli assi di simmetria del materiale; se essa è casuale (nel piano o nello spazio) il composito risulta avere caratteristiche simili a quelle di un materiale isotropo (“quasi-isotropo”); in tutti gli altri casi il composito è anisotropo;
- la *concentrazione*: frazione in volume, distribuzione della concentrazione (dispersione).

Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità. La matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da mezzo di trasferimento degli sforzi tra fibra e fibra ed eventualmente tra queste e l'elemento strutturale da rinforzare. Nella maggioranza dei casi i compositi sono costituiti da fibre caratterizzate da resistenza e rigidità elevate, nonché da valori della deformazione a rottura inferiori a quelli della matrice. In Figura 1.7 sono rappresentati qualitativamente i legami costitutivi di un materiale fibrorinforzato unidirezionale e delle sue fasi costituenti: matrice e fibre. Il composito esibisce rispetto alle fibre una rigidità inferiore ma la medesima deformazione a rottura, $\epsilon_{\text{fib,max}}$. Infatti, una volta superata tale deformazione, diviene impossibile il trasferimento degli sforzi dalla matrice alle fibre.

Dal punto di vista morfologico, i sistemi di rinforzo realizzati con materiali FRP sono distinti in:

- *sistemi preformati* (pre-cured systems), costituiti da componenti di varia forma (lamine, nastri, barre o altro) preparati in stabilimento mediante poltrusione, o altri processi produttivi di comprovata validità tecnologica, ed incollati all'elemento strutturale da rinforzare;

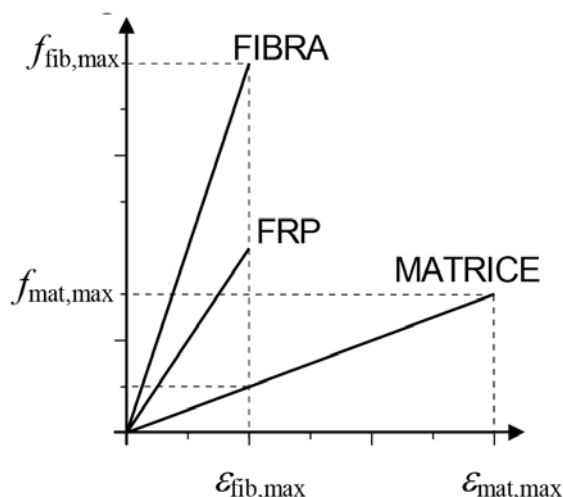


Figura 1.7: Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito (CNR DT-200 R.1, 2013)

- *sistemi impregnati in situ* (es. wet lay-up systems), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali impregnati con una resina che può fungere anche da adesivo con il substrato interessato;
- *sistemi preimpregnati* (prapreg systems), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata ed incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l'uso di resine aggiuntive.

Lo sviluppo e la distribuzione che i fibrorinforzati stanno avendo negli ultimi anni hanno portato ad una notevole proliferazione degli stessi, con una conseguente diffusione di sigle identificative, che si riferiscono al materiale utilizzato per la fibra di rinforzo; se ne propongono in seguito alcuni esempi:

- **CFRP**: Carbon FRP (in fibra di carbonio)
- **GFRP**: Glass FRP (in fibra di vetro)
- **BFRP**: Basalt FRP (in fibra di basalto)
- **SRP**: Steel Reinforced Polymer (in fibra d'acciaio)
- **AFRP**: Aramid FRP, fibre aramidiche (derivate per sintesi di petrolio e gas naturale, commercializzate con il nome di *kevlar*)
- ...

In Figura 1.8 viene messo a confronto il comportamento a trazione di alcune fibre comunemente usate. Oltre ai materiali sopraindicati, si stanno diffondendo fibre di origine naturale, come la canapa o il lino che possono essere ricavate dal gambo (bambù), dal frutto (cocco) o dal seme (cotone) di alcune specie vegetali. Le proprietà meccaniche risultano sensibilmente inferiori.

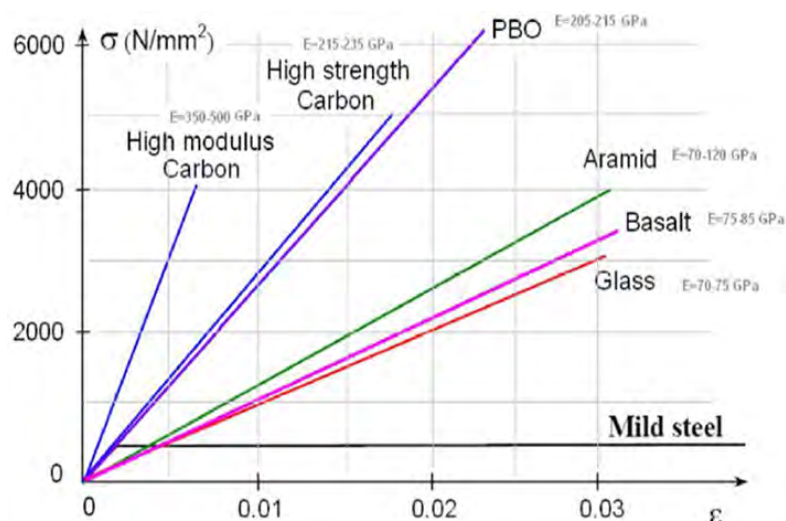


Figura 1.8: Comportamento a trazione delle fibre, (ACI 440R-96, 1996)

Le matrici più utilizzate per la realizzazione di materiali compositi fibrorinforzati sono quelle polimeriche a base di resine termoindurenti. Esistono numerose famiglie di resine che si differenziano le une dalle altre in base alla diversa composizione chimica, con ripercussioni sulle proprietà fisico-chimiche dei materiali (Spiezia, 2005). I vantaggi da esse presentati sono diversi: sono caratterizzate da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, dalla possibilità di avere formulazioni che reticolano a temperatura ambiente, da una buona resistenza agli agenti chimici, dall'assenza di una temperatura di fusione, ecc. I principali svantaggi sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura (comportamento "fragile"), dalla ridotta traspirabilità e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura. Le resine termoindurenti più diffuse nel settore civile sono le epossidiche; in alternativa possono essere impiegate anche le resine poliestere o vinilestere (CNR DT-200 R1, 2013).

1.3.3 FRG o FRM

Col passare del tempo le sperimentazioni e i monitoraggi di applicazioni esistenti, oltre alla ricerca di tecniche alternative più economiche (Cancelli e altri, 2007), hanno portato allo sviluppo di nuovi materiali compositi, tra cui gli **FRG** (Fiber Reinforced Grout). La dicitura *FRG* è molto generale e, a differenza di *FRP*, non è comunemente usata; si tende infatti a suddividere i nuovi materiali esplicitando maggiormente il tipo di rinforzo o il tipo di matrice utilizzata. La dicitura FRM (Fiber Reinforced Mortar) è usata soprattutto nei primi articoli trattanti tali compositi (Pashina (1986), Gopalaratnam e Shah (1987), Kosa e altri (1991)) oppure negli articoli che riguardano l'uso di matrice cementizia additivata con particolari polimeri (Skourup e Erdogmus (2009), Skourup e Erdogmus (2010), Yang e altri (2010)). Alcuni esempi sono:

- **FRCM**: Fiber Reinforced Cementitious Matrix, fibrorinforzati con matrice cementizia;
- **TRM**: Textile Reinforced Mortars, maglie in fibra applicate con malta;
- **SRM**: Steel Reinforced Mortar, fibre d'acciaio applicate con malta;
- **SFRC**: Steel Fiber Reinforces Concrete, fibre d'acciaio applicate con matrice cementizia.

Come riportato in Tabella 1.4, sostituire a matrici organiche (resine) matrici inorganiche (malte) porta numerosi vantaggi dal punto di vista della durabilità, della tossicità e della resistenza al fuoco, a scapito di una minor resistenza a trazione, che tuttavia risulta spesso più che sufficiente in relazione alle caratteristiche delle pareti che si vogliono consolidare. Anche dal punto di vista dell'impermeabilità, dell'infiammabilità e dell'adesione alle murature esistenti (Parisi *e altri*, 2012) le matrici inorganiche risultano preferibili alle resine per i rinforzi in murature esistenti.

Tabella 1.4: Caratteristiche principali delle matrici cementizie e delle resine epossidiche (Alvaro V., 2007)

matrice	cementizia	resina epossidica
modulo elastico [Gpa]	6.0	2.7-3.6
resistenza a trazione [Mpa]	3.5	40-82
resistenza alle alte temperature	identica a quella del supporto	perde le caratteristiche strutturali e di adesione a partire dagli 80°
umidità del supporto	favorisce l'adesione	sottofondi devono essere asciutti
lavorabilità	ampio pot-life*	ridotto pot-life*
tossicità	nulla	pericolosità sia per contatto che per inalazione
pulizia attrezzi	con sola acqua	con solventi nitro ed acetone
comportamento a rottura	duttile	fragile
viscosità	alta allo stato fluido, difficile impregnazione delle fibre	bassa allo stato fluido, facile impregnazione delle fibre

* Il pot-life è il tempo utile per l'utilizzo di una miscela prima che inizi ad indurire.

Gli studi effettuati e gli errori del passato evidenziabili dai danni provocati negli ultimi sismi, insegnano che la conservazione degli edifici in muratura in zone sismiche deve essere perseguita attraverso l'utilizzo di tecniche di intervento compatibili. Interventi che utilizzino materiali e componenti con caratteristiche diverse rispetto ai materiali originali, oppure implicino cambiamenti significativi del comportamento strutturale originale locale e/o globale, devono essere quanto più possibile evitati (Da Silva, 2012). A tal riguardo, in un intervento su muratura, una matrice inorganica si avvicina al materiale originale molto di più che una resina epossidica. Ulteriore attenzione andrebbe fatta sul tipo di malta da utilizzare: nel caso di interventi su muratura storica, la calce idraulica naturale è molto più compatibile dal punto di vista meccanico e dal punto di vista storico con il paramento originale,

rispetto ad una malta cementizia; uno studio appropriato è stato eseguito da Valuzzi (2002) in riferimento al materiale da iniezione, tuttavia la discussione relativa alla compatibilità della matrice è trasportabile anche al campo dell'applicazione dei materiali compositi. Attualmente c'è scarsa reperibilità di dati sperimentali relativi a questi nuovi tipi di interventi con FRG, soprattutto relativi alle calce idrauliche naturali, e per questo è necessario approfondire con accurate verifiche per caratterizzare un sistema che rivestirà probabilmente un importantissimo ruolo negli interventi futuri su edifici antichi.

1.3.3.1 SRG

Tra i diversi tipi di FRG, quelli approfonditi in occasione di questo lavoro sono i compositi in fibra d'acciaio, gli **SRG** (Steel Reinforced Grout). Gli SRG sono composti da fili di acciaio ad alta resistenza (Ultra High Tensile Strength Steel) intrecciati a formare trefoli, a loro volta assemblati in un "tessuto", e quindi immersi in una matrice inorganica. La fibra in acciaio permette di ottenere un rinforzo non troppo costoso e relativamente duttile (Carbone, 2010). In Figura 1.9 sono illustrati tre provini affiancati di SRG, in cui sono evidenti le diverse densità di tessuto e le diverse matrici inorganiche applicate.

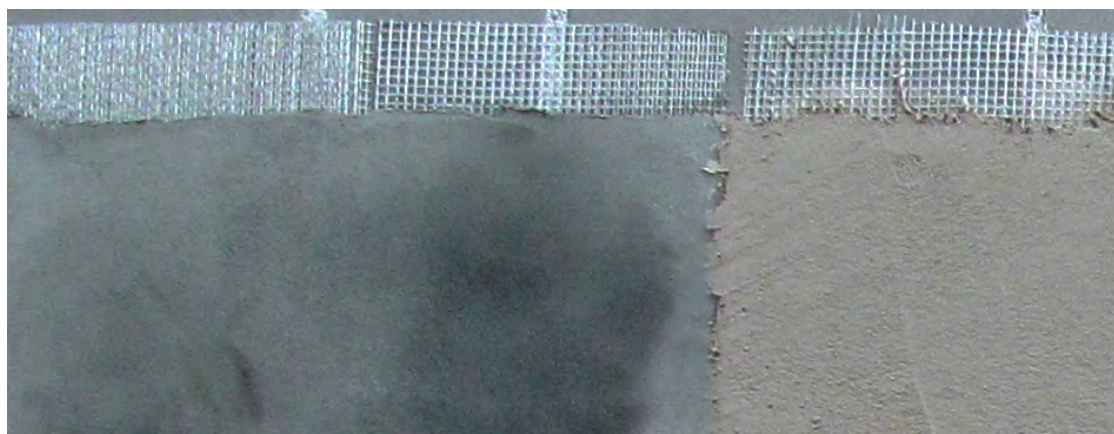


Figura 1.9: Tre esempi di SRG applicati durante la campagna sperimentale

I rinforzi SRG sfruttano le caratteristiche meccaniche delle fibre di acciaio trafilato con prestazioni elevate in termini di resistenza, in combinazione con matrici inorganiche. I fattori fisico-geometrici capaci di influenzare la risposta meccanica del composito sono: la classe di resistenza del filamento, la scelta del diametro del filo, la densità del tessuto (il numero di trefoli). In questa ottica è opportuno osservare come la vera e propria novità di questi compositi risieda nell'acciaio utilizzato, derivante dall'evoluzione di un acciaio perlitico o ipereutettoidico (con contenuti di carbonio tra lo 0.8 e lo 0.96%) sottoposto ad un processo che può essere riassunto in una prima trafilatura, seguita da rinvenimento, placcatura in ottone o zinco, trafilatura fine e taglio (Girardello, 2012). Sperimentazioni sul comportamento a rottura di fili e lamine di SRG, evidenziano come l'acciaio rimane sostanzialmente in campo elastico fino a rottura, con un comportamento simile a quello che si riscontra nei trefoli impiegati per il cemento armato precompresso (Huang e altri,

2005). In Figura 1.10 è riportato il diagramma tensione-deformazione del tessuto d'acciaio, mettendo a confronto il comportamento del singolo trefolo e di due strisce di tessuto larghe 38.1 mm.

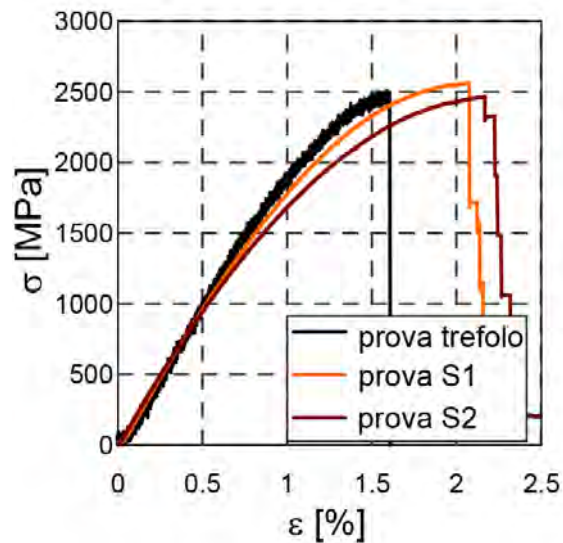


Figura 1.10: Diagramma tensione-deformazione del tessuto in acciaio (Carbone, 2010)

1.3.4 Durabilità dei materiali compositi

Per quanto riguarda l'applicazione dei materiali fibrorinforzati nel campo dell'ingegneria civile, i fenomeni legati alla durabilità sono sicuramente tra i meno conosciuti. Con durabilità, in riferimento ai compositi, si intende la capacità di un materiale di resistere ad azione atmosferiche, attacchi chimici, all'abrasione, e alle altre condizioni di servizio (ACI 440.2R-08, 2008). Per quanto riguarda gli FRP, molti di questi sistemi presentano ridotte proprietà meccaniche dopo l'esposizione a determinati fattori ambientali; i fattori da tenere sotto controllo sono (CNR DT-200 R1, 2013):

- temperatura del rinforzo;
- umidità dell'ambiente;
- andamento di spostamenti e deformazioni;
- continuità e livello di danneggiamento delle fibre;
- estensione dei difetti di incollaggio.

La zona critica nello studio della durabilità degli FRP è considerata l'interfaccia tra l'adesivo e il substrato. La meccanica del legame di aderenza non è ancora stata definita in maniera completa. I due principali fattori ambientali ai quali sono esposti gli FRP nell'ambito dell'ingegneria strutturale sono la presenza di umidità e l'effetto della temperatura. La prima racchiude i fenomeni di risalita d'acqua e di

soluzioni saline nonché il movimento di umidità, la seconda i cicli di gelo e disgelo e l'effetto del fuoco e delle alte temperature.

La presenza di umidità o acqua in un composito FRP potrebbe comportare la rottura dei legami a idrogeno e la conseguente plasticizzazione della matrice polimerica riducendo la resistenza del legame di aderenza tra adesivo e substrato, comportando in prima istanza il danneggiamento fisico dell'adesivo e in seconda istanza il distacco dell'adesivo dal substrato.

1.3.4.1 Acqua e cristallizzazione salina

Se si esclude il danneggiamento traumatico, come quello provocato da incendi, guerre e terremoti, le principali cause del deterioramento "naturale" che hanno portato nel corso dei secoli ad un lento ma inesorabile degrado degli edifici storici, sono connesse all'interazione tra il materiale delle costruzioni e l'ambiente circostante. Il principale responsabile di questa interazione degradante è l'acqua; essa gioca un ruolo determinante in tutti i meccanismi di degrado dei materiali da costruzione in genere e di quelli storici in particolare. Un'importante caratteristica riguardante il comportamento di un materiale nei confronti dell'acqua, è la porosità. I pori aperti sono accessibili all'acqua e alle altre sostanze chimiche con cui il materiale da costruzione può venire in contatto e dunque essi costituiscono la via attraverso la quale il deterioramento procede dall'esterno verso le parti più interne del materiale. Essendo, come detto, la porosità una delle fasi fondamentali di un materiale composito, è importante valutare l'influenza nel lungo periodo dell'umidità di materiali fibrorinforzati. I due meccanismi di tipo fisico dovuti alla presenza di acqua sono la formazione di ghiaccio e il trasporto di sali idrosolubili all'interno delle murature; con l'alternarsi delle stagioni asciutte a quelle umide o piovose l'acqua fuoriesce dalle murature e vi rientra. Mentre l'acqua è in grado di evaporare, i sali si depositano all'interno dei pori creando una pressione di cristallizzazione (fenomeno fisico) e reagendo con altri componenti (fenomeno chimico). I sali più interessanti, per il lavoro effettuato nella seguente tesi, sono i *solfati*. I solfati sono sali molto mobili, disciolti nelle acque naturali di cui rappresentano uno dei maggiori costituenti, sono anche contenuti nei leganti aerei e idraulici, nelle rocce, nelle atmosfere inquinate, nelle atmosfere marine. I solfati sono pericolosi perché, non solo sono solubili in acqua, ma possono esistere in strati di idratazione diversi: possono cristallizzare con diverse quantità di acqua a seconda della temperatura e dell'umidità relativa. Ad ogni stato di idratazione corrisponde un volume specifico diverso, ogni volta che si verifica la trasformazione da uno strato all'altro si ha una variazione di volume. Il degrado dovuto ai sali è provocato da fenomeni di solubilizzazione, cristallizzazione, idratazione e igroscopicità; per cui se si è in una situazione di stabilità termodinamica i danni riscontrati saranno insignificanti: esistono casi in cui non sono stati riscontrati particolari alterazioni nelle murature nonostante la presenza di sali, in quanto le condizioni di temperatura e umidità sono rimaste immutate per lunghi periodi di tempo. La cristallizzazione è il processo più pericoloso legato alla presenza dei sali solubili, essa coinvolge pressioni che hanno un ordine di grandezza superiore alla resistenza a trazione dei vari materiali da costruzione. Cristallizzazione o ricristallizzazione hanno luogo per evaporazione del solvente, l'acqua, sulle superfici o all'interno dei pori in seguito al

raggiungimento della saturazione della soluzione. Quando si ha un forte flusso di umidità all'interno di un materiale da costruzione e un costante apporto di soluzione salina, si ha evaporazione del solvente unicamente alla superficie del materiale, con formazione di efflorescenze all'aria. L'efflorescenza quindi si verifica quando la cristallizzazione si produce sulla superficie d'evaporazione e questa coincide con la reale superficie esterna del materiale o struttura. Le efflorescenze possono essere soffici o compatte ed avere diverse forme: (a) aghiformi più o meno lunghe, formano un velo biancastro o una peluria (spesso corrisponde ad un supporto molto umido, poroso e ad evaporazione rapida, Figura 1.11); (b) polverulenti in grani liberi; (c) patine (croste sottili e fragili); (d) croste il cui colore varia dal bianco al nero secondo lo sporco inglobato; (e) placche (croste locali); (f) inscurimenti per effetto bagnato anche al tatto.



Figura 1.11: Efflorescenza aghiforme su mattone in laterizio

1.4 Tecniche di indagine

1.4.1 Tecniche di indagine sulle murature

La conoscenza delle proprietà del materiale “muratura”, come abbiamo visto, è fondamentale per la determinazione del progetto di consolidamento. Per raggiungere un livello di conoscenza superiore, in accordo con la normativa vigente, è necessario ricorrere ad adeguate indagini diagnostiche, in situ e in laboratorio. Tali analisi permettono lo studio quantitativo e qualitativo della struttura muraria, e il parametro fondamentale che rende più attendibile queste prove è il *grado di invasività* nella muratura. Tendenzialmente le analisi in laboratorio sono più invasive e finalizzate all'implementazione di metodi analitici o simulati; tali indagini non sono

oggetto di studio nella presente tesi. Le indagini in situ, a diversi livelli di invasività, sono finalizzate alla determinazione dei parametri meccanici dello specifico pannello considerato. In entrambi i casi, in funzione dell'invasività, le tecniche di indagine si possono suddividere in tre categorie:

- prove non distruttive (NDT)
- prove mediamente (o semi) distruttive (MDT)
- prove distruttive (DT)

In Figura 1.12 sono schematizzate alcune tecniche di indagini realizzate in situ, suddivise sulla base del grado di invasività.

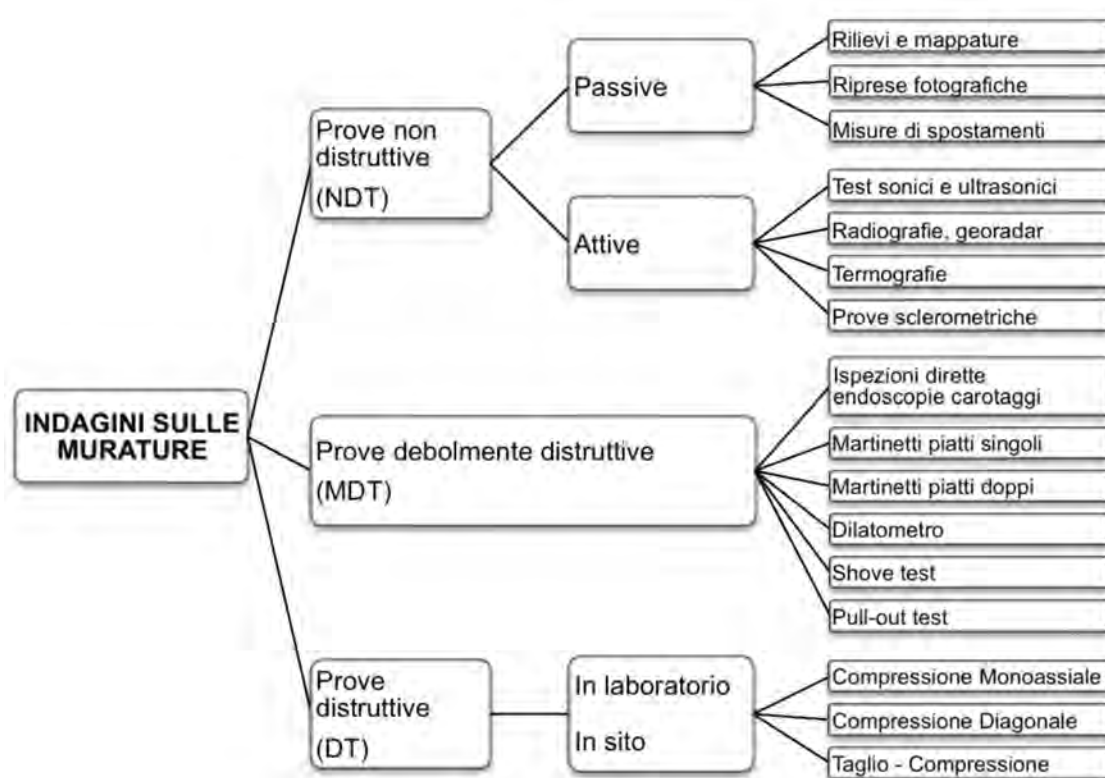


Figura 1.12: Metodi di indagine (Dalla Benetta, 2010)

Tra le indagini riportate nello schema, verranno in seguito descritte quelle effettuate nel corso della sperimentazione oggetto della presente tesi.

1.4.1.1 Prove soniche

Le prove soniche sfruttano la propagazione nel materiale di onde elastiche di compressione generate da un breve impatto elastico-meccanico sulla superficie del pannello murario per indagare la condizione del materiale al suo interno, ovvero per localizzare eventuali disomogeneità, vuoti e difettosità presenti nella sezione indagata. L'informazione ottenuta, dunque, è di tipo qualitativo. La prova trova i seguenti riferimenti normativi: ASTM C597 (1983), che detta gli standard per le

prove soniche su calcestruzzo, RILEM (1996), che tratta la propagazione degli impulsi meccanici nelle murature, NORMAL 22/86 (1986), che riguarda la misura della velocità di propagazione del suono nei materiali porosi da costruzione.

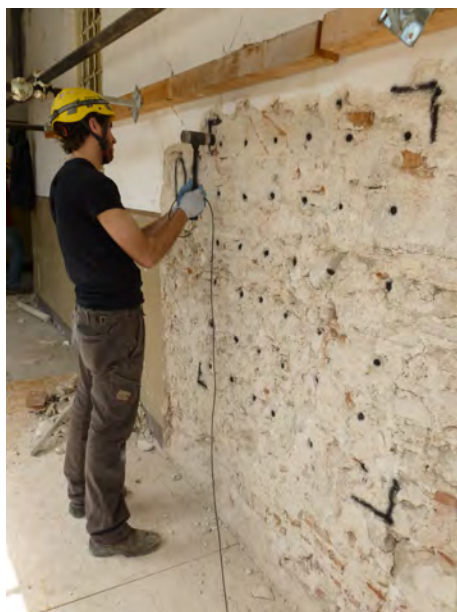
L'attrezzatura necessaria è composta da:

- un martello strumentato che provoca la perturbazione e che, collegato ad un sistema di acquisizione, permette di registrare la funzione tempo-ampiezza della forza esercitata nell'impatto;
- un sensore ricevente, comunemente un accelerometro, che registra e trasmette al sistema di acquisizione la risposta del materiale alla propagazione del segnale nella sezione;
- un sistema di acquisizione multicanale che permette la gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione dei dati.

Dalla disposizione relativa tra trasmittente e ricevente si distinguono varie tecniche di conduzione delle prove soniche. Tra queste si descriveranno le *prove soniche dirette* e le *tomografie soniche*.

Soniche dirette o trasparenze. Le prove soniche dirette o trasparenze si effettuano disponendo martello e accelerometro su due lati opposti del muro (Figura 1.13). Al momento della prova è presente un solo accelerometro che riceve l'impulso generato dalla battuta del martello. Le prove soniche dirette forniscono dati significativi sulla consistenza della sezione muraria. Questa prova prevede l'accesso a entrambe le facce del muro e la conoscenza dello spessore del muro per l'elaborazione dei dati. Generalmente si individua una griglia regolare nei due lati del muro, in modo che martello e accelerometro siano posizionati nello stesso punto della griglia. Muovendo simultaneamente sorgente e ricevitore si ottiene un'immagine della sezione longitudinale del pannello (corrispondente alla griglia individuata) che illustra le velocità all'interno della muratura. Un'interpretazione di tale immagine permette di individuare qualitativamente i vuoti o le anomalie all'interno del paramento murario.

Tomografie soniche. Le prove tomografiche prevedono che il martello e gli accelerometri siano disposti ai lati dell'elemento murario da identificare; nelle pareti abitualmente la tomografia viene eseguita effettuando le misure solo tra i lati liberi contrapposti. Nella prova tomografica vengono posizionati più accelerometri che rilevano in posizioni differenti l'onda proveniente dal martello (Figura 1.14). Per ogni impulso, dunque, ci saranno diversi valori rilevati, che permettono di ricostruire la sezione, orizzontale, Figura 1.14(a), o verticale, Figura 1.14(b), della muratura. La tomografia prevede l'elaborazione di tutti i dati dei diversi percorsi con un software dedicato, che consente di attribuire ad ogni porzione della sezione un valore tipico di velocità e consente di interpretare le anomalie all'interno della sezione stessa.

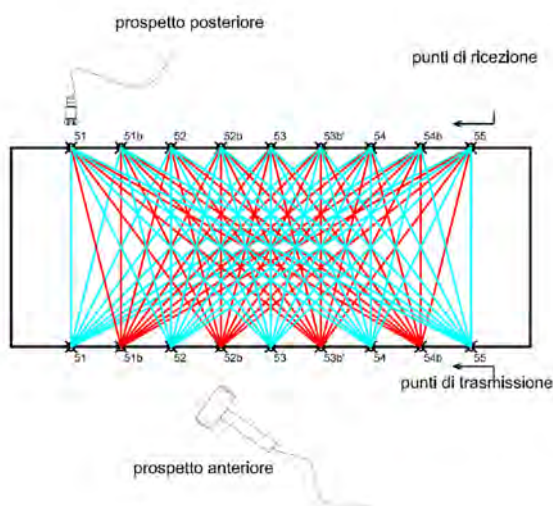


(a)

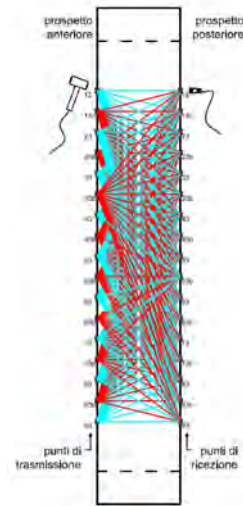


(b)

Figura 1.13: Prova sonica diretta: generazione impulso con martello (a), ricezione con accelerometro (b)



(a)



(b)

Figura 1.14: Schema tomografie orizzontali (a) e verticali (b) (ONSITEFORMASONRY, 2004)

1.4.1.2 Endoscopie

La tecnica dell'endoscopia è stata mutuata dalle discipline scientifiche mediche. L'endoscopio è uno strumento che consente di vedere in cavità inaccessibili all'osservazione diretta, sfruttando fori o cavità (da qualche mm a diversi cm) praticati o presenti nella struttura. Si utilizza un sistema ottico di tipo rigido, costituito da lenti tradizionali o di tipo flessibile, formato da fibre ottiche; l'apparecchio include anche un sistema di illuminazione interna ed un oculare esterno abbinato ad una camera fotografica per registrare le osservazioni endoscopiche; la strumentazione è illustrata in Figura 1.15(a). Spesso viene inserito un metro rigido all'interno del foro che permette di identificare l'immagine registrata rispetto allo spessore del pannello murario indagato; si possono realizzare immagini fotografiche e videoendoscopie. Le indagini endoscopiche sono catalogate a volte come prove non distruttive e a volte come prove debolmente distruttive: per quanto l'invasività del test sia nulla, infatti, la necessità di avere fori nelle pareti genera questa indeterminatezza. Poiché in generale le cavità necessarie possono già esistere, sono spesso realizzate in occasione di carotaggi per il campionamento murario, o sono di piccolo diametro, tale da non influenzare la struttura si ritiene che sia più opportuno comprendere la videoendoscopia tra le prove non distruttive.

Le informazioni ricavate sono significative nel caso di consistenti cavità, per analizzare l'eventuale propagazione di crepe interne e ipotizzarne l'ampiezza; oppure l'endoscopia è utilizzata per una ricostruzione globale della stratigrafia della sezione muraria (Binda *e altri*, 1996). In Figura 1.15(b) è evidente una grossa cavità all'interno di una muratura, ad una profondità di circa 34 cm, che soltanto grazie alla prova endoscopica è individuabile ed ispezionabile. Le indagini endoscopiche permettono quindi di conoscere la composizione della sezione muraria e la percentuale di inerti, malta e vuoti all'interno della muratura; questo è utile per una valutazione degli eventuali interventi da eseguire, in particolar modo per una stima sull'opportunità di intervenire tramite iniezioni, oppure per valutare a posteriori la riuscita di un consolidamento mediante iniezioni: è infatti possibile osservare all'interno dei fori la penetrazione e la diffusione delle miscele.



(a)



(b)

Figura 1.15: Sistema di prova per endoscopie (a), ove è visibile il dispositivo luminoso e il sistema di acquisizione dati; immagine endoscopica (b)

1.4.1.3 Martinetti piatti doppi

La prova di Martinetto Piatto Doppio (MPD) è una tecnica di indagine mediamente distruttiva (MDT) che fornisce dati quantitativi relativi alle caratteristiche meccaniche della muratura. Più dettagliatamente la prova con i MPD permette di determinare in situ il legame locale sforzo-deformazioni, in campo elastico, in funzione dello sforzo. RELUIS (2009) fornisce il modulo elastico in compressione (E) e le caratteristiche di resistenza a compressione della muratura. La prova fa riferimento alle norme RILEM (2004a), che detta le finalità della prova, e ASTM C1197 (2004), che individua alcuni limiti di applicazione e riferisce la tipologia di muratura su cui si può applicare; per la determinazione del modulo elastico a compressione ci si riferisce a ASTM C1197 (2004) e alle raccomandazioni RILEM (2004b).

La prova necessita di:

- due martinetti piatti;
- un sistema idraulico per il pompaggio e la trasmissione dell'olio in entrambi i martinetti;
- dei trasduttori di spostamento per misurare le deformazioni (con i relativi supporti);
- un sistema di acquisizione che permette la gestione dei dati, l'elaborazione dei cicli e l'archiviazione dei risultati.

Per inserire il martinetto nella parete è necessario effettuare un taglio nel paramento. La forma e le dimensioni del taglio devono essere compatibili con quelle del martinetto piatto utilizzato; generalmente i tagli vengono effettuati con una mototroncatrice a disco diamantato eccentrico (Figura 1.16) in prossimità dei giunti di malta, nel caso di murature regolari, o attraverso alcune pietre nel caso di murature irregolari (Dalla Benetta, 2010). In letteratura si ritrovano esempi di martinetti rettangolari, usati originariamente per le murature in mattoni (Rossi (1980), Rossi P. P. (1986)) ed inseriti in tagli eseguiti con trapano a percussione. Oggi vengono usati sia martinetti semicircolari, in fori realizzati con sega a disco eccentrico, sia martinetti rettangolari, in fori realizzati con seghe a catena.



Figura 1.16: Taglio con mototroncatrice a disco diamantato eccentrico

La metodologia di prova prevede l'inserimento di due martinetti disposti parallelamente e distanziati verticalmente di 40-50 cm (Figura 1.18(b)) I due martinetti delimitano così un campione di muratura non disturbata di dimensioni apprezzabili, su cui effettuare una vera e propria prova di compressione monoassiale. Con l'ausilio di trasduttori di spostamento si misurano le deformazioni verticali ed orizzontali durante tutta la prova. Il valore dello sforzo di compressione tra i martinetti è dato dalla relazione

$$f_m = p \cdot k_m \cdot k_a \quad (1.2)$$

dove f_m è il valore dello sforzo ripristinato, k_m è una costante adimensionale che rappresenta le proprietà geometriche e di rigidezza del martinetto, k_a è il rapporto tra l'area misurata dal martinetto e l'area media del taglio, p è la pressione richiesta per riportare la distanza tra le basi di misura alla distanza iniziale a meno della tolleranza richiesta; le due costanti sono di solito minori di 1. È possibile calcolare i valori di deformazione dividendo gli spostamenti acquisiti ad ogni incremento di carico per la lunghezza della base di misura. Spesso la deformazione del pannello è calcolata come media aritmetica delle deformazioni misurate nelle diverse localizzazioni. I valori di deformazione permettono di misurare i moduli elastici della muratura:

$$E_{ti} = \frac{\Delta\sigma_{mi}}{\Delta\epsilon_{mi}} \quad (1.3)$$

dove E_{ti} è il modulo elastico tangente, $\Delta\sigma_{mi}$ è l'incremento di sforzo e $\Delta\epsilon_{mi}$ è il corrispondente incremento di deformazione; Figura 1.17(a).

$$E_{si} = \frac{\sigma_{mi}}{\epsilon_{mi}} \quad (1.4)$$

dove E_{si} è il modulo elastico secante al passo i , σ_{mi} è lo sforzo al passo di carico i e ϵ_{mi} è la deformazione corrispondente; il modulo elastico secante viene spesso calcolato in fase di scarico; Figura 1.17(b).

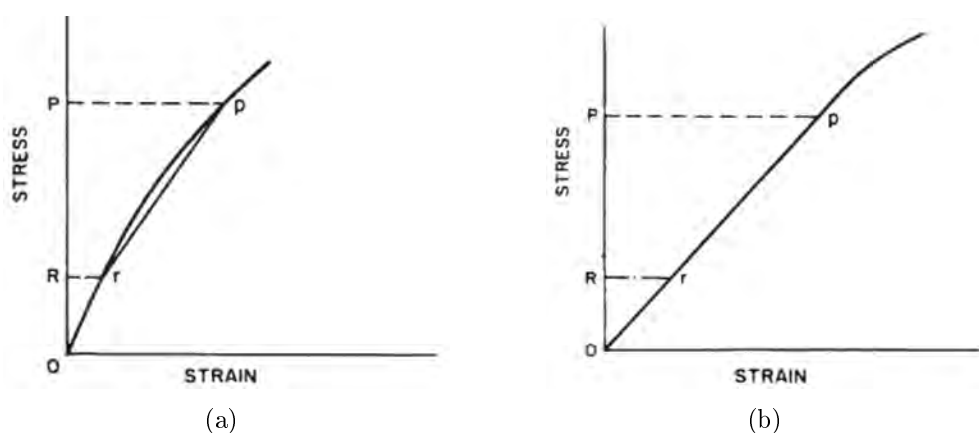


Figura 1.17: Rappresentazione grafica del modulo di elasticità tangente (a) e del modulo di elasticità secante (b), (ASTM E111-04, 2010)

La prova con martinetti piatto doppio può essere utilizzata anche per valutare la resistenza a compressione delle murature, se le porzioni di muratura superiore ed inferiore garantiscono un contrasto sufficiente alle forze applicate (Dalla Benetta, 2010). In tal caso si porta la porzione di muratura indagata ad una condizione prossima alla rottura, riconoscibile visibilmente e dall'andamento del diagramma tensioni-deformazioni leggibile simultaneamente sul monitor del sistema di acquisizione. Tale finalità non è tuttavia la motivazione principale dell'uso dei martinetti; inoltre il valore di resistenza a compressione così ottenuto difficilmente può raggiungere i valori di resistenza a compressione della muratura determinata con le prove di laboratorio (Dalla Benetta, 2010).

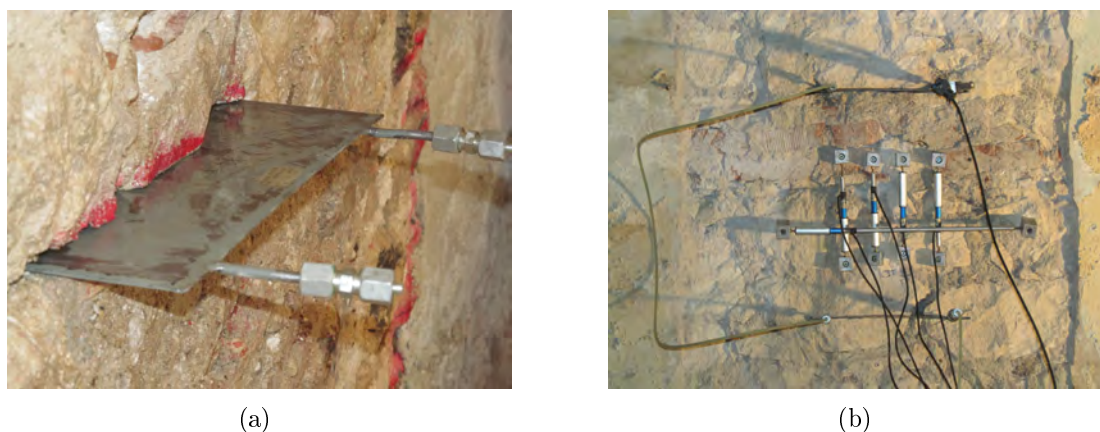


Figura 1.18: Prova con martinetti piatti doppi in muratura in pietra: inserimento martinetto (a), prova in corso (b)

1.4.1.4 Prova di compressione diagonale

La prova di compressione diagonale è un metodo di indagine distruttiva che permette di misurare in modo indiretto la resistenza a taglio (τ_0) e il modulo di taglio (G) della muratura, applicando una sollecitazione di compressione lungo la diagonale di un pannello in muratura opportunamente isolato; venne introdotta nella normativa italiana con il D.M.LL.PP. 20/11/1987 (1987). La prova può essere effettuata sia in sito che in laboratorio, con modalità differenti. Le modalità di esecuzione della prova fanno riferimento alla normativa ASTM E519 (2002) e alle raccomandazioni RILEM (1988) e RILEM (1991); le due norme differiscono per l'interpretazione dei risultati: ASTM considera che nel pannello si produca uno stato di taglio puro, mentre RILEM individua uno stato di tensione principale di trazione al centro del pannello che lo porta a rottura con una lesione diagonale. In Figura 1.19 le due interpretazioni sono messe a confronto utilizzando i cerchi di Mohr; per ASTM, trattandosi di puro taglio, il cerchio delle tensioni è centrato nell'origine degli assi (σ - τ) e lo sforzo di taglio, pari alla tensione principale (σ_I), è definito come

$$\sigma_I = \frac{0.707P}{A_n} \quad (1.5)$$

Seguendo invece le indicazioni RILEM, l'applicazione del un carico concentrato di prova provoca uno stato tensionale complesso, che solo nella parte centrale del pannello presenta uno stato tensionale biassiale ragionevolmente uniforme (Capozucca, 2004) definito con

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{-0.56P}{A_n} \quad (1.6)$$

$$\tau_{xy} = \frac{1.05P}{A_n} \quad (1.7)$$

Nelle formule 1.5, 1.6, 1.7 P individua il carico applicato e A_n la sezione orizzontale netta del pannello in esame; questo, tradotto in termini di tensioni, significa una tensione di compressione ($\sigma_x = \sigma_y$) unita ad una tensione tangenziale (τ_{xy}).

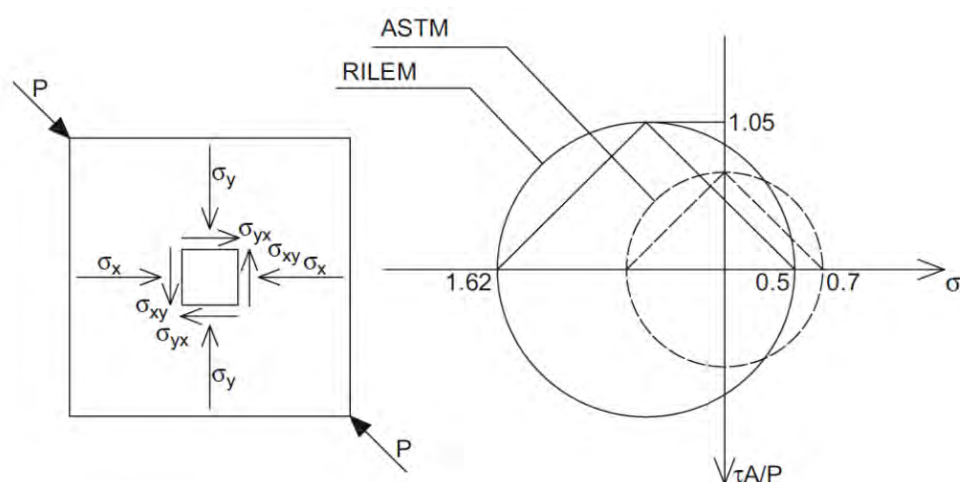


Figura 1.19: Interpretazione coi cerchi di Mohr del test di compressione diagonale per ASTM e per RILEM (Borri e altri, 2013e)

La metodologia operativa della prova di compressione diagonale, proposta da RELUIS (Brignola e altri, 2009), prevede l'individuazione e l'isolamento di una porzione di muratura possibilmente di forma quadrata. Si possono applicare due diverse condizioni di vincolo:

- pannello murario libero su tre lati, tensione verticale nulla;
- pannello murario libero su due lati, carico verticale agente.

Nel primo caso ci si riporta allo schema ASTM per prove di laboratorio, scaricando la porzione di muratura dal carico verticale agente, mediante un taglio in prossimità del lato superiore del pannello. Nel secondo caso il pannello è isolato soltanto verticalmente, secondo lo schema analizzato e utilizzato da Frocht (1931) e Yokel e Fattal (1976) per ottenere la massima tensione di trazione sulla muratura. In questo secondo caso (utilizzato anche nelle prove eseguite in questa tesi) le sollecitazioni al centro del pannello sono date contemporaneamente dalla forza diagonale data

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

dai martinetti e dalla tensione verticale σ_v data dal carico agente al di sopra del pannello. Di conseguenza, quindi, rispetto al caso precedente

$$\sigma_x \neq \sigma_y = \frac{-0.56P}{A_n} - \sigma_v \quad (1.8)$$

Partendo dalle equazioni 1.7, 1.8 che rappresentano le tensioni note nel piano dei cerchi di Mohr è possibile determinare le tensioni principali di trazione σ_1 e compressione σ_3 con le equazioni 1.9 e 1.10:

$$\sigma_1 = \sigma_x - \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.9)$$

$$\sigma_3 = \sigma_x - \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.10)$$

È quindi possibile ricavare la resistenza a taglio utile per le verifiche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008) con l'equazione 1.11

$$\tau_k = \frac{\sigma_1}{1.5} \quad (1.11)$$

Per il calcolo della rigidezza a taglio (o modulo di taglio secante) G è necessario valutare lo scorrimento (o deformazione) angolare γ

$$\gamma = |\epsilon_c| + |\epsilon_t| \quad (1.12)$$

con

$$\epsilon_c = (\epsilon_1 + \epsilon_2)/2$$

deformazione media a compressione del pannello.

$$\epsilon_t = (\epsilon_3 + \epsilon_4)/2$$

deformazione media a trazione del pannello.

e

$$\epsilon_1 = \Delta D_1/D_{1.0}$$

deformazione diagonale compressa lato 1.

$$\epsilon_2 = \Delta D_2/D_{2.0}$$

deformazione diagonale tesa lato 1.

$$\epsilon_3 = \Delta D_3/D_{3.0}$$

deformazione diagonale compressa lato 2.

$$\epsilon_4 = \Delta D_4/D_{4.0}$$

deformazione diagonale tesa lato 2.

Determinato γ , il modulo di taglio secante G a ciascun punto della curva $\tau - \gamma$ è definito come

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (1.13)$$

e quindi per il modulo di taglio relativo allo stato fessurato del pannello

$$G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{\text{medio}}} \quad (1.14)$$

Per quanto riguarda la metodologia di prova, sia che si isoli il pannello per tre lati sia che si isoli il pannello per due, sono necessari:

- elementi metallici (travi) per ripartire il carico;

- un elemento di contrasto per i martinetti;
- tiranti per trasmettere il carico;
- dei trasduttori di spostamento per misurare le deformazioni (con i relativi supporti);
- un trasduttore di pressione;
- martinetti idraulici per applicare il carico.

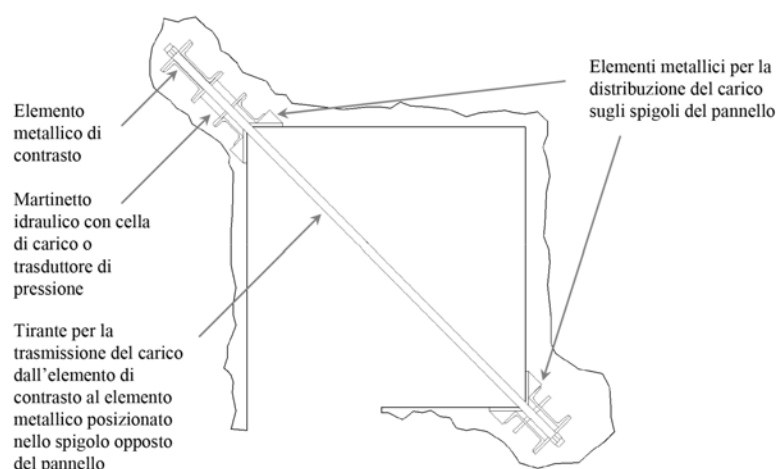


Figura 1.20: Apparato di prova di compressione diagonale (Brignola e altri, 2009)

1.4.2 Indagini su interventi con materiali compositi

Valutare l'efficienza di un intervento è molto diverso dal valutare l'efficienza del materiale utilizzato per realizzarlo. I numerosi fattori in gioco (condizioni ambientali, tipo di supporto, metodologia operativa...) provocano delle situazioni specifiche per ogni tipo di intervento, la cui efficacia, dunque, difficilmente può essere valutata accuratamente a priori. Nel caso dei materiali compositi, il cui comportamento una volta applicati non è ancora del tutto conosciuto, la realizzazione di appropriate prove in sito diventa di particolare importanza, sia per verificare l'effettiva miglioria apportata, sia per fornire utile materiale sperimentale aggiornato. Tuttavia, la normativa relativa a indagini in sito di materiali compositi è pressoché assente, e quella relativa alle prove in laboratorio è abbastanza recente e non sempre esauriente. Di conseguenza, per valutare la medesima caratteristica (come resistenza a taglio di strisce, resistenza a strappo di connettori...) non sempre si può far riferimento ad un unico metodo standardizzato, ma esistono in letteratura differenti set di prova proposti nelle diverse sperimentazioni. Si riportano in seguito tre tecniche mediamente distruttive di indagine su compositi, descrivendo la metodologia operativa (quando non standardizzata) sulla base delle sperimentazioni eseguite.

1.4.2.1 Pull-off test

La prova di pull-off, chiamata anche prova di strappo normale, è una tecnica comunemente usata per valutare l'aderenza di rivestimenti applicati su un paramento murario. Fa parte della categoria di prove denominate semi-distruttive e consente di rilevare la resistenza di trazione alle azioni perpendicolari agenti.

I riferimenti normativi legati a questa prova sono diversi e hanno portato ad un metodo standard che verrà in seguito descritto. Le norme di riferimento sono:

- ASTM C1583 (2004). 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). American Society for Testing and Materials;
- EN 1348 (2007). Adhesives for Tiles - Determination of Tensile Adhesion Strength for Cementitious Adhesives. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium;
- CNR DT-200 R1 (2013). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council;
- National Laboratory of Civil Engineering, Walls Coating Systems. Pull-off Test (1986). Test Form FE Pa36 (in Portuguese), National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Lisbon, Portugal, p. 3;
- UNI-EN 1015-12 (2002). Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.

Lo stato dell'arte relativo a prove di pull-off applicate ai materiali compositi risulta molto ridotto, nonostante la semplicità di esecuzione della prova sia in laboratorio che in situ. Come riportato nella norma ASTM C1583 (2004), si possono determinare i seguenti parametri:

- la resistenza a trazione in prossimità della superficie del substrato come indicatore dell'adeguatezza della preparazione della superficie stessa prima dell'applicazione di un materiale di riparazione o di sovrapposizione;
- la resistenza del materiale di ripristino applicato a varie tipologie di supporto;
- la resistenza a trazione di un materiale di ripristino o di sovrapposizione, o un adesivo utilizzato nelle riparazioni, dopo che il materiale è stato applicato al supporto.

L'equazione 1.15 identifica la resistenza a trazione nominale (f_{p-0}) come rapporto tra il carico applicato (P_u) e l'area isolata del campione (A_{p-0}).

$$f_{p-0} = \frac{P_u}{A_{p-0}} \quad (1.15)$$

Il test, così come è descritto nelle Istruzioni CNR DT-200 R1 (2013), prevede diverse fasi preparatorie, la cui qualità è di primaria importanza per la corretta riuscita dell'esperimento. La prova viene eseguita utilizzando piastre circolari d'acciaio, di spessore 20 mm e con diametro non inferiore a 40 mm. Durante le fasi di preparazione (con l'uso di malta bisogna attendere 28 giorni), si deve quindi isolare un'area del provino, incidendolo con tagli perpendicolari alla superficie, ad una profondità tale da oltrepassare il rinforzo e penetrare per almeno 2 mm nel substrato. La metodologia di taglio dipende in questo caso dalla fibra e dalla matrice utilizzata. In presenza di reti di basalto, carbonio o lino oppure di malte di calce con caratteristiche limitate, è necessario utilizzare una smerigliatrice angolare, isolando un'area di forma ottagonale; impiegando malte resistenti e fibre di acciaio unidirezionali è possibile invece utilizzare un'apposita tazza diamantata (Figura 1.21, eseguendo un taglio circolare (Girardello, 2012).



Figura 1.21: Tazza diamantata da 60 mm di diametro, prova pull-off

Le superfici da testare vengono pulite tramite spazzolatura metallica e getto di aria compressa, in modo da garantire un'adeguata tenuta dell'incollaggio dei tasselli circolari, necessari a collegare la superficie del rinforzo alla macchina di prova. Si incolla il disco d'alluminio, centrandolo sul provino mediante adesivo epossidico e facendo attenzione che la resina non coli all'interno dei tagli. Il dispositivo di prova viene collegato alla piastra circolare, tramite un perno di acciaio (Figura 1.22). Si applica infine la tensione di trazione, con andamento costante per l'aumento di carico. Vengono successivamente registrati il carico di rottura e le modalità di rottura, seguendo le indicazioni previste dalla norma ASTM C1583 (2004); i tipi di rottura sono (Figura 1.23):

“A” frattura coesiva del supporto;

“B” frattura all'interfaccia tra supporto e rinforzo;

“C” frattura interna al rinforzo;

“D” frattura all'interfaccia tra rinforzo e adesivo.

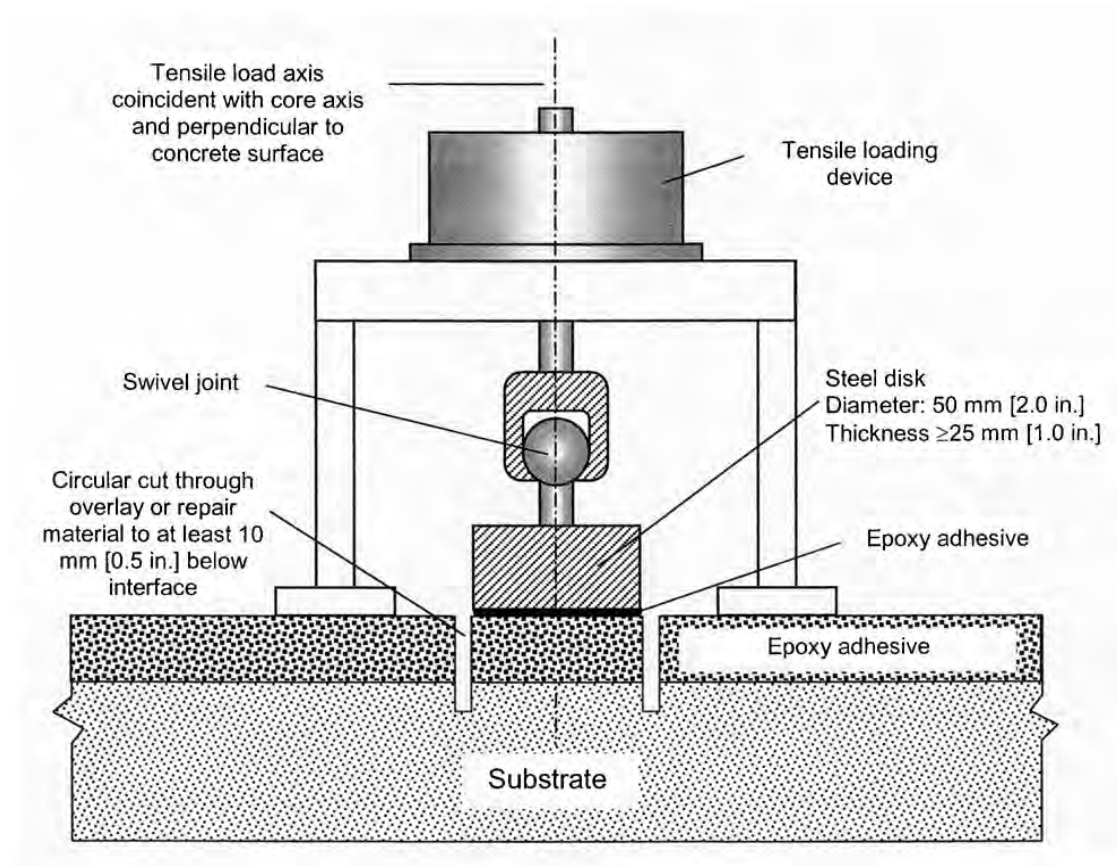


Figura 1.22: Schema della macchina di prova (ASTM C1583, 2004)

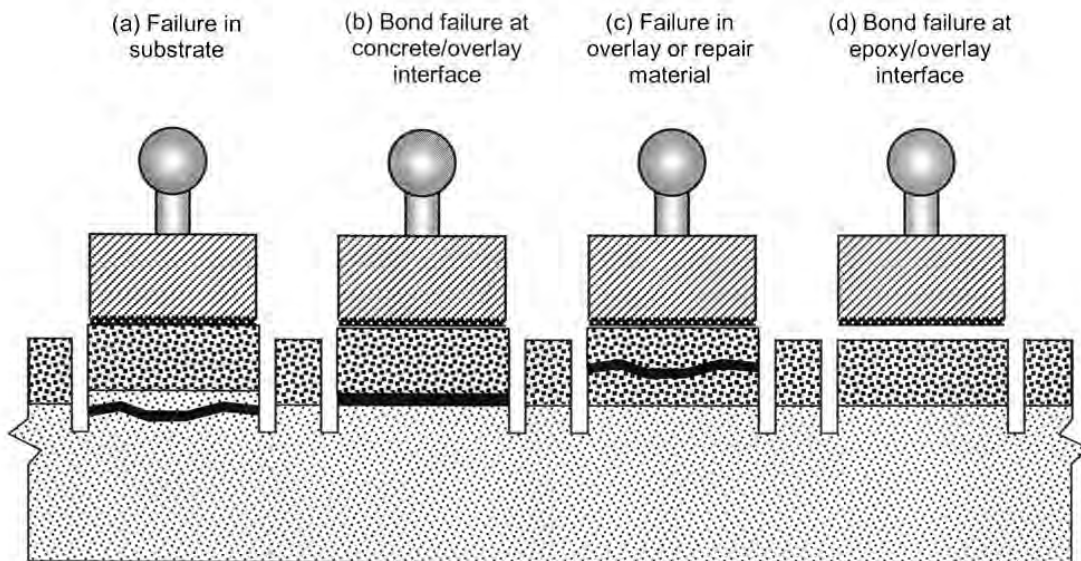


Figura 1.23: Le diverse modalità di rottura del provino (ASTM C1583, 2004)

Nel caso sopraggiunga una rottura di tipo “D”, la prova viene scartata e deve essere eseguito un nuovo test. In accordo con la normativa CNR DT-200 R1 (2013), l’applicazione può ritenersi soddisfacente se almeno l’80% delle prove (entrambe nel caso di due sole prove), fornisce una tensione di picco allo strappo non inferiore al 10% della resistenza a compressione del supporto, ed inoltre se la crisi è prevalentemente localizzata al di sotto della superficie di interfaccia tra composito e substrato.

Le caratteristiche della prova, stilate sulla base dei test eseguiti in laboratorio e in sito sono:

- la prova è caratterizzata da semplicità e basso costo; alcune problematiche sono legate all’intaglio, che può procurare danni o alterare i valori finali di tensione;
- le prove permettono di ottenere una prima generale informazione sull’accoppiamento matrice/fibra indicando un corretto uso dei materiali di rinforzo (tessitura e densità);
- non consente di definire il corretto funzionamento di un composito sottoposto ad azioni parallele alla fibra: risulta una prova complementare agli shear test;
- variando le caratteristiche meccaniche della matrice a parità di fibra, si può definire un andamento tra queste e la tensione media di pull-off (Girardello, 2012);
- se il rinforzo viene applicato correttamente, la tipologia di fibra non influenza la tensione registrata nel test: solo la tipologia di rottura può risultare influenzata (Panizza, 2010);
- la prova non può essere effettuata durante una singola occasione, ma richiede almeno due giorni, a causa delle fasi di preparazione;
- è una tecnica semi-distruttiva, in quanto porta alla rottura del rivestimento, che necessita pertanto di nuova e successiva riparazione;
- la qualità delle operazioni manuali eseguite e il controllo delle stesse, oltreché della strumentazione, risulta di vitale importanza nel conseguimento della prova;
- alcune tecniche non invasive, come l’utilizzo di camere termografiche, possono essere utilizzate in combinazione con la prova di pull-off (Flores-Colen *e altri*, 2009);
- nelle prove in sito, spesso i risultati della prova riguardano le caratteristiche locali del materiale, e non rappresentano in maniera adeguata la globalità delle risposte (Ghiassi *e altri*, 2013).

1.4.2.2 Shear test

Lo Shear Test, o prova di strappo a taglio, viene utilizzato per valutare la resistenza nei confronti di azioni parallele alle fibre contenute nel rinforzo. La resistenza massima a trazione del provino è pari a:

$$\sigma_{\max} = \frac{F_{\max}}{A_{\text{rinforzo}}} \quad (1.16)$$

cioè pari alla forza massima agente sull'area del rinforzo, misurata per ciascun provino.

Lo stato dell'arte per questa tipologia di prove risulta molto ridotto (Panizza, 2010), e tuttora non prevede un procedimento standardizzato. Solo nel caso della norma CNR DT-200 R1 (2013), viene specificato che la prova risulta particolarmente significativa per l'accertamento della qualità dell'incollaggio, ed è eseguibile solo se è possibile tirare una porzione di materiale composito nel proprio piano in corrispondenza di uno spigolo staccato dal substrato. In letteratura tale problematica risulta largamente discussa per i compositi a matrice epossidica (FRP), e sono stati proposti diversi set-up di prova al fine di ricreare un stato tensionale che più si avvicini alla condizione di taglio puro all'interfaccia. Sono state investigate le caratteristiche di rinforzi attraverso push-pull shear test, single-lap e double-lap, oppure tramite prove di pull-out, analizzando il comportamento delle fibre da un punto di vista microscopico e studiando le modalità di rottura (Figure 1.24 e 1.25).

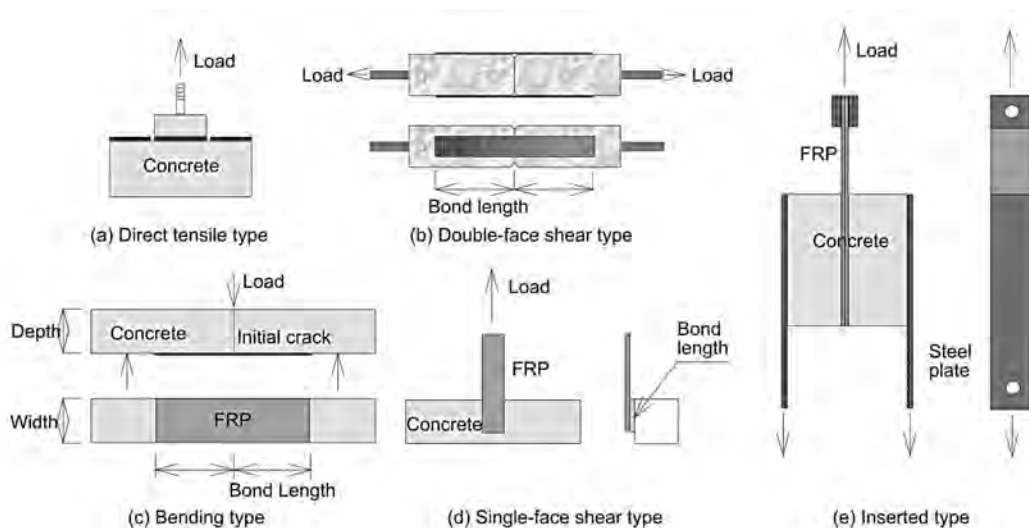


Figura 1.24: Alcuni set up di prova (Nakaba e altri, 2001)

Le prove di strappo tangenziale consistono nel mettere in trazione una striscia di composito nella sua direzione longitudinale, provocando così una distribuzione di tensioni tangenziali all'interfaccia tra rinforzo e substrato. Le fasi di preparazione rispecchiano quelle seguite nel caso delle prove di pull-off, fino alla messa in opera delle fibre sul paramento murario. In questo caso il rinforzo, ritagliato in strisce rettangolari, viene applicato tra due strati di resina epossidica o malta, avendo cura di lasciare libera un'estremità, a cui si aggrappa in seguito la macchina di prova. Risulta evidente come in laboratorio siano permessi diversi tipi di calibrazione della

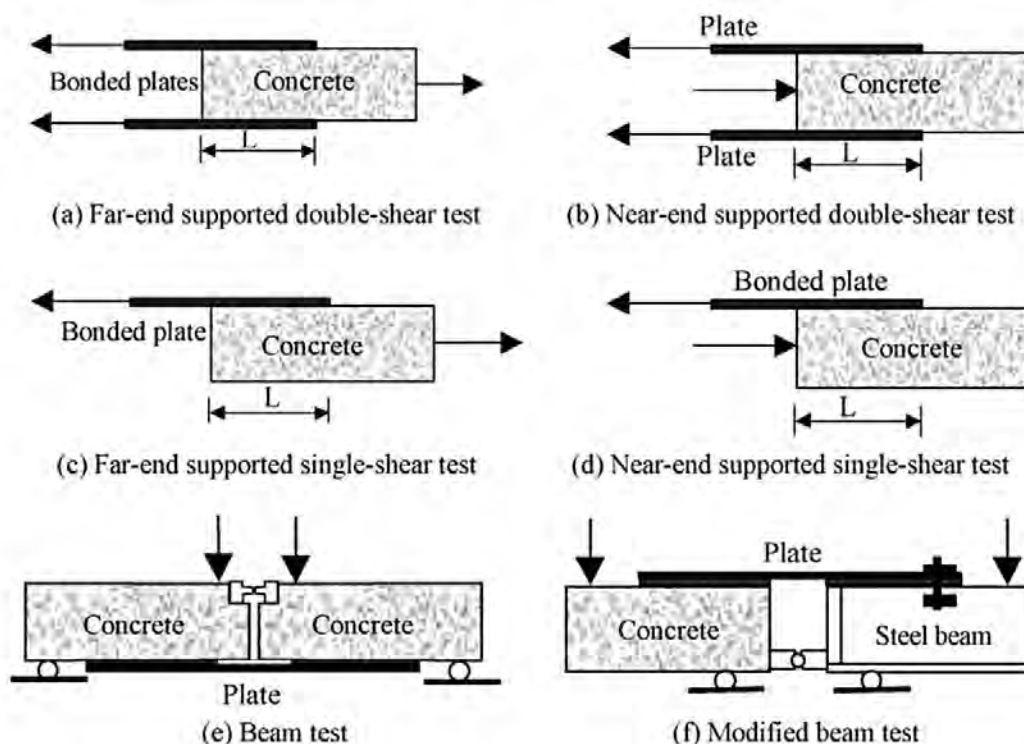


Figura 1.25: Classificazione delle tipologie di shear test (Yao e altri, 2005)

prova (single-lap e double-lap), mentre in sito la prova venga eseguita con maggiori difficoltà: la macchina di prova necessita di un punto di appoggio stabile e di una corretta presa della parte di fibra lasciata libera. Nel **double-lap shear test**, si misurano le tensioni di due strisce di materiale composito, posizionate simmetricamente e connesse al supporto. Si assume che il carico applicato venga equamente distribuito su entrambe le strisce (Panizza, 2010). Nel **single-lap shear test**, si misura lo sforzo di trazione parallelo alle fibre del rinforzo applicato singolarmente sul substrato. La prova viene eseguita, in entrambi i casi, in controllo di spostamento a velocità predefinita e costante, e prevede la misurazione degli spostamenti tramite l'uso di potenziometri. Le modalità di rottura (Figura 1.26), secondo le sperimentazioni eseguite, sono di vario tipo (Girardello, 2012):

- “a” Rottura coesiva del supporto;
- “b” Rottura all'interfaccia tra supporto e materiale di rinforzo;
- “c” Rottura per delaminazione interna al rinforzo;
- “d” Sfilamento della fibra all'interno del rinforzo, lasciando inalterata la matrice;
- “e” Rottura per trazione della fibra.

A partire dal carico massimo misurato durante la prova, si risale al carico nominale per unità di lunghezza del rinforzo, note le caratteristiche geometriche degli elementi, e alla tensione di trazione nella fibra. In accordo con la normativa CNR DT-200 R1 (2013), l'applicazione può ritenersi accettabile se almeno l'80%

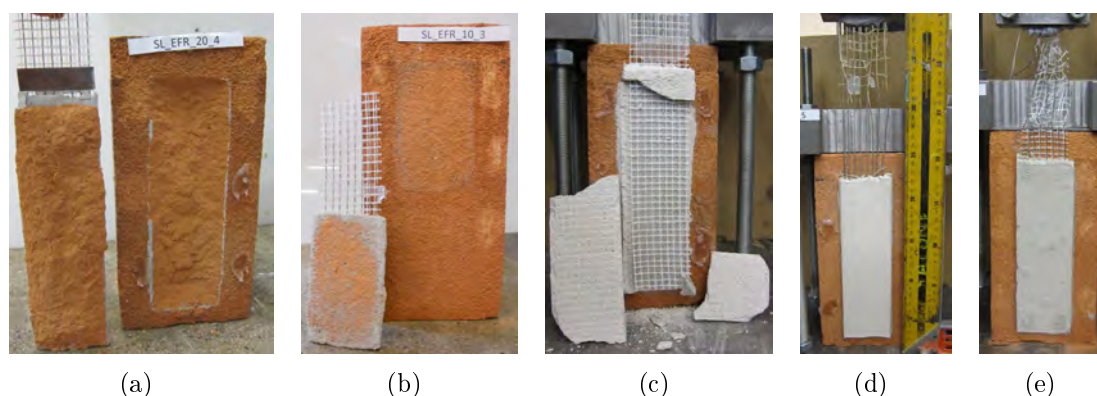


Figura 1.26: Diverse tipologie di rottura (Girardello, 2012)

delle prove (entrambe nel caso di due sole prove), fornisce una forza di picco allo strappo non inferiore al 5% della resistenza a compressione del supporto.

Dalle sperimentazioni eseguite emergono i seguenti dati (Girardello, 2012):

- le prove di strappo tangenziale sono da preferire a quelle di pull-off, anche se più laboriose, in quanto producono risultati in grado di caratterizzare il comportamento dei rinforzi;
- le prove effettuate con matrici diverse rivelano tipologie diverse di rottura;
- le informazioni ottenute hanno permesso, nel corso di questo decennio, la creazione di alcuni modelli matematici, in grado di definire il comportamento dei materiali compositi fibrorinforzati (Panizza, 2010).

1.4.2.3 Pull-out test

Il pull-out test è una prova sperimentale a carattere semi-distruttivo, che consiste nell'estrarre un inserto (in questo caso un filato di fibre di rinforzo) da una matrice solida per valutarne l'interazione e la resistenza dei materiali testati. Viene applicato un carico assiale che tira l'estremità della barra per determinarne le caratteristiche meccaniche. I test eseguiti tengono conto dei seguenti parametri: lunghezza, diametro, angolo di inclinazione degli ancoraggi, nonché lunghezza di aderenza nel supporto e caratteristiche del supporto stesso.

I dati disponibili prevedono che la fibra, avvolta su se stessa per formare un connettore, sia inserita all'interno di un foro (eseguito in precedenza e trattato in modo da risultare ingombro da frammenti e polveri) e fatta aderire al supporto ("inghisaggio") tramite iniezione di materiale adesivo (malta fluida o resina epossidica), lasciando libera l'estremità uscente dal paramento. Questa, tramite apposite operazioni di presa, viene fissata alla macchina di prova che estrae il provino a contrasto direttamente con la muratura su cui il filato di fibre è inghisato (Figura 1.27).

La qualità delle operazioni eseguite durante le fasi preparatorie è fondamentale per il corretto sviluppo della prova: si possono altrimenti creare delle bolle d'aria all'interno del foro, dovute ad una non corretta fase di iniezione, che falsano i dati

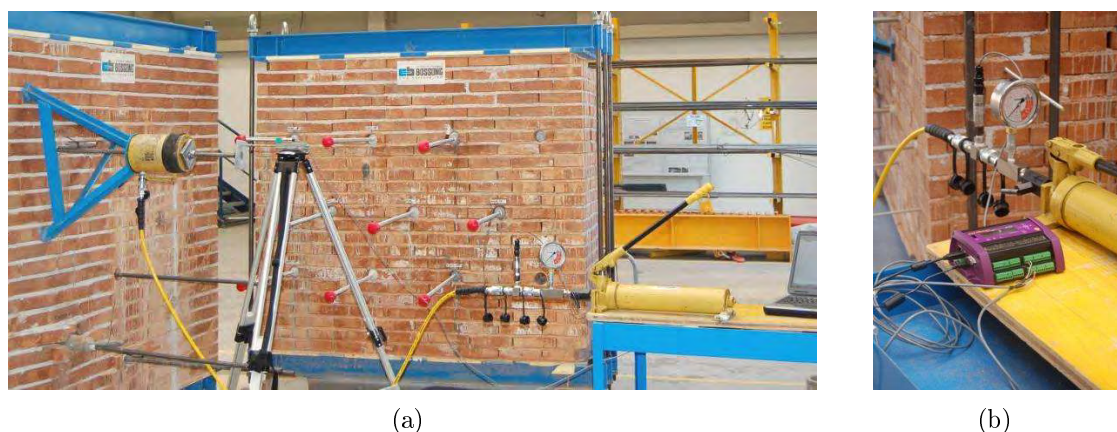


Figura 1.27: Set up di prova proposto in laboratorio (Algeri e altri, 2010)

ottenuti o provocano lo sfilamento dell'ancoraggio. L'utilizzo di matrici organiche o inorganiche nella realizzazione del composito influenza l'interazione tra fibra e matrice (Alvaro V., 2007). "L'involgimento" della fibra che forma il connettore, infatti, provoca un infittimento della maglia che oppone resistenza alla penetrazione completa delle malte, le quali hanno una granulometria comunque dell'ordine dei $10 \mu\text{m}$. Diverso è invece il comportamento delle resine, che grazie alla loro estrema liquidità riescono a saturare completamente la fibra. Se la matrice non è penetrata completamente può avvenire un meccanismo di rottura chiamato "telescopic failure" dovuto al successivo sfilamento delle fibre dagli strati più esterni fino al nucleo del cilindro di prova; i filamenti più esterni giungono a rottura per trazione (Figura 1.28), diminuendo gradualmente l'efficacia del rinforzo e garantendo una dissipazione dell'energia di frattura e quindi la duttilità.

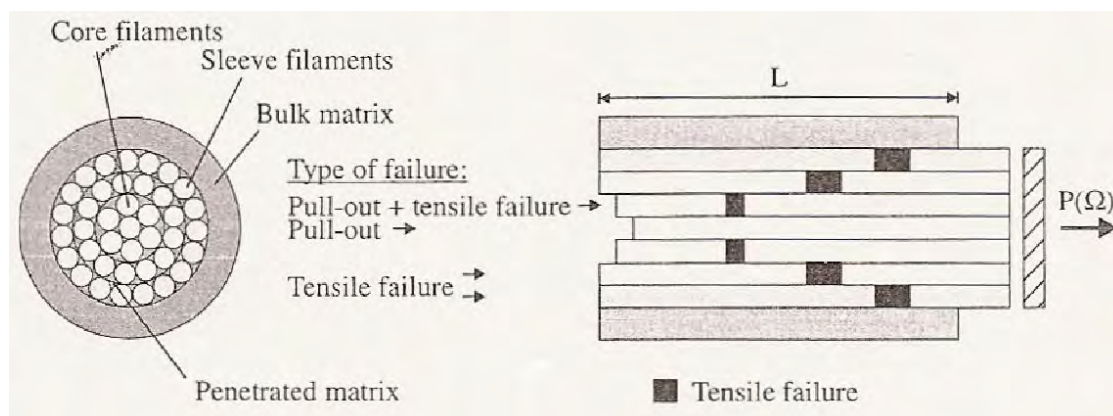


Figura 1.28: Meccanismi di crisi di un rinforzo annegato in una matrice cementizia (Banholzer e altri, 2006)

La normativa vigente riguarda l'estrazione di barre d'acciaio ancorate a strutture in calcestruzzo (UNI-EN 1881 (2007), UNI-EN 12504-3 (2005)). Non vengono accennati i materiali fibrorinforzati e i compositi, per i quali mancano quasi totalmente dati e sperimentazioni; infatti, lo stato dell'arte relativo a queste prove (riassunto nel capitolo successivo) propone una vasta gamma di pull-out eseguiti

su calcestruzzo e una ridotta quantità di dati per i test che interessano i materiali compositi applicati a muratura.

1.5 Osservazioni conclusive

Il capitolo ha fornito una panoramica generale su muratura storica e materiali compositi, due argomenti fondamentali per comprendere il comportamento degli spikes testati nella presente tesi. La muratura è un supporto che si presenta spesso disomogeneo, e le cui caratteristiche sono difficilmente conoscibile o ipotizzabili senza un'opportuna fase di indagini sperimentali; prima di progettare un consolidamento o applicare un sistema di rinforzo è fondamentale giungere ad un sufficiente livello di conoscenza del paramento murario in esame. Esistono diverse tecniche di indagine sulla muratura, più o meno invasive, che restituiscono risultati di diversa entità, che vanno comunque sempre interpretati e letti sulla base delle condizioni di prova. I materiali compositi hanno una diffusione ormai pluridecennale e un'ampiezza di utilizzo notevole e la varietà di fibre e matrici utilizzabili permette di ricercare la combinazione più adeguata al caso in esame. Diversi test (di laboratorio o in sito) sono presenti in letteratura per indagare l'efficienza della loro applicazione, tuttavia raramente esiste una procedura standard per le indagini su muratura. Nel capitolo seguente affronteremo nel dettaglio le sperimentazioni finora eseguite nel campo delle indagini su muratura e delle indagini su compositi, ponendo particolare attenzione alle (scarse) indagini in sito svolte.

Capitolo 2

Sperimentazioni di riferimento

2.1 Introduzione

I connettori iniettati in fibra di acciaio su muratura storica non sono mai stati oggetto di un'adeguata e completa sperimentazione in sito. Sono presenti tuttavia diversi casi di indagini simili (barre inghisate, o applicazioni di spikes su calcestruzzo) che permettono di ottenere importanti informazioni per la definizione di un piano sperimentale adeguato. In tali lavori sono stati indagati i materiali di rinforzo, cercando di operare un confronto con le nuove tipologie sviluppate nell'ultimo decennio, come l'utilizzo di fibre di acciaio ad alta resistenza o PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo), rispetto alle più tradizionali reti in fibra di carbonio, vetro e basalto. Le matrici organiche e inorganiche, con cui questi materiali vengono accoppiati, aumentano la gamma dei risultati e i parametri delle sperimentazioni, all'insegna di una recente ricerca di compatibilità di intervento sulle strutture in muratura.

Oltre alle pubblicazioni relative ai connettori, si presentano in generale lavori svolti riguardanti *l'adesione del rinforzo al supporto*. La questione risulta attuale e molto dibattuta, le linee guida e le raccomandazioni CNR DT-200 R1 (2013), cercano di fornire una corretta soluzione alle tematiche proposte, suggerendo un approccio progettuale per la valutazione dei limiti di aderenza; purtroppo sono legate a certe tipologie di rinforzo e matrici, tralasciando le nuove combinazioni, ancora non chiaramente definite. Altre raccomandazioni disponibili per l'utilizzo di compositi classici sono contenute nell'ACI 440.2R-08 (2008), valido per gli Stati

Uniti. Le prove di pull-off, pull-out e gli shear test, sono utili a comprendere il comportamento dei vari materiali di rinforzo, e forniscono diverse caratteristiche, a seconda della prova stessa. Quello che il capitolo vuole analizzare è la diversa risposta dei compositi alle tipologie di prove effettuate: vengono individuati molteplici fattori (tecniche diverse di rinforzo, matrici utilizzate, layout di prova variabili) ed esposti i risultati, al fine di conseguire maggiori informazioni sul comportamento statico e dinamico della struttura globale.

In ogni percorso di ricerca, la fase iniziale riguarda le sperimentazioni in laboratorio, che sono reperibili in letteratura e che hanno fornito una discreta quantità di dati; molto più carente è invece la parte relativa alle prove in situ, ancora poco utilizzate, a causa della mancanza di controllo dei fattori ambientali, del diverso livello di qualità che si può raggiungere e della possibile accessibilità alle strumentazioni di prova. I risultati ottenuti in situ, però, offrono un quadro più realistico, in favore di una conoscenza diretta della struttura. La mancanza quasi totale di normative sulle prove in situ per i compositi indica la necessità di approfondire questo aspetto.

Nell'ottica di un cambiamento di scala, si è cercato di studiare dapprima il comportamento locale all'interfaccia tra muratura e composito, per poi passare ad uno studio globale del rinforzo e delle sue prestazioni. In questa seconda fase, vengono riportati i risultati di alcune sperimentazioni con prove diagonali, e si ragiona riguardo l'interpretazione dei risultati delle stesse. Si accenna infine agli interventi di rinforzo con diatoni artificiali realizzati con materiali fibrorinforzati, una tecnica di consolidamento realizzata mediante connettori iniettati.

2.2 Aderenza muratura composito

Le sperimentazioni che riguardano questa tematica comprendono diverse tipologie di prova. Sono infatti legate al diverso comportamento del materiale in base alle forze applicate su di esso, siano esse normali o tangenziali alla direzione della fibra. Anche l'applicazione stessa del rinforzo, utilizzato per scopi differenti (a fasce, esternamente, oppure come diatono artificiale nella sezione muraria), risulta fondamentale nel set up di prova. L'efficacia dei compositi dipende dal legame tra il composito e il substrato; la disomogeneità di tali materiali rende il comportamento dell'interfaccia molto complesso, ma al tempo stesso uno degli aspetti più importanti da analizzare.

2.2.1 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni perpendicolari alla direzione della fibra

La separazione di materiali fibrorinforzati da un substrato in muratura, con la conseguente perdita della funzione di consolidamento, si manifesta generalmente con il fenomeno del distacco. Il fenomeno del distacco, riconosciuto come una comune tipologia di rottura, è stato ampiamente studiato in questi ultimi anni. Sono state condotte vaste sperimentazioni, al fine di caratterizzare il comportamento di interfaccia tra muratura e composito. Applicando un carico di trazione perpendicolare all'interfaccia di muratura rinforzata, si può ottenere una buona stima

dello sforzo normale. Questo è possibile tramite lo svolgimento di una prova, oggi standardizzata, chiamata prova di pull-off.

La prova di pull-off viene comunemente realizzata sia in sito che in laboratorio, a causa delle semplici modalità di esecuzione. Alcune norme e regolamenti hanno permesso di rendere questa prova standard, mediante un'esaustiva spiegazione delle fasi da seguire e dei risultati da raggiungere. In America è stata prodotta l'ASTM C1583 (2004), denominata "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)", che permette di determinare: lo sforzo di trazione del substrato in prossimità della superficie come indicatore dell'adeguata preparazione della superficie prima dell'applicazione del materiale di rinforzo, la tensione di adesione e lo sforzo di trazione del materiale composito (fibre e matrice) dopo l'applicazione al substrato. Nella norma vengono introdotte le modalità e gli apparecchi di prova, con le relative tolleranze (i dischi di acciaio proposti devono avere un diametro nominale di 50 mm e spessore di 20-25 mm). Vengono indicati i materiali di utilizzo, la preparazione dei provini e la procedura del test, compresi i dati necessari da esibire nel report finale. Sebbene il testo sia stato prodotto per i substrati in calcestruzzo, esso può essere trasposto su altri materiali e superfici come le murature e le malte da intonaco (si veda UNI-EN 1015-12 (2002): "Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno"); le modalità di prova sono state adattate, introducendo nuovi strumenti di taglio (come tazze diamantate) e diverse tipologie di rottura. Le 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", redatte dal Consiglio Nazionale delle Ricerche come revisione della precedente CNR DT-200 (2004), identificano i pull-off come prove semi-distruttive di strappo normale, indicative per la caratterizzazione meccanica del sistema di rinforzo messo in opera. Il tipo e la numerosità delle prove da eseguire devono essere commisurati all'importanza dell'intervento, i tagli lungo i bordi devono essere realizzati mediante appositi strumenti (fresa cilindrica retta) che non vadano a danneggiare il provino e incidano il substrato per almeno 2 mm, e dei giunti sferici possono essere utilizzati come presidi per mantenere l'ortogonalità della direzione di applicazione della forza. La tensione di picco allo strappo non deve essere inferiore a 0.9 MPa, nel caso di elementi in c.a., per quanto riguarda l'80% delle prove; nel caso di murature, non deve essere inferiore al 10% della resistenza (media) a compressione del supporto. Inoltre la superficie di strappo deve essere contenuta all'interno del substrato e non coincidere con l'interfaccia composito-substrato.

Nonostante la forte presenza di regolamenti, che descrivono in modo compiuto queste tipologie di prova, in letteratura questi test risultano scarsamente documentati. Alcune sperimentazioni sono state condotte e descritte da Matana *e altri* (2005a), Castori (2007) e Stievanin (2012), che hanno testato alcuni elementi solidi in calcestruzzo; Basilio (2007) ha realizzato alcuni test su prismi in muratura, introducendo quindi una porzione di giunti di malta all'interno della zona di controllo. Da queste prime esperienze, emerge la presenza di diversi parametri, discriminanti nello studio del comportamento locale e globale delle strutture. Questi comprendono le tipologie di rinforzo utilizzato, inclusa la scelta della matrice e lo studio delle specifiche caratteristiche meccaniche (e rigidità), il substrato prescelto per la

sperimentazione e il giunto di malta nel caso di prismi di muratura, lo studio della durabilità (esposizione a fattori ambientali come temperatura e umidità, degrado naturale e artificiale) e delle modalità di rottura. Le seguenti sperimentazioni, presentate a partire dal 2008, tentano di ricomprendere questi diversi aspetti, significativi per lo studio di un comportamento realistico dei materiali ed esplicativi dei fenomeni alla base del presente studio.

Olivito e Zuccarello (2008) hanno condotto prove di pull-off su edifici in mattoni e pietra naturale, effettuando un controllo di qualità sulle applicazioni di fibrorinforzati, secondo le linee guida CNR DT-200 (2004). I test sono stati condotti in sito (Figura 2.1), su 8 edifici nel Sud Italia, nei pressi dell'Università della Calabria. I compositi utilizzati erano composti da fibre unidirezionali, di 325 g/m^2 , e sono stati impregnati in loco con resine epossidiche. Le strisce di FRP applicate presentano uno spessore equivalente di 0.174 mm e di 0.114 mm, rispettivamente per quelle di carbonio e di vetro. Lo spessore finale, comprendente matrice e rinforzo, è risultato di 3.2 mm. I dati tecnici e le proprietà meccaniche sono state fornite dai produttori:

- modulo elastico a trazione delle fibre di carbonio: 230 GPa;
- tensione a trazione delle fibre di carbonio: 4510 MPa;
- modulo elastico a trazione delle fibre di vetro: 71 GPa;
- tensione a trazione delle fibre di vetro: 2900 MPa;
- tensione di adesione della resina epossidica: 2.07 MPa.

Per l'esecuzione delle prove, sono stati utilizzati dei dischi circolari di acciaio con un diametro di 75 mm. I risultati, espressi in MPa, sono riportati in Figura 2.2. Durante la sperimentazione è stato impossibile valutare direttamente le proprietà della muratura; sono stati così seguiti i codici nazionali: i valori considerati per la compressione sono stati di 2 Mpa per la pietra e 12 MPa per i mattoni. Le prove hanno raggiunto in tutti i casi i livelli di forza minimi suggeriti dalla CNR, con rotture che si sviluppano sulla superficie del substrato per ogni tipologia di fibra utilizzata.

Alcune prove termografiche effettuate su strisce applicate sulle superfici degli edifici in pietra e mattoni hanno rivelato una perfetta qualità di esecuzione, utile per la validazione dei dati ottenuti dai test semi-distruttivi.

Borri *e altri* (2009a) hanno condotto alcune prove sperimentali, sia in sito che in laboratorio, sul controllo dell'applicazione di materiali compositi su strutture in muratura, con particolare attenzione alla resistenza di adesione a sforzi di trazione perpendicolari alle fibre. Si rivela inoltre un notevole interesse per la durabilità, in ambienti aggressivi, di compositi in fibra di acciaio immersi in matrice cementizia. Su di un edificio (località Forcatura), consolidato tramite cerchiatura con fasce di FRP in fibra di carbonio, disposte su uno strato di allettamento in malta cementizia, spessore 10 mm, sono state condotte delle prove di pull-off, per valutare l'adesione al supporto come tipologia più frequente di crisi. Le prove di strappo normale sono state eseguite su 12 provini, su una porzione di edificio esposta maggiormente all'azione degli agenti atmosferici. I test sono stati condotti in accordo alla UNI-EN 1542 (2000) (Figura 2.3).

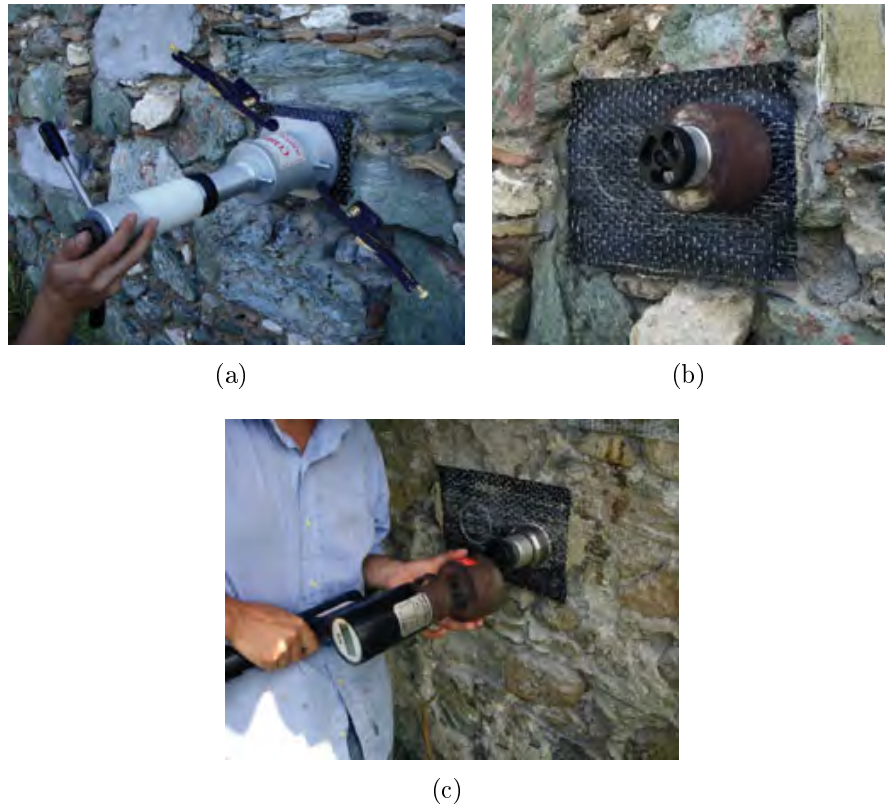


Figura 2.1: Prove di pull-off su un edificio di muratura in pietra: (a) incisione di FRP e substrato, (b) applicazione del tassello in acciaio, (c) esecuzione della prova (Olivito e Zuccarello, 2008)

Pull-off stress (MPa)						
Support compressive strength (MPa)	Glass fibres			Carbon fibres		
	Test no. 1	Test no. 2	Test no. 3	Test no. 1	Test no. 2	Test no. 3
12	1.36	—	—	0.77	—	—
2	0.34	0.30	0.86	0.91	1.27	1.30
2	0.41	1.11	1.41	1.48	1.23	1.14
2	0.73	0.91	1.07	2.09	1.52	0.80
12	1.84	—	—	1.23	0.00	—
2	1.86	1.66	—	1.50	0.64	—
2	2.20	0.73	—	1.07	1.27	—
2	1.70	1.14	—	0.66	1.36	—

Figura 2.2: Risultati delle prove di pull-off (Olivito e Zuccarello, 2008)



Figura 2.3: Pull-off test: (a) tasselli circolari; (b) esecuzione della prova (Borri e altri, 2009a)

I risultati delle prove di strappo normale (Figura 2.4) indicano che il valore medio della tensione di picco è di 0.56 MPa, con una deviazione standard di 0.36 MPa, frutto di un'elevata dispersione. Nel 40% dei provini, la rottura ha coinvolto il distacco della superficie esterna del supporto, mentre nel 60% la crisi ha coinvolto l'interfaccia composito/substrato. Prima dell'esecuzione delle prove, è stata ricavata una stima della resistenza a compressione della muratura, di 10.5 N/mm^2 (NTC, 2008). Da ciò deriva che, secondo la CNR, i risultati non rientrano nei limiti imposti (almeno l'80% delle prove avrebbe dovuto fornire una tensione superiore a 1.05 N/mm^2).

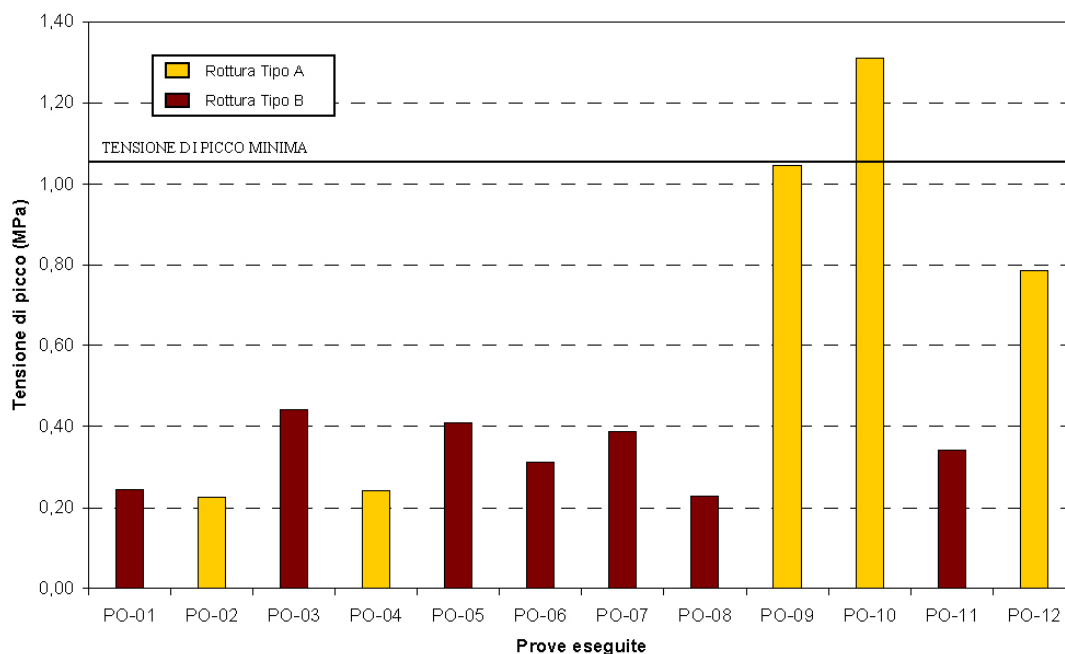


Figura 2.4: Pull-off test: rappresentazione grafica dei risultati (Borri e altri, 2009a)

Oliveira e altri (2011) hanno trattato il comportamento a trazione di prismi di muratura rinforzati esternamente con fibrorinforzati. Si è cercato di replicare la muratura antica di mattoni, utilizzando basse caratteristiche di resistenza e malte

a base di calce per i giunti. I compositi utilizzati, orientati perpendicolarmente ai giunti di malta, sono stati applicati secondo la procedura di layup bagnato. Le caratteristiche meccaniche dei materiali, calcolate secondo gli standard ISO 527-2 (1996), sono presentate in Figura 2.5. I tessuti di rinforzo scelti comprendono fibre di carbonio unidirezionali (densità di massa 0.20 kg/m^2) e fibre di vetro bidirezionali (densità di massa 0.44 kg/m^2). Le due tipologie sono state messe a confronto. La scelta del substrato è ricaduta su 2 diversi mattoni portoghesi tradizionali e su una malta idraulica premiscelata a base di calce. I prismi sono stati preparati con i due diversi tipi di mattoni. Nel primo caso, la resistenza media a compressione raggiunta è di 8.8 N/mm^2 (c.o.v. 27%), con un modulo elastico medio di 1300 N/mm^2 (c.o.v. 39%); nel secondo caso, la compressione media raggiunta è di 9.1 N/mm^2 (c.o.v. 16%), con un modulo elastico medio di 2040 N/mm^2 (c.o.v. 34%).

Material	Tensile parameters		Young's modulus (kN/mm^2)
	Stress (N/mm^2)	Strain (%)	
Primer	5.9 (3%)	4.76 (12%)	0.32 (10%)
Putty	32.2 (3%)	0.44 (7%)	7.44 (2%)
Resin	48.6 (9%)	1.91 (16%)	3.67 (8%)
Glass fibers	1,473 (15%)	3.66 (12%)	80.2 (4%)
Carbon fibers	2,535 (5%)	2.42 (9%)	215.6 (2%)

Note: Average value of five specimens; the COV is provided inside the parentheses.

Figura 2.5: Parametri di trazione e moduli di Young per materiali leganti ed FRP (Oliveira e altri, 2011)

Mediante una serie di prove di pull-off, è stato possibile ottenere una buona stima della resistenza a trazione nell'interfaccia FRP/muratura. Le aree circolari utilizzate per la prova presentano un diametro di 49 mm e profondità di 10 mm. I provini sono stati centrati in modo da comprendere 2/3 dei mattoni e 1/3 di malta, coinvolgendo quest'ultima nei parametri di valutazione. Le prove, eseguite con una velocità costante di 20 kPa/s , seguono le linee guida ASTM D4541 (2009). La Figura 2.6 mostra i risultati per le 4 combinazioni di muratura e rinforzi. Le prove risultano indipendenti dal tipo di materiale, evidenziando una rottura con asportazione di un sottile strato di muratura e malta. La resistenza a trazione dipende fortemente dalle caratteristiche del substrato, elemento più debole. I due tipi di mattoni possiedono una resistenza a trazione simile, provocando le medesime tipologie di rottura.

Panizza e altri (2009) hanno analizzato il comportamento dei mattoni di argilla, a cui sono stati applicati dei materiali compositi. Lo studio riguarda il meccanismo di distacco locale dal rinforzo, secondo sollecitazioni perpendicolari alla superficie (Figura 2.7). Il fenomeno risulta critico nel caso di strutture in muratura curve (archi e volte) rinforzate con compositi applicati all'intradosso. Gli elementi utilizzati comprendono mattoni estrusi e faccia-vista; fibre di carbonio e di vetro sono state applicate con l'uso di resina epossidica. I test eseguiti sui mattoni di argilla sono di 4 tipi: una prova di piegatura su tre punti dell'elemento intero, per misurare la resistenza a flessione, una prova di compressione o di trazione indiretta e una

Masonry type	Fiber type	Tensile strength (N/mm ²)
MT1	Glass	1.1 (18%)
	Carbon	1.2 (27%)
MT2	Glass	1.2 (20%)
	Carbon	1.3 (22%)

Note: Average value of five specimens; the CoV is provided inside the parentheses.

Figura 2.6: Pull-off test: risultati (Oliveira e altri, 2011)

prova di pull-off sulle due superfici maggiori della porzione di mattone ottenuta dalla rottura per flessione, coperta da materiale composito.

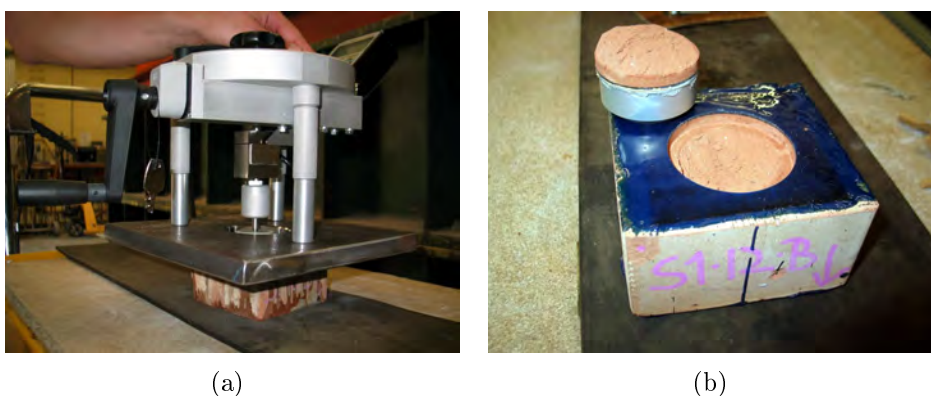


Figura 2.7: Esecuzione della prova di pull-off (a), rottura del substrato (b) (Panizza e altri, 2009)

Le modalità di rottura ottenute durante le prove di pull-off (Figura 2.8) sono di diverso tipo, secondo la norma ASTM C1583 (2004). I risultati comprendono 112 prove di pull-off: 14 provini rinforzati con fibre di carbonio, senza l'applicazione di uno strato di primer, 80 provini rinforzati con fibre di carbonio e 18 con fibre di vetro, con l'applicazione di uno strato di primer.

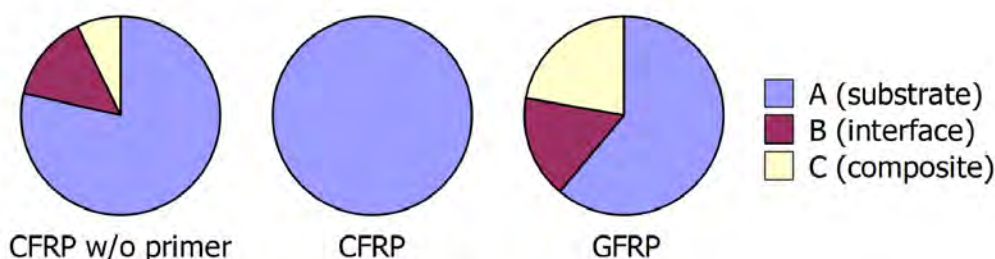


Figura 2.8: Modalità di rottura osservate durante le prove di pull-off (Panizza e altri, 2009)

I risultati mostrano che le fibre di vetro tendono a rompere entro lo strato di rinforzo, diversamente dai CFRP; l'assenza di uno strato di primer provoca rotture indesiderate. Dalle Figure 2.9 e 2.10 non si nota una chiara correlazione

tra la resistenza di pull-off e quella a flessione, anche se risulta evidente come i mattoni estrusi si comportino diversamente da quelli faccia-vista. Si possono fare osservazioni simili nel rapporto con la resistenza a trazione indiretta: il tipo di fibre e l'assenza di primer interessano le modalità di rottura, ma non il carico. Nel confronto con la resistenza a compressione, si può invece determinare una correlazione pressoché lineare.

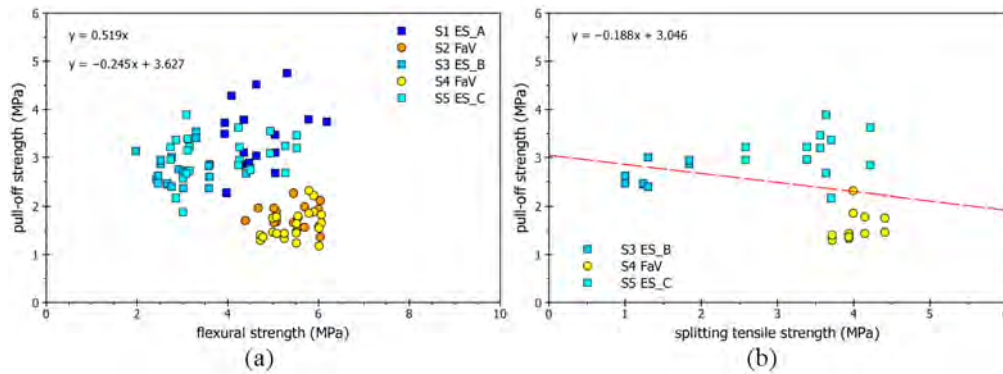


Figura 2.9: Confronto della resistenza di pull-off con la resistenza a flessione (a) e con la resistenza a trazione indiretta dei mattoni (b) (Panizza e altri, 2009)

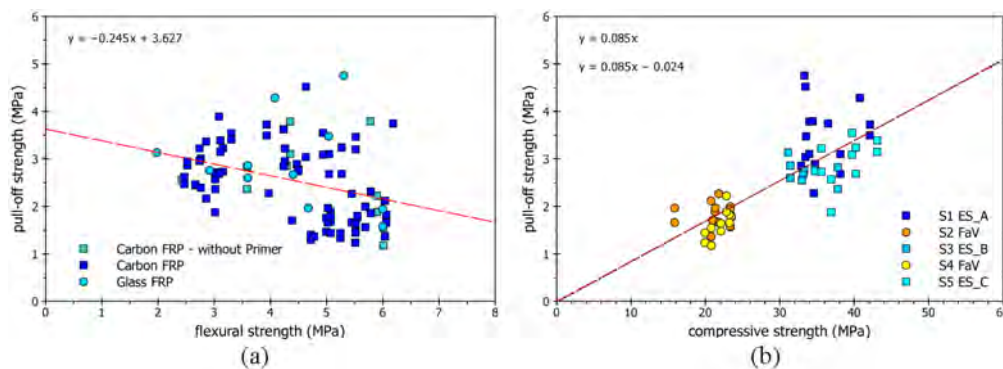


Figura 2.10: Confronto della resistenza di pull-off con la resistenza a flessione (a) e con la resistenza a compressione dei mattoni (b), tenendo conto del tipo di fibra e dell'assenza dello strato di primer (Panizza e altri, 2009)

Girardello (2012) ha svolto una campagna sperimentale incentrata su rinforzi in fibra di acciaio a matrice inorganica applicati a mattoni pieni. Sono state condotte delle prove locali di adesione su diversi sistemi di rinforzo, realizzati accoppiando 8 diverse matrici inorganiche (cementizie, magnesiache e a base di calce idraulica naturale) con fibre di basalto, carbonio e acciaio. In totale sono state realizzate 198 prove di pull-off, delle quali: 28 su mattone non rinforzato, 140 su fibre di acciaio (con diversa densità e matrice), 10 su reti apprettate in carbonio e 20 su reti in basalto (apprettate o secche).

Le resistenze nominali a trazione delle prove di pull-off sono riportate in Figura 2.11 e 2.12. Le tensioni sono state quindi confrontate con due valori di riferimento: la resistenza a pull-off misurata direttamente sul substrato e il 10% della resistenza a compressione del mattone, pari alla resistenza a trazione. L'analisi delle modalità

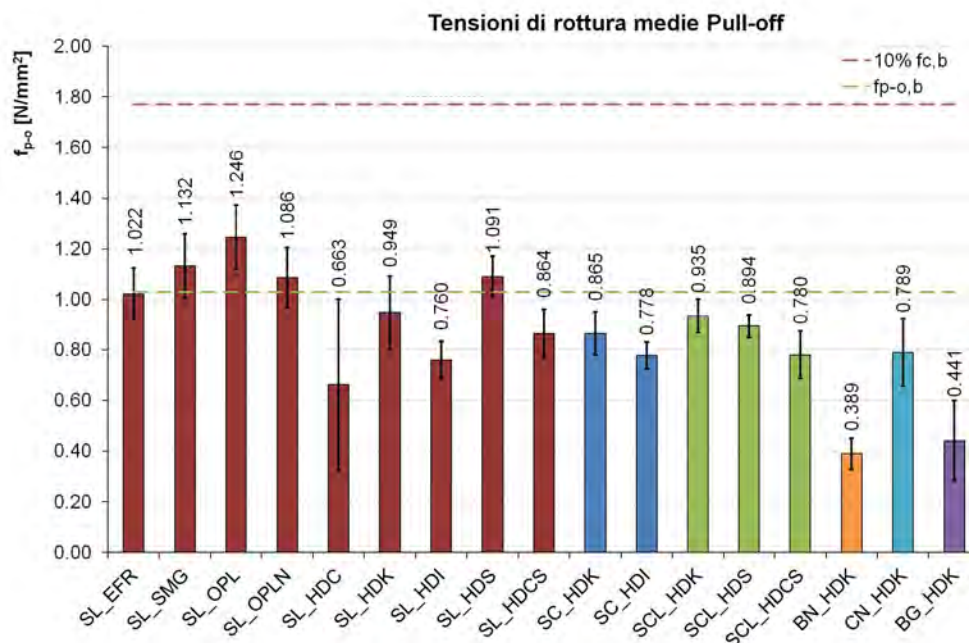


Figura 2.11: Confronto tensioni medie prove di pull-off, mediate su dieci provini (Girardello, 2012)

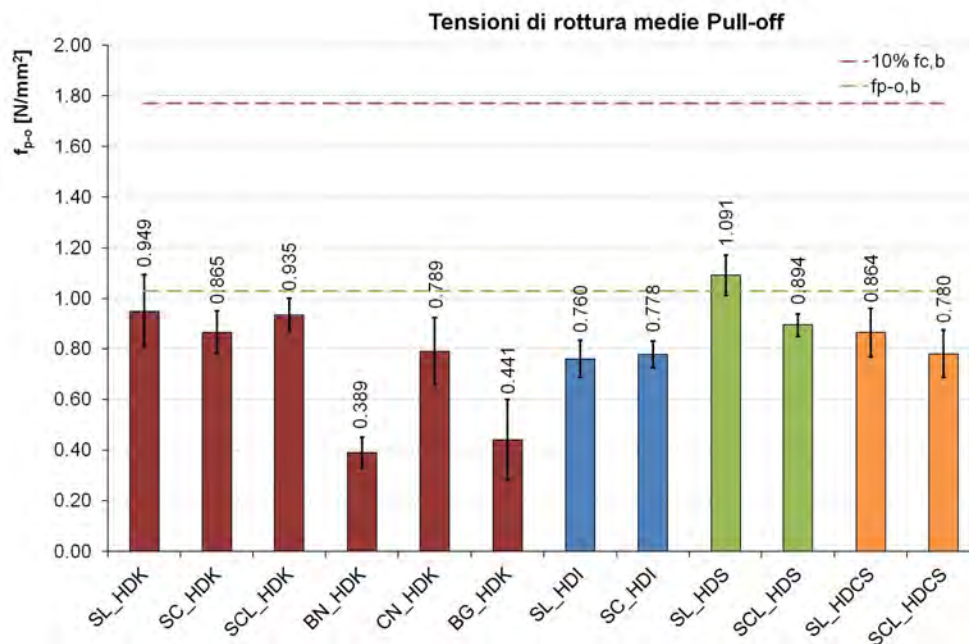


Figura 2.12: Confronto tensioni medie di pull-off, con matrici a base di calce idraulica naturale, mediate su dieci provini (Girardello, 2012)

di rottura identifica rotture interne al supporto per più del 60% dei casi; i rinforzi con rete in basalto evidenziano delle problematiche dovute ad aspetti chimico-fisici e di impregnazione con malte inorganiche. I risultati indicano che il limite di accettazione dato dalla CNR DT-200 R1 (2013) non è mai stato avvicinato (resistenza a trazione del mattone), evidenziando un possibile scostamento tra il valore reale e il parametro del 10% di $f_{c,b}$.

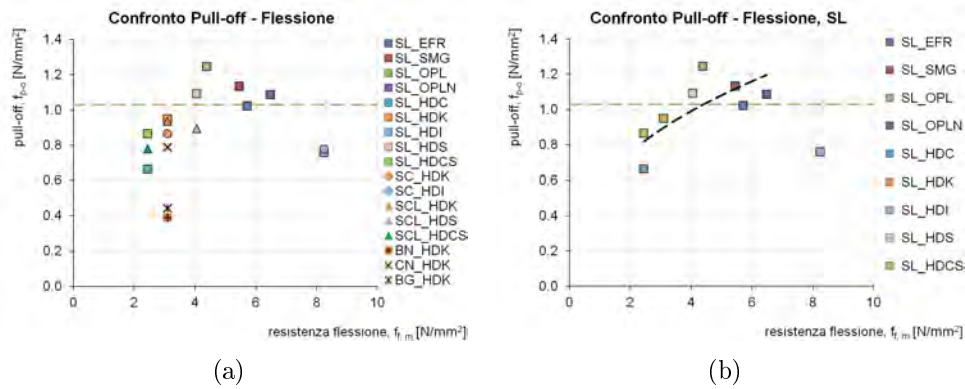


Figura 2.13: Confronto tensioni di pull-off con resistenza a flessione matrici inorganiche (Girardello, 2012)

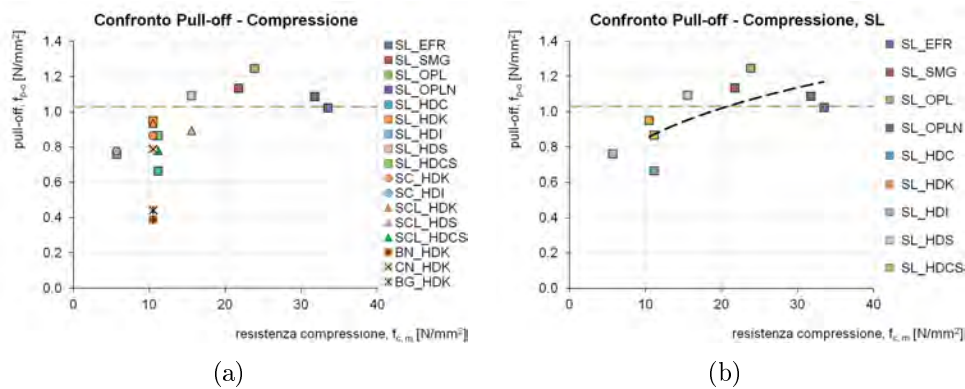


Figura 2.14: Confronto tensioni di pull-off con resistenza a compressione matrici inorganiche (Girardello, 2012)

Le tensioni medie ottenute dalle prove di pull-off sono state confrontate con le caratteristiche meccaniche delle malte (resistenza a flessione e compressione): a parità di matrice e di supporto, il materiale e la tessitura giocano un ruolo fondamentale (Figure 2.13 e 2.14). Mantenendo variabile la sola matrice inorganica, si osserva una tendenza che può essere espressa tramite una regressione di potenza. Il confronto con il modulo elastico non risulta altrettanto evidente. La resistenza media del solo mattone, di 1.03 MPa, può essere superata utilizzando matrici con resistenza a compressione relativamente maggiore di 15 MPa. Anche il confronto con gli shear test (effettuati nel corso della sperimentazione) può essere descritto tramite una regressione di potenza: i risultati dipendono maggiormente dalle caratteristiche meccaniche delle fibre (Figura 2.15). Il paragone risulta comunque di

difficile interpretazione, a causa delle diverse modalità di rottura riscontrate (viene registrato un indice di efficienza).

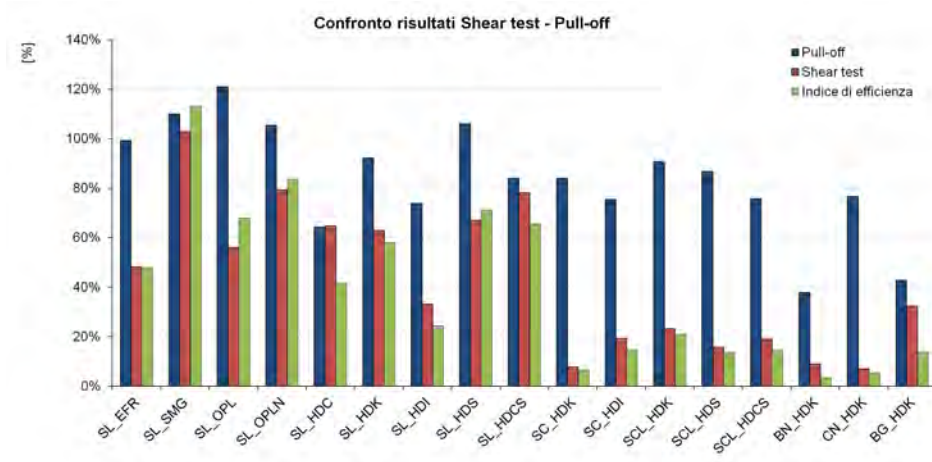


Figura 2.15: Confronto risultati pull-off, shear test e indicatore di efficienza (Girardello, 2012)

La fase di applicazione dei compositi risulta di fondamentale importanza, poiché può portare ad un'elevata variabilità dei risultati, diversamente dal caso di impiego delle resine epossidiche. L'intaglio può essere eseguito con apposita tazza circolare diamantata in presenza di fibre d'acciaio, mentre devono essere realizzati intagli ottagonali (tramite smerigliatrice) in presenza di fibre sottili sciolte. Le prove di pull-off hanno consentito la determinazione della corretta tessitura delle fibre, per garantire il migliore aggrappo con le matrici inorganiche. Rappresenta una prova complementare agli shear test.

Allen e Atadero (2012) hanno studiato il comportamento di adesione degli FRP, a 8 anni dal consolidamento di un ponte ad arco in calcestruzzo. Per valutare la durabilità si sono scelte alcune tecniche, come ispezioni visive, test sonici e termografici, utili a individuare aree dei vuoti e difetti visibili. I pull-off, eseguiti in loco, hanno testato l'adesione facendo attenzione alla scelta delle posizioni adeguate e maggiormente influenzate dai fenomeni meteorologici (sono state scelte le basi delle arcate). Per le prove di pull-off, è essenziale che i compositi siano ben aderenti al supporto in calcestruzzo, per trasferire le sollecitazioni. L'esecuzione ha seguito le procedure fornite dagli standard ASTM. La resistenza a trazione del calcestruzzo è approssimativamente da 1/7 a 1/10 di quella a compressione, limitando la prova di pull-off: ogni rottura che non avvenga all'interfaccia con il calcestruzzo è indesiderata e viene scartata. Le modalità di rottura sono infatti differenti e possono sopraggiungere in zone diverse. La sperimentazione è stata effettuata in punti diversi rispetto alle prove eseguite al momento dell'installazione, e questo complica il confronto dei test. La resistenza minima ammissibile (ACI) è di 1.38 MPa. Nel corso degli 8 anni, il degrado ha portato ad una casistica di rotture più ampia, non comprendente solo quella ideale (Figura 2.16). La forza di pull-off ha una tendenza alla diminuzione, con alcuni valori che cadono al di sotto del valore di prescrizione.

I risultati dei pull-off possono variare notevolmente nella stessa zona, creando difficoltà nel confronto dei dati. Anche la preparazione del provino può influire sul

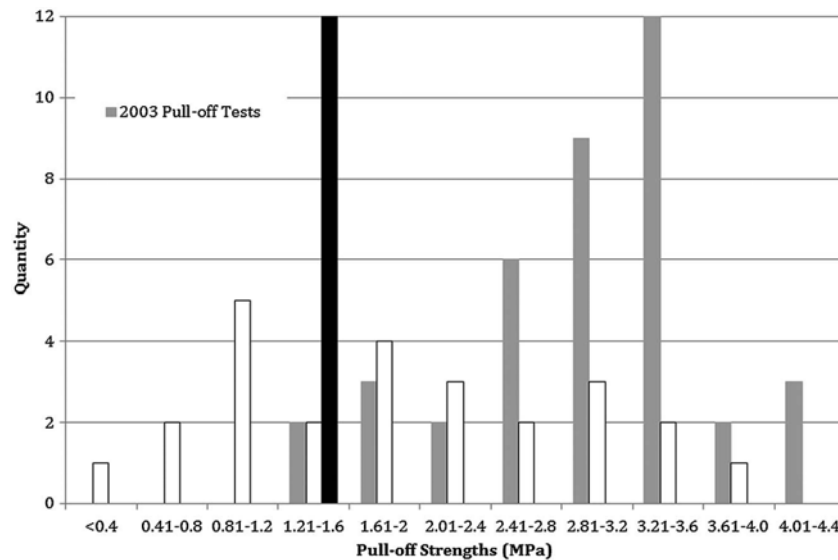


Figura 2.16: Istogramma della resistenza di pull-off dal 2003 al 2011 (Allen e Atadero, 2012)

test; si consideri a tal proposito la presenza di diverse raccomandazioni a riguardo, che propongono metodologie differenti. Il danneggiamento del materiale risulta però coerente con le rotture di pull-off ottenute, anche se non è chiaro quale sia il materiale in fase di deterioramento: il substrato, la resina o la fibra. Le prove hanno mostrato una perdita di adesione, con forze di trazione inferiori ai valori di progetto.

Ghiassi *e altri* (2013) indagano gli effetti dell'umidità sul comportamento di adesione della muratura in mattoni rinforzata con CFRP e GFRP. L'esposizione all'umidità assume un ruolo importante nella durabilità, riducendo la forza di adesione degli FRP e modificando le modalità di rottura da coesive ad adesive. Anche la resina ne risulta influenzata, modificando il comportamento di adesione. L'effetto degradante varia con le proprietà dei materiali, i trattamenti superficiali e le configurazioni di prova. I mattoni di argilla, con bassa resistenza a compressione, sono stati rinforzati con fibre di vetro e immersi in acqua deionizzata per 24 settimane dopo la fase di incollaggio. Delle prove sono state eseguite sui materiali per ottenerne le proprietà meccaniche, sui materiali originali e poi su quelli esposti all'umidità (Figura 2.17), ottenendo una diminuzione del 25% sulla resistenza a compressione dei mattoni, ed una analoga sulla resistenza a trazione della resina epossidica. I campioni sono stati preparati secondo la procedura di layup bagnato, normalizzando lo spessore secondo la norma ASTM D7565 (2010).

Le prove di pull-off sono state eseguite per un numero di 5 durante ogni periodo di immersione, pur rappresentando solo il comportamento locale del composito. Sono state seguite le indicazioni della norma ASTM D4541 (2009); applicando un incremento di forza di 20 kPa/s, la rottura si è verificata nell'arco di 1 minuto.

I test (Figura 2.18) denotano una progressiva diminuzione della forza di adesione, del 56% dopo 24 settimane di esposizione. La modalità di rottura, di tipo coesivo, è rimasta però costante durante la sperimentazione. I risultati dipendono dalle condizioni locali dei campioni, e non danno informazioni utili a valutare il

		Average	CoV (%)
<i>Masonry brick</i>			
Compressive strength	f_{cb} (MPa)	9.1	15.7
Flexural tensile strength	f_{tb} (MPa)	1.5	24.6
Elastic modulus	E_b (GPa)	1.7	21.4
<i>GFRP coupons</i>			
Tensile strength	f_{tf} (MPa)	1250	15.0
Elastic modulus	E_f (GPa)	79.2	6.8
Ultimate deformation	ε (%)	1.9	20.2
<i>Epoxy resin</i>			
Tensile strength	f_{tm} (MPa)	53.8	9.7
Elastic modulus	E_m (GPa)	2.5	9.5
Glass transition temperature (four specimens only)	T_g (C)	70.0	3.2
<i>Primer</i>			
Tensile strength	f_{tm} (MPa)	34.4	11.1
Elastic modulus	E_m (GPa)	2.4	6.1

Figura 2.17: Proprietà dei materiali (medie su 5 provini) (Ghiassi e altri, 2013)

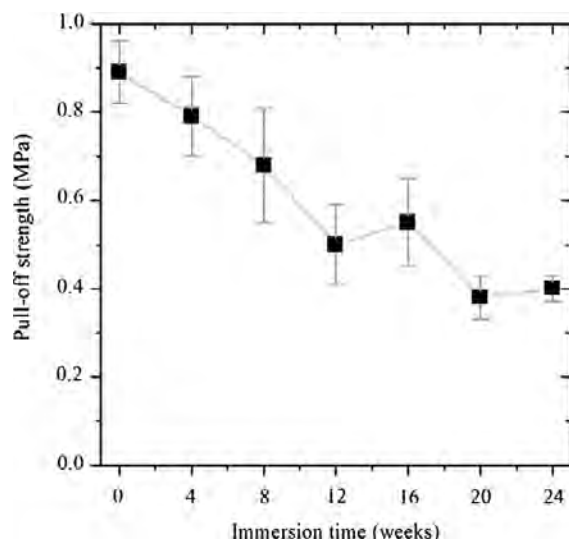


Figura 2.18: Andamento della forza di adesione a pull-off con il tempo di immersione dei provini (Ghiassi e altri, 2013)

legame di aderenza: sono proporzionali alla perdita di caratteristiche meccaniche dei singoli materiali, significativa nel corso delle 24 settimane.

2.2.2 Comportamento di interfaccia nel caso di azioni tangenziali alla direzione della fibra

Il comportamento di elementi strutturali rinforzati esternamente con materiali compositi, ha come fattore chiave il fenomeno della delaminazione del composito dal supporto. Il legame di aderenza risulta essere uno degli aspetti fondamentali da analizzare, anche se l'anisotropia e la disomogeneità dei materiali coinvolti rende il processo molto articolato e di difficile interpretazione. Durante l'ultimo decennio, l'aderenza dei materiali compositi è stata notevolmente investigata. Applicando un carico assiale rispetto alle fibre applicate, si è cercato di caratterizzare il comportamento di esercizio, al fine di generare uno stato di tensione nel sistema che può essere espresso come puro sforzo di taglio. Per fare questo sono stati proposti differenti layout di prova, che rientrano nella categoria di prove denominate *shear test*.

Per quanto concerne l'utilizzo dei materiali compositi, sono oggi disponibili diverse linee guida e raccomandazioni: CNR DT-200 (2004) in Italia, fib Bulletin 14 (2001) in Europa e ACI 440.2R-08 (2008) e ACI.3R-12 (2012) negli Stati Uniti. Tali normative riguardano principalmente l'utilizzo dei compositi tradizionali a matrice epossidica (FRP), mentre i nuovi materiali compositi introdotti in questi ultimi anni (fibre di acciaio...) e matrici come quelle inorganiche non sono state prese in considerazione. Inoltre, come materiale di supporto, viene indicato solamente il calcestruzzo. Solo la recente CNR DT-200 R1 (2013) raccoglie i primi regolamenti sul comportamento dei compositi (pur sempre tradizionali) applicati alle murature. Il controllo di qualità del sistema di rinforzo viene affidato a prove semi-distruttive di strappo a taglio, utile per l'accertamento dell'incollaggio e della preventiva preparazione del supporto. Il regolamento descrive una semplice modalità di prova, eseguita in sito, senza meglio precisare gli aspetti teorici di calcolo e fornire uno standard valevole nella maggior parte dei casi. L'esecuzione richiede uno spigolo libero della muratura e la prova può essere di tipo "diretto" o "indiretto" (Figura 2.19). Il parametro di riferimento indicativo è la lunghezza della porzione di FRP incollato, non inferiore a 200 mm nel caso di strutture in c.a. e a 150 mm nel caso di strutture murarie. La prova diviene accettabile nel caso in cui almeno l'80% dei campioni fornisca una forza di strappo di intensità non inferiore all'85% del valore della forza di progetto massima.

La mancanza di uno standard comprovato e l'importanza dello studio sul legame di aderenza, ha reso tale problematica largamente discussa in letteratura. Diversi setup di prova sono stati realizzati, quasi esclusivamente in laboratorio, con lo scopo di creare uno stato tensionale di taglio. Tra le varie possibilità, alcune tipologie di prova vengono utilizzate nella maggior parte dei casi: single-lap pull-pull shear test, single-lap push-pull shear test, double-lap pull-pull shear test, double-lap push-pull shear test e beam-type test. Nakaba *e altri* (2001) e Yao *e altri* (2005) hanno presentato una serie di esperienze tramite l'utilizzo delle metodologie citate (Figure 1.24 e 1.25), al fine di raccogliere dati e analizzare il comportamen-

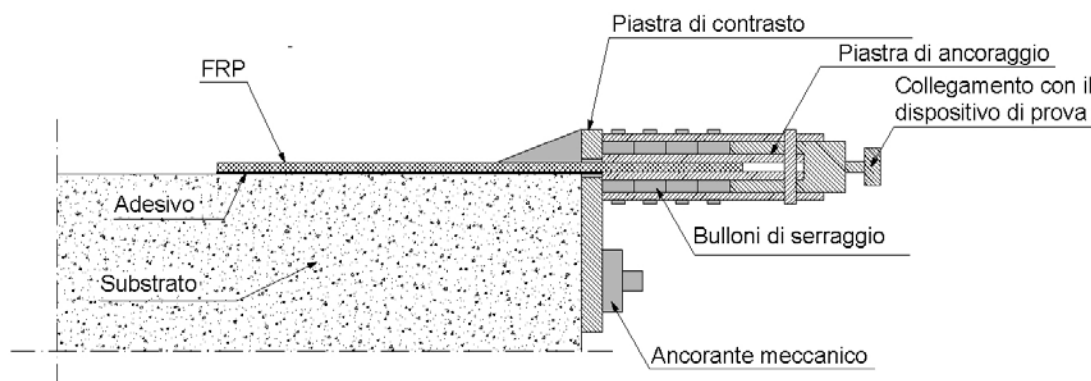


Figura 2.19: Prova di strappo a taglio di tipo "diretto" (CNR DT-200 R1, 2013)

to reale dei compositi, proponendo nuovi modelli di riferimento. La ricerca di un metodo standard è stata investigata anche dal Comitato Tecnico Rilem 223-MSM (Masonry Strengthening with Composite Materials), attraverso lo studio di alcuni setup proposti in Figura (Valluzzi *e altri*, 2012).

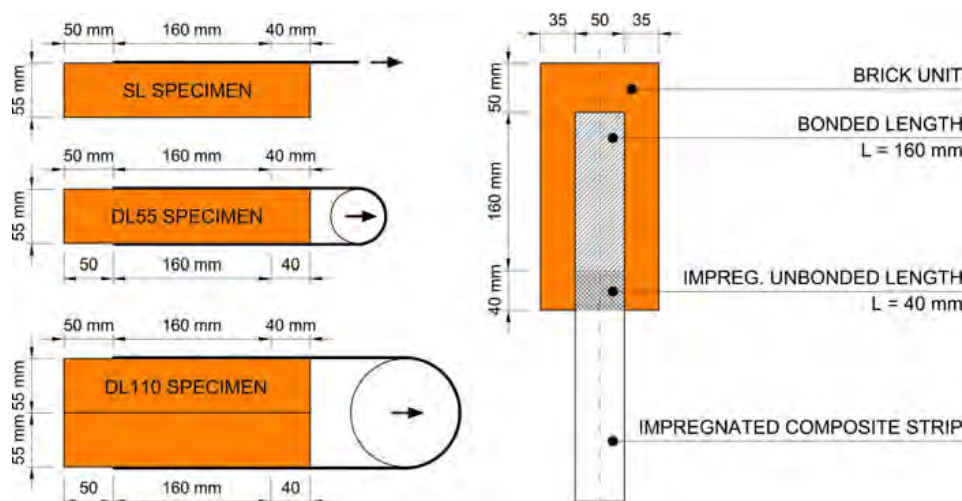


Figura 2.20: Geometria dei provini setup di Single-lap e Double-lap Shear Test (Valluzzi *e altri*, 2012)

Numerosi studi sperimentali e teorici hanno indagato l'adesione di FRP su calcestruzzo, mentre solo negli ultimi anni la ricerca si è concentrata anche sull'aderenza tra FRP e muratura. Il campo d'indagine è ad oggi molto esteso, data la numerosa varietà di supporti e materiali di rinforzo. Panizza (2010) e Stievanin (2012), hanno raccolto un breve stato dell'arte sulle sperimentazioni che utilizzano il cemento come materiale di supporto, in base al tipo di prova utilizzato (Taljsten (1997), Lee *e altri* (1999), De Lorenzis e Zavarise (2008), Camli e Binici (2007), Mazzotti *e altri* (2009)). I setup sono riconducibili a Single-lap o Double-lap Shear Test, anche se possono essere conosciuti con nomi differenti, come Direct (Single-lap o Double-lap) Shear Test (Matana *e altri*, 2005b), Shear Tearing Test e Double-shear Push Test o Near-end Supported Double-shear Test (Yao *e altri*, 2005). In tal caso, due strisce di rinforzo, connesse simmetricamente al supporto, vengono messe in

tensione per creare degli sforzi di taglio all'interfaccia, mentre il substrato è soggetto a sforzi di compressione (con il carico assunto equamente distribuito sulle due strisce). Le sperimentazioni proposte in seguito mostrano l'evoluzione degli ultimi anni sullo studio dell'aderenza, nel caso di supporti in calcestruzzo.

Il comportamento di compositi SRG è affrontato in Castori (2007), attraverso prove di delaminazione su sedici provini costituiti da nastri di fibre di acciaio. In Huang *e altri* (2005) sono state valutate sperimentalmente le proprietà degli SRP e confrontato queste proprietà con equazioni micro-meccaniche, per determinare se tali equazioni erano adatte per la previsione delle costanti del materiale. Per comparare l'aderenza di CFRP e SRP al supporto sono state eseguite prove a trazione (Mitiolidis *e altri*, 2008), in cui strisce dei due compositi sono state incollate a prismi di calcestruzzo per la misurazione delle tensioni di aderenza. Di Tommaso *e altri* (2008) presentano prove di trazione diretta su blocchi in c.a. rinforzati con un composito di fibre in PBO (applicato con matrice cementizia): l'interfaccia di delaminazione utilizzata per studiare le resistenze, corrisponde a quella tra fibre e matrice, a causa del collasso per sfilamento delle fibre all'interno della matrice.

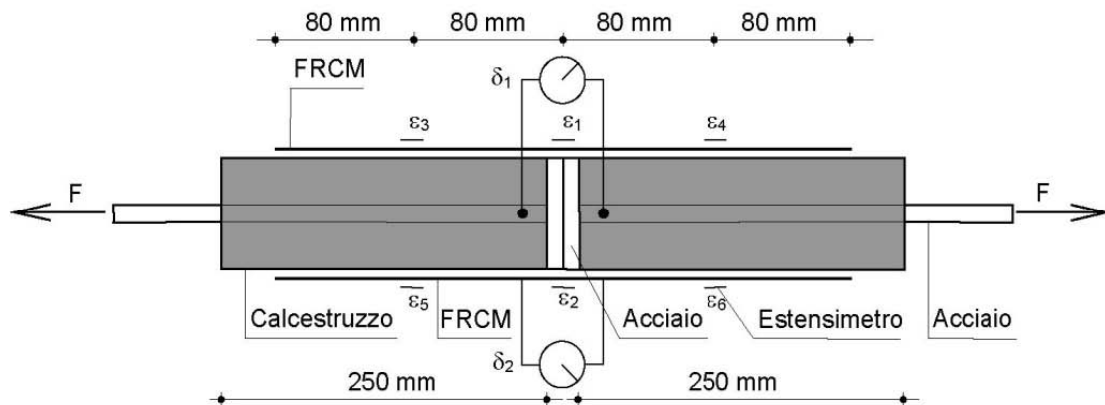


Figura 2.21: Prove di trazione PBO-CFRM su calcestruzzo (Di Tommaso *e altri*, 2008)

Matana *e altri* (2005b) presentano una valutazione sul legame di aderenza con SRP/SRG, utilizzando come variabili il tipo di rinforzo, la rugosità superficiale del calcestruzzo (preparazione tramite idrogetto) e la lunghezza di aderenza. I compositi, formati da corde in acciaio, sono stati incorporati in resina epossidica o malta cementizia (Figura 2.22). Gli SRP si sono dimostrati più efficienti degli SRG, favorendo una maggiore capacità flessionale e a taglio. Per le prove di taglio diretto, sono stati utilizzati 24 set di 2 blocchi non armati in calcestruzzo (191 x 191 x 394 mm), con valore medio di resistenza a compressione 14.6 MPa, a trazione 2.8 MPa. Sono stati accoppiati due blocchi per volta, con una distanza di 584 mm. Sulle due facce opposte laterali di ogni blocco sono state fatte aderire le strisce di composito, larghe 51 mm con diverse lunghezze di ancoraggio: 102 mm, 203 mm, 305 mm, con una lunghezza non incollata di 25 mm dai bordi.

Le modalità di rottura hanno evidenziato la delaminazione con asportazione di uno strato di calcestruzzo (SRP) e la delaminazione con rottura dello strato di malta cementizia (SRG). Le rotture sono coerenti per tutti i campioni, indipendentemente dalle lunghezze di adesione e dalla rugosità superficiali. Le deformazioni

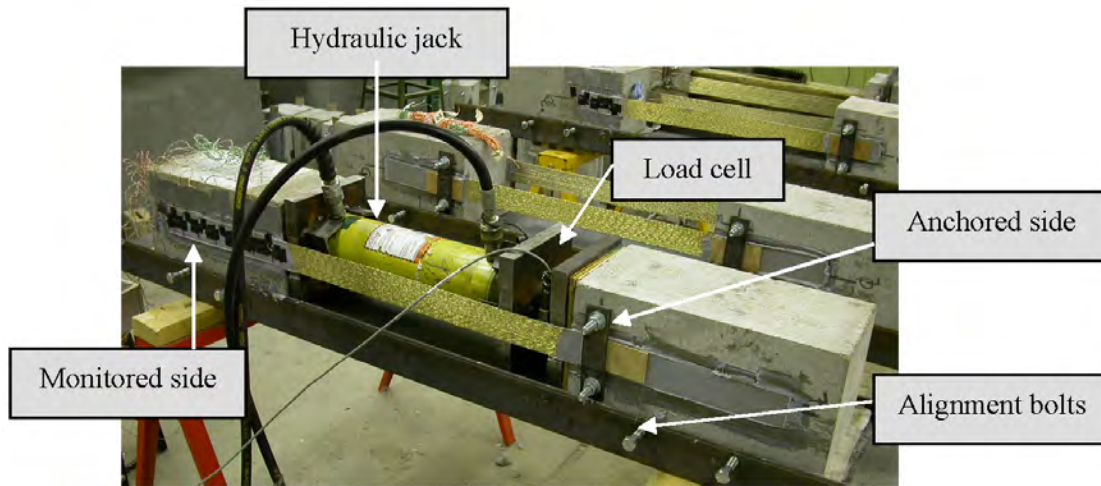


Figura 2.22: Setup shear test (Matana e altri, 2005b)

misurate sugli SRG sono minori rispetto a quelle calcolate (Figura 2.23), in base al carico applicato: ciò è dovuto alla fessurazione della matrice. I profili si dimostrano bilineari fino ad un livello di carico pari a circa il 60% di quello ultimo; in seguito avviene un momento di plateau e poi la curva decresce fino ad annullarsi. Questo permette di studiare la lunghezza efficace di adesione, maggiore di 305 mm.

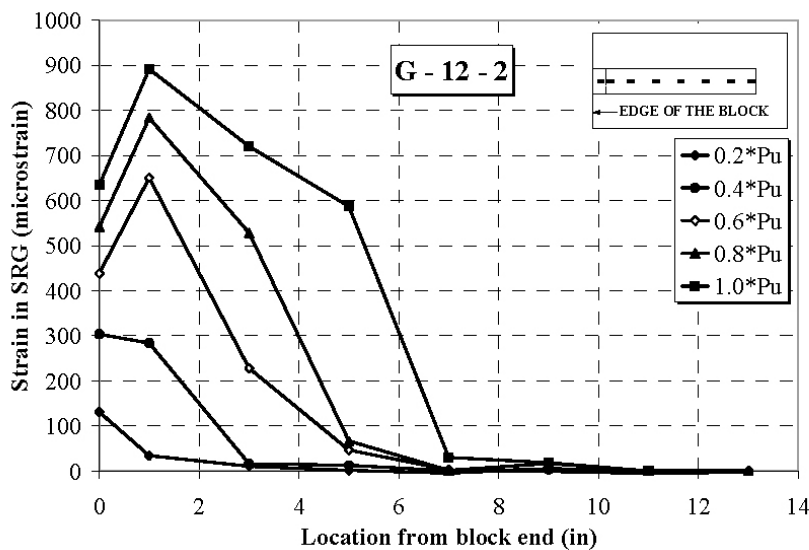


Figura 2.23: Curva sforzo/deformazione SRG (Matana e altri, 2005b)

Liu e Wu (2012) hanno studiato l'influenza della delaminazione di estremità, sulla determinazione dell'aderenza/scorrimento di compositi FRP: le prove sperimentali hanno convalidato il metodo analitico (Figura 2.24). Sono state individuate le seguenti osservazioni: per una lunghezza di aderenza inferiore a 100 mm, la relazione capacità di carico/lunghezza di aderenza è lineare. In seguito, l'incremento della capacità di carico decelera e termina al raggiungimento di 300 mm di lunghezza di ancoraggio. La lunghezza efficace, corrispondente al carico efficace $0.96 P_u$ risulta essere di 244 mm. Per una lunghezza di aderenza di 300 mm, l'influenza

sullo slittamento dell'estremità libera è più significativa e deve essere considerata nel calcolo dell'energia di frattura, con differenze importanti.

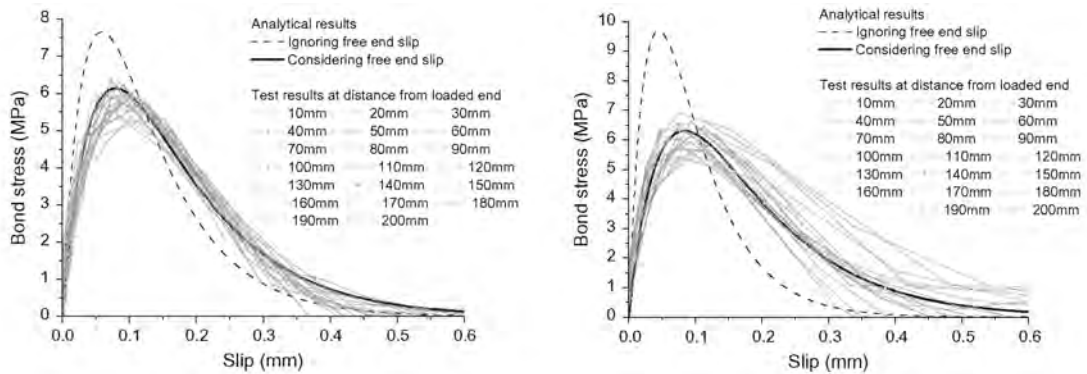


Figura 2.24: Curve tensione di adesione/slittamento (Liu e Wu, 2012)

Czaderski e Olia (2012) hanno effettuato alcune prove di adesione su compositi in fibra di carbonio, secondo le specifiche del programma EN-CORE Round Robin Test (RRT). Le strisce utilizzate avevano una lunghezza di 700 mm e una larghezza di 100 mm, divise tra quattro tipologie di rinforzo. I campioni utilizzati per le prove di strappo sono composti da 2 prismi di calcestruzzo ($150 \times 150 \times 400 \text{ mm}^3$) collegati sulla superficie da strisce di CFRP. Queste sono lasciate libere per una zona centrale di 100 mm, dove i 2 prismi vengono in contatto. Per collegare il campione alla macchina, due barre di acciaio sono state incorporate ai singoli prismi in cemento armato (Figura 2.25). Sul lato superiore, le strisce sono state fissate con delle fasce di acciaio, per forzare la rottura della parte inferiore. Assumendo una forza di 100 kN, un modulo elastico di 165 GPa, uno spessore di 1.4 mm ed una larghezza di 100 mm, la deformazione elastica misurata è stata di 0.13 mm. Pertanto le misurazioni, nella fase di inizio della delaminazione, risultano troppo elevate.

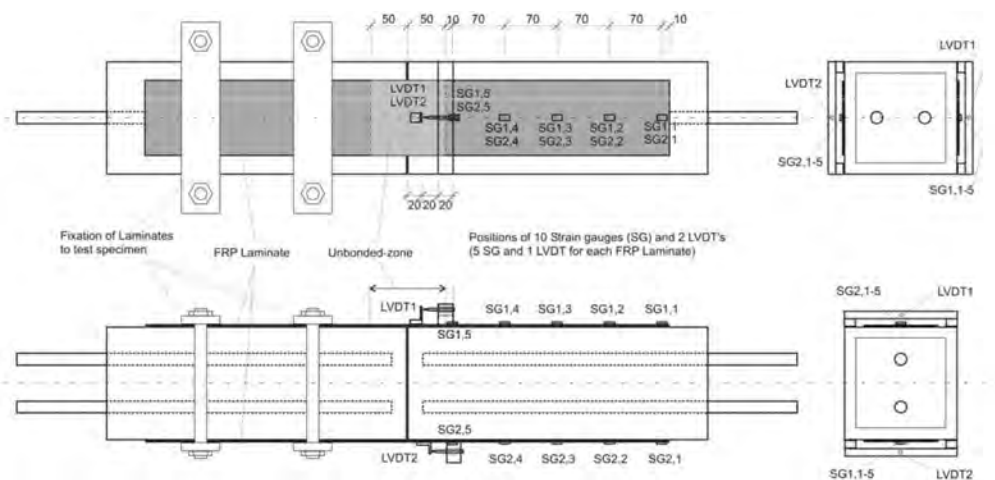


Figura 2.25: Posizionamento strumenti di controllo: estensimetri e trasduttori di spostamento (Czaderski e Olia, 2012)

Le modalità di rottura sono rappresentate da una completa delaminazione delle strisce di CFRP dalla superficie del calcestruzzo. Si sono verificate fessurazioni a trazione, sui prismi di calcestruzzo, durante le fasi di delaminazione. Carichi di rottura più elevati possono essere spiegati da una maggiore rigidità dei rinforzi (Figura 2.26). I valori massimi degli sforzi di taglio devono essere calcolati nella fase iniziale di delaminazione, e non a rottura.

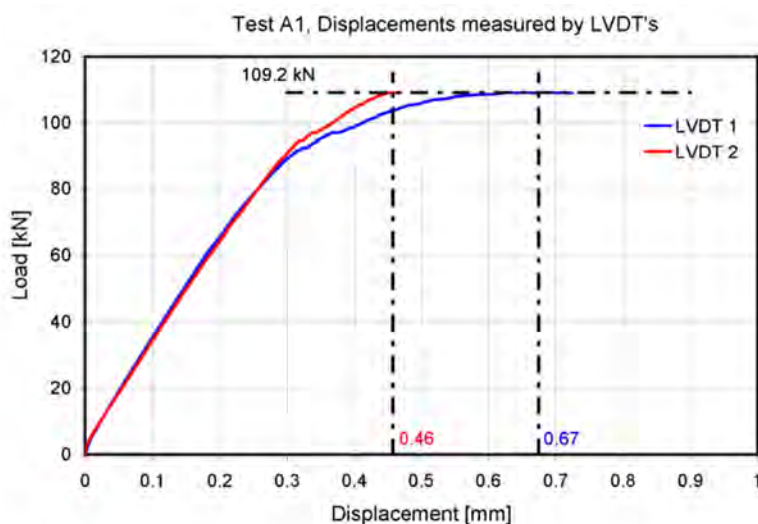


Figura 2.26: Diagramma carico/spostamento da LVDT (Czaderski e Olia, 2012)

Guadagnini *e altri* (2012) hanno studiato le prestazioni di sistemi rinforzati con FRP su piccola scala, secondo un programma RRT, al fine di ottenere una metodologia di prova standard. Sono stati effettuati Double-lap e Single-lap Shear Test (Figura 2.27), testando sei diversi sistemi di rinforzo in CFRP, per un totale di 89 prove: nel primo caso, i prismi di cemento armato hanno dimensioni $400 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, nel secondo $400 \times 200 \times 160 \text{ mm}^3$. Il metodo di prova risulta lo stesso affrontato da Czaderski e Olia (2012). La lunghezza di adesione adottata per le strisce di FRP è di 300 mm, con una regione libera di 50 mm dall'estremità.

La rottura tipica si presenta con delaminazione completa delle strisce di FRP in prossimità dell'interfaccia con il cemento armato; un sottile strato di calcestruzzo rimane legato al rinforzo. In alcuni campioni si è verificata la rottura di un cuneo di calcestruzzo in prossimità della zona di carico. I valori dello sforzo di taglio mostrano un grado di dispersione elevato; questa tuttavia si riduce nei casi in cui il campione è stato preparato accuratamente (il tipo di prova non influisce sui risultati). Il materiale di substrato non sembra influenzare la forza di adesione.

Serbescu *e altri* (2013), hanno valutato l'idoneità del Double-lap Shear Test nella caratterizzazione del comportamento degli FRP usati come rinforzo per alcune travi in calcestruzzo. Le informazioni raccolte servono a migliorare il processo di calibrazione delle prove, secondo l'ambito internazionale del RRT di cui la sperimentazione fa parte. Al momento dei test, i campioni avevano una resistenza media a compressione di 30 MPa. Tutti i prismi hanno lunghezza di 400 mm, con sezione quadrata di 150 mm: sono stati dotati di due barre interne, per consentire la trazione durante il test (Figura 2.28). Sono considerati due gradi di rugosità

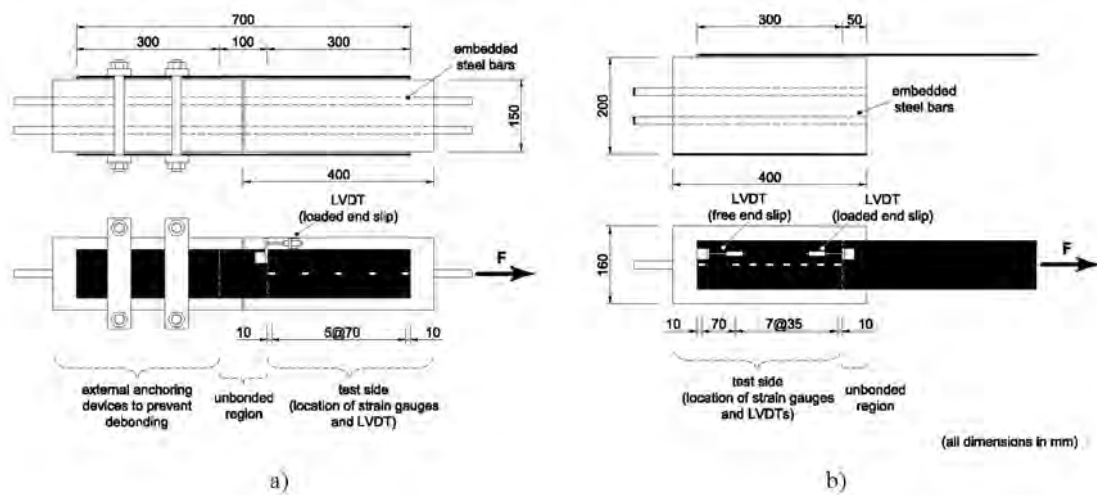


Figura 2.27: Setup di prova: a) Double-lap e b) Single-lap Shear Test (Guadagnini e altri, 2012)

superficiale e il loro effetto sulla capacità di aderenza. Le piastre in FRP sono lasciate libere nella zona centrale, per una lunghezza di 100 mm, e fissate in modo da evitare movimenti relativi tra i due prismi prima del test.

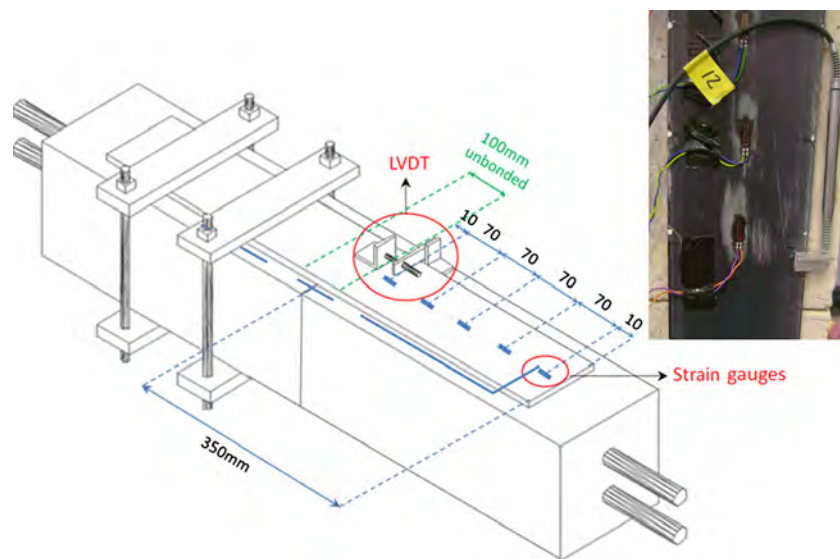


Figura 2.28: Setup di prova (Serbescu e altri, 2013)

La rottura ha coinvolto in tutte le prove lo strato superficiale dei prismi, diversificato, per la profondità, nei casi in cui la superficie era maggiormente ruvida (provocando una migliore aderenza). A carichi di trazione elevati sono poi corrisposte fessure nel provino in cls, che però non hanno influito sui risultati. Iniziato lo scorrimento, si stima un livello di carico normalizzato, poiché intervengono importanti cambiamenti nelle tensioni locali e il provino va a rottura rapidamente. Le tensioni aumentano significativamente, oltre il livello elastico previsto, dovute alla flessione della striscia di FRP. Localmente, il rinforzo continua a trasferire il carico e aumenta le proprie deformazioni fino al raggiungimento dell'estremità li-

bera: arriva in questo modo la delaminazione completa. Sembra in generale che il rapporto tra adesione e scorrimento sia uguale in tutte le zone del rinforzo, prima della delaminazione. La distribuzione delle sollecitazioni attraverso le lunghezze di incollaggio degli FRP ha un andamento parabolico; una tipica distribuzione delle tensioni di adesione mostra in generale due picchi, che si riferiscono alle fasi pre e post delaminazione (Figura 2.29).

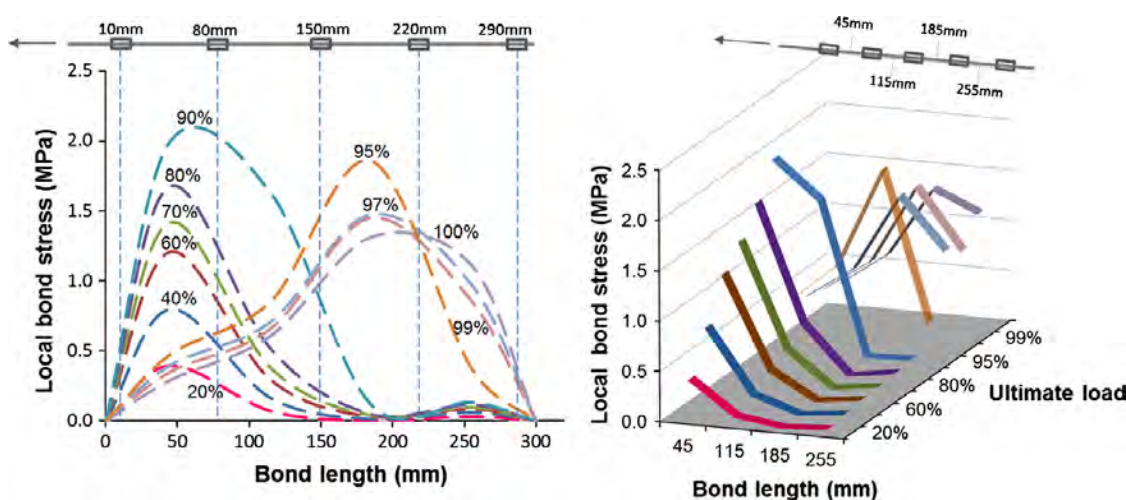


Figura 2.29: Sviluppo locale sollecitazioni legato all'applicazione del carico: 2D (sinistra) e 3D (destra) (Serbescu e altri, 2013)

I risultati mostrano come la forza di adesione (locale e media) sia influenzata dalla qualità e rugosità del calcestruzzo. Superfici ruvide hanno permesso di ottenere carichi ultimi quasi doppi prima della delaminazione, influenzando notevolmente la lunghezza di aderenza.

Per quanto riguarda lo studio di substrati in calcestruzzo, si suppone che gli aspetti principali del fenomeno di adesione siano stati compresi e chiarificati, e possono essere riassunti come in seguito:

- incrementando la lunghezza di aderenza del rinforzo, L_b , il carico di rottura P_u continua ad aumentare; superato un certo valore, definito come lunghezza efficace di aderenza, L_e , il carico ultimo non viene ulteriormente influenzato;
- il carico ultimo è direttamente proporzionale allo spessore del rinforzo, b_f ;
- l'energia di frattura G_f e la rigidità assiale del rinforzo per unità di larghezza E_{ff} , data dal prodotto del modulo di Young E_f per lo spessore del rinforzo, mostrano una correlazione positiva con il carico di rottura;
- se la rigidità assiale del substrato risulta sufficientemente maggiore di quella del rinforzo, questa non ha influenza sul carico ultimo.

In merito alle murature, siano esse composte da pietra o mattoni, le sperimentazioni risalgono a periodi più recenti. Ciò è dovuto alla sempre più crescente necessità di consolidamento degli edifici esistenti (la quasi totalità è costruita in

muratura), in particolare in seguito o a prevenzione di eventi sismici. Un metodo efficace per ridurre le vulnerabilità è assunto proprio dall'applicazione di materiali compositi, e la mancanza di normative di riferimento ha portato la necessità di una forte fase sperimentale, in grado di caratterizzare compiutamente il comportamento dell'intervento. Le prove di adesione devono tener conto delle caratteristiche meccaniche delle murature, sicuramente diverse da quelle del calcestruzzo. Questa diversità non permette ad esempio di mandare in compressione il substrato, che potrebbe fessurarsi prima del composito, riducendo la possibilità di utilizzare alcuni setup con il Double-push Shear Test. Altri parametri, come la costruzione geometrica dei provini, l'eventuale presenza di giunti di malta, la scelta delle matrici e dei materiali di rinforzo, costringono ad attuare una progettazione controllata dell'intervento, oltre allo studio approfondito del corretto setup per la sperimentazione. In Briccoli Bati *e altri* (2007), Briccoli Bati e Fagone (2008), Grande *e altri* (2008), Panizza *e altri* (2008), vengono presentate prove di delaminazione su mattoni pieni; Faella *e altri* (2009) propone Double-shear Pull-out test per analizzare il comportamento di CFRP e GFRP su quattro diversi campioni di supporto, in pietra naturale e in laterizio. Come parametro fondamentale viene indagata l'energia di frattura, il cui valore risulta fortemente influenzato dalla natura del substrato, mentre la tipologia di composito gioca un ruolo secondario. Camli e Binici (2007) utilizzano laterizi forati come supporto all'applicazione delle fibre; Casareto *e altri* (2003), Subramanian *e altri* (2009), analizzano il comportamento d'interfaccia di compositi applicati su prismi di muratura. Tra gli assetti di prova proposti, si contano prove di flessione realizzate su singoli elementi (Ceroni e Pecce, 2006) o su pannelli murari (Tumialan *e altri*, 2002) anche soggetti a pressoflessione, e test di trazione diretta. L'applicazione diretta della forza di trazione sul blocco, sebbene comporti uno stato tensionale analogo a quello delle strutture reali, comporta alcune difficoltà operative (Ceroni e Pecce, 2006). Più rare in letteratura sono invece le prove di delaminazione con compositi a matrice cementizia. Cancelli *e altri* (2007) esegue alcuni test su supporti murari rinforzati con lamine in SRG/SRP; Briccoli Bati *e altri* (2004) studiano il comportamento di supporti in laterizio rinforzati con CFRCM e GFRCM, secondo le diverse densità dei tessuti applicati; la sperimentazione con FRCM di Focacci e Mantegazza (2009) ha consentito l'individuazione del meccanismo di delaminazione, essenzialmente consistente nella graduale perdita di aderenza tra le fibre e la matrice cementizia, mentre quest'ultima rimane perfettamente aderente al supporto; in Garmendia (2010) sono state presentate prove di delaminazione su rinforzi in fibre di basalto applicate con matrici inorganiche BTRM.

Aiello e Sciolti (2006) hanno analizzato il legame di aderenza tra due tipi di CFRP e supporti murari costituiti da pietre calcaree (tufo di Napoli e pietra leccese), variando la lunghezza di ancoraggio (70 mm, 150 mm), la tipologia di composito e di pietra. Nei Double-lap Shear Test, i campioni sono stati inseriti dentro una scatola metallica e fissati alla macchina di prova, mentre le strisce di fibra sono state fissate all'altra estremità mediante un perno (Figura 2.32). Sono stati studiati i possibili effetti di bordo, variando l'inizio di incollaggio da 0 a 50 mm sui conci di pietra.

Una seconda prova, di taglio diretto, studia l'adesione di una striscia di carbonio, larga 50 mm, tramite una lunghezza di aderenza di 200 mm. Le differenze



Figura 2.30: Prove di trazione CFRCM su muratura (Faella e altri, 2009)

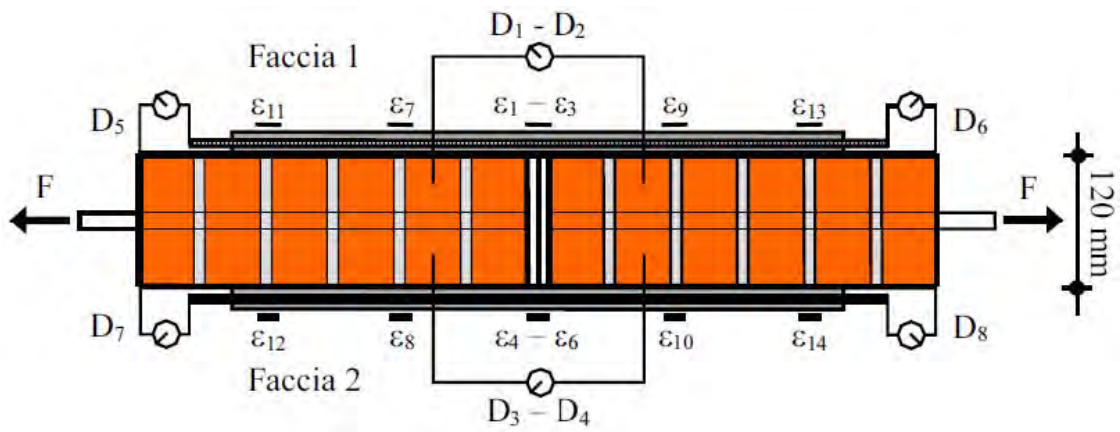


Figura 2.31: Prove di trazione CFRCM su muratura (Focacci e Mantegazza, 2009)

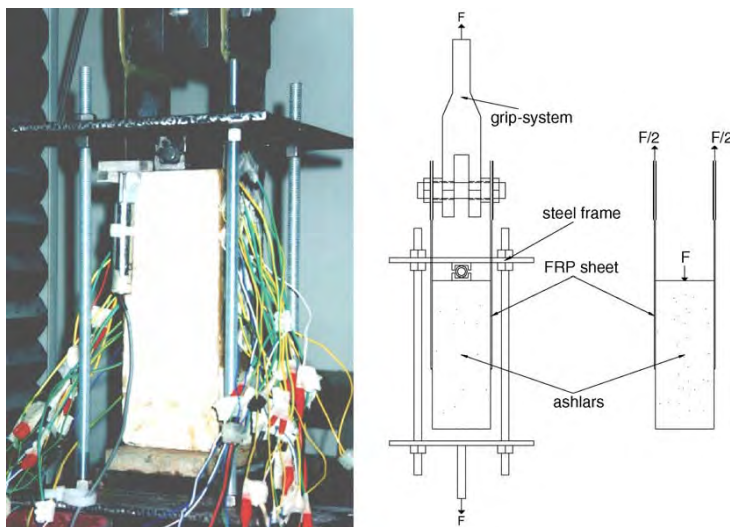


Figura 2.32: Setup di prova (Aiello e Sciolti, 2006)

principali si notano su campioni costituiti da substrati differenti. La rottura con delaminazione e distacco si è verificata in tutti i casi, con perdita di carico improvvisa: avviene un distacco sottile del substrato per la pietra leccese, mentre lo strato diviene più spesso nel caso del tufo di Napoli. La resistenza massima è circa il 50% in più nel caso della pietra leccese. La distribuzione delle tensioni, per bassi carichi, tende ad essere di tipo esponenziale (Figura 2.33). Aumentando i carichi, e in prossimità del carico di rottura, l'andamento diviene irregolare e non lineare, a sottolineare come l'adesione cambi a livello locale.

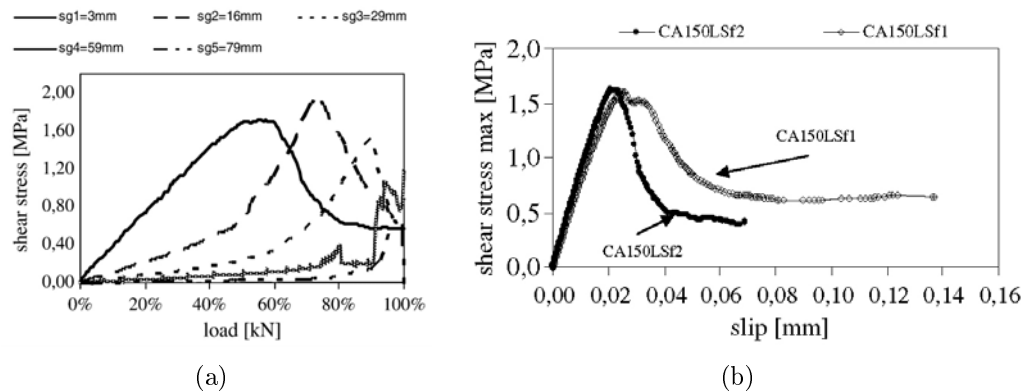


Figura 2.33: Tipiche curve di confronto: (a) sforzo di taglio/carico applicato; (b) sforzo di taglio/scorrimento (Aiello e Sciolti, 2006)

Aiello e Sciolti (2007) analizzano l'aspetto della durabilità, simulando specifiche condizioni climatiche: i risultati sono stati confrontati con i campioni in condizioni standard. Le prove riflettono le esperienze precedenti: la pietra risulta la parte più debole del sistema. L'andamento generale non è ben definito, rispetto ai risultati standard, con una gamma più vasta delle modalità di rottura, legate alle caratteristiche dei materiali coinvolti. La forza di adesione, diminuita, risulta probabilmente collegata alla maggiore deformabilità della zona di interfaccia. Per i provini in tufo giallo di Napoli, l'influenza del trattamento è meno evidente.

Olivito e Zuccarello (2008) hanno effettuato Shear-tearing Test in sito, su edifici in mattoni e pietra naturale, secondo le linee guida CNR DT-200 (2004). Le strisce di FRP applicate presentano uno spessore di 0.174 mm e di 0.114 mm, rispettivamente per quelle di carbonio e di vetro. Lo spessore finale è risultato di 3.2 mm. Per i test è stato utilizzato lo stesso dispositivo delle prove di pull-off, realizzato ad hoc (Figura 2.34). I risultati teorici mostrano una tensione massima di adesione di 0.56 Mpa per il carbonio, e di 0.13 Mpa per il vetro. Questi valori possono essere confrontati con quelli delle prove sperimentali. Le fibre di vetro hanno una resistenza al taglio inferiore; questo risultato è visibile anche nelle modalità di rottura, che coinvolgono la rottura per trazione oltre alla delaminazione.

In Borri *e altri* (2009a) viene studiata l'adesione di compositi in fibra di acciaio immersi in matrice cementizia, con particolare attenzione all'aspetto del degrado/durabilità. Le prove di strappo tangenziale (Figura 2.35) studiano la distribuzione di tensioni tangenziali all'interfaccia tra rinforzo e substrato: i nastri avevano larghezza di 50 mm e lunghezza di ancoraggio di 150 mm.



Figura 2.34: Shear-tearing test su edificio in muratura: (a) attrezzature; (b) modalità di rottura Olivito e Zuccarello (2008)



Figura 2.35: Direct Shear Test: (a) dispositivo di ancoraggio; (b) esecuzione prova (Borri e altri, 2009a)

Il valore di picco della tensione ottenuto è stato di 2.80 MPa. Le rotture hanno coinvolto l'interfaccia composito/substrato. E' stata determinata la resistenza a compressione del supporto, di 60 N/mm². Il valore minimo di 3.00 N/mm² (5% della resistenza a compressione, da CNR) non è stato raggiunto in nessuna delle prove.

Kwiecień *e altri* (2012) hanno studiato il comportamento di adesione di nastri di CFRP e GFRP su mattoni pieni, a confronto con una tipologia di polimero flessibile applicato come consolidante (Figura 2.36). Le modalità tipiche di rottura per delaminazione, comportano una rimozione di un sottile strato del materiale di supporto (in questo caso laterizio).

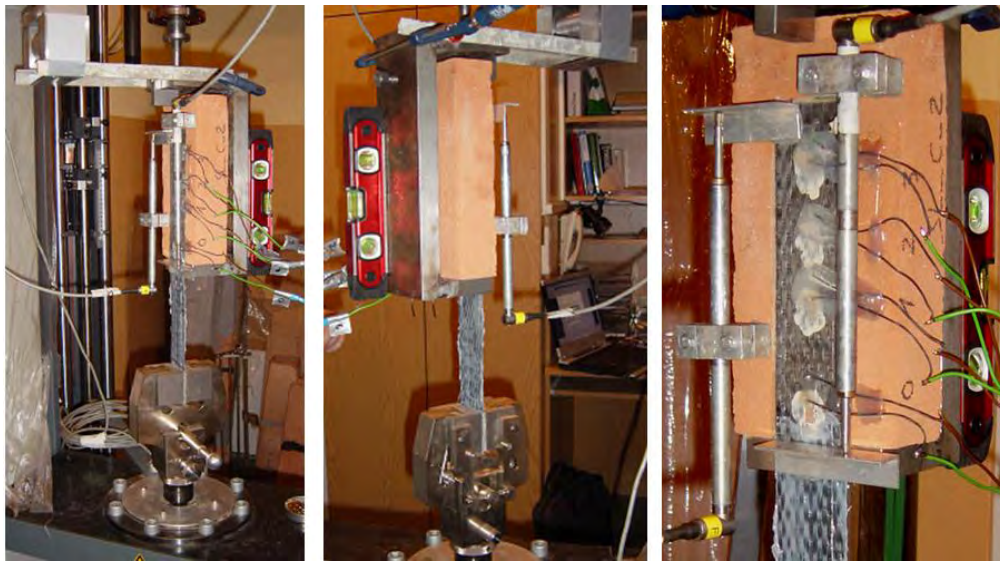


Figura 2.36: Setup prova di taglio singolo (Kwiecień *e altri*, 2012)

Il valore medio della forza finale di adesione, per quanto riguarda gli esemplari di CFRP incollati con polimero PS, è superiore del 40% rispetto agli stessi incollati con resina epossidica (20% nel caso dei GFRP). Questo fenomeno indica che lo strato di polimero PS riduce le concentrazioni di tensioni all'interfaccia fibra/substrato, ridistribuendole sulla lunghezza di incollaggio. Si nota che il polimero adesivo è più flessibile della resina epossidica (40 volte superiore, in base agli 1.8 mm rispetto agli 0.045 della resina): le tensioni tendono a distribuirsi su tutta la lunghezza di incollaggio (160 mm), ampliando superficie e legame di adesione (Figura 2.37).

In Mazzotti *e altri* (2012), sono stati testati dei sistemi formati da GFRP e mattoni d'argilla. I parametri considerati sono la varietà dei supporti (quattro tipi di laterizi) e in secondo luogo l'effetto del giunto di malta, tramite la costruzione di pile da sei mattoni. La malta usata è di tipo commerciale, con resistenza compressione 4.13 MPa e resistenza a trazione 1.05 MPa. Gli FRP comprendono fogli di fibra di vetro unidirezionali, spessi 0.172 mm e larghi 50 mm (densità 430 g/m², resistenza a trazione 2300 MPa, modulo elastico 123767 MPa). La resina epossidica utilizzata presenta resistenza a trazione 30 Mpa, modulo elastico 4500 MPa. Le strisce di FRP hanno lunghezza di ancoraggio di 200 mm, con una distanza relativa di 30 mm dalla fine del mattone, e di 100 mm dalla fine della pila di mattoni, in modo da evitare possibili effetti di bordo. Sono stati eseguiti 16 prove in totale, 8

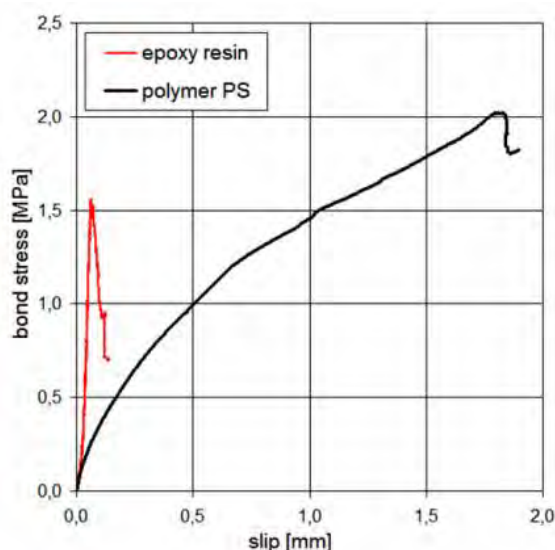


Figura 2.37: Confronto sforzo di taglio/scorrimento per i provini testati prima con resina epossidica e poi con polimero PS (Kwiecień *e altri*, 2012)

sui mattoni e 8 sui pannelli murari. La forza di adesione aumenta all'aumentare della resistenza a compressione dei mattoni, e confrontando le prove su mattone e su pannello, nella maggioranza dei casi i pannelli mostrano un aumento tra il 10 e il 20% dei carichi. Le modalità di rottura rientrano nella delaminazione completa, con relativa asportazione di uno strato di argilla spesso 1-2 mm. Nei pannelli murari, gli strati di malta aderenti alla fibra hanno spessore maggiore rispetto a quelli del mattone, suggerendo una presa meccanica maggiore: il legame più debole crea un senso di discontinuità nelle curve di carico. La delaminazione segue una legge di decadimento pressoché esponenziale, e presenta casistiche relativamente ripetibili.

Panizza *e altri* (2012a) presenta i risultati sperimentali ottenuti mediante una trentina di Single-lap Shear Test, eseguite su 4 tipologie di rinforzo, fibre di vetro, basalto, carbonio e acciaio, incorporate in una matrice di resina epossidica; sono state applicate su pannelli in muratura costituiti da 5 mattoni di argilla resi solidali da 4 giunti di malta. Il comportamento dei diversi compositi è studiato mantenendo costante la lunghezza di ancoraggio (195 mm); solo nel caso dei GFRP, sono state adottate diverse lunghezze di ancoraggio (65, 130, 195 mm). La larghezza delle strisce è mantenuta costante, di 50 mm, mentre quella dei prismi risulta di circa 120 mm. Una lunghezza di 55 mm, rimane libera dall'incollaggio, per evitare effetti di bordo non desiderati. In tutti i casi si è verificata la delaminazione completa dello strato di FRP, con distacco di un sottile strato di argilla e una porzione più spessa di malta. Per lunghezze di ancoraggio di 65 mm, il distacco è stato rapido; per lunghezze di aderenza maggiori, dopo un primo carico di picco, si presenta una nuova fase di stabilità, dove il carico cresce in corrispondenza dei mattoni. I compositi più rigidi, come CFRP e SRP, hanno evidenziato una maggiore resistenza.

Panizza *e altri* (2012b) confrontano i risultati ottenuti attraverso prove di adesione di FRP ed SRP su mattoni pieni (con una faccia liscia superiore e una ruvida e porosa), utilizzando due setup diversi: Single-lap (Figura 2.38) e Double-lap Shear

Test (Figura 2.39). Hanno studiato inoltre il tipo di connessione alla macchina di prova. I test effettuati sono stati 85, dei quali 50 di Single-lap e 35 di Double, ulteriormente divisi a seconda del tipo di bloccaggio, cilindrico o quadrato. I campioni fanno parte di un progetto internazionale, il Round Robin Test RILEM TC 223-MS: i nastri di rinforzo avevano una larghezza di 50 mm e lunghezza di ancoraggio di 160 mm (variabile nel caso dei GFRP). I provini usati nei Double-lap, sono stati riutilizzati per i Single Shear Test. Per quanto riguarda i materiali, sono stati scelti gli stessi utilizzati in Panizza *e altri* (2012a) e in Valluzzi *e altri* (2012), poiché sono parte della stessa sperimentazione.

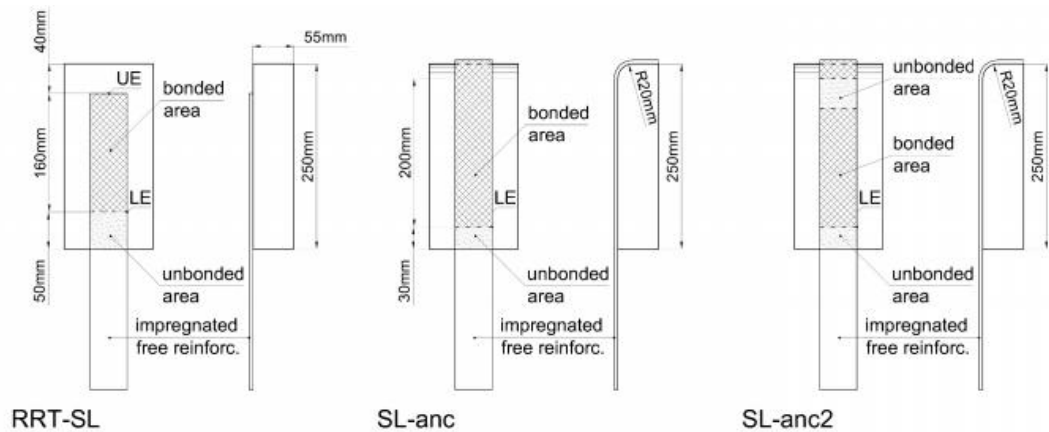


Figura 2.38: Single Shear Test. Da sinistra: configurazione con lunghezza di adesione di 160 mm, campione con ancoraggio incollato all'estremità, campione con lunghezza di adesione di 160 mm e ancoraggio incollato all'estremità (Panizza *e altri*, 2012b)

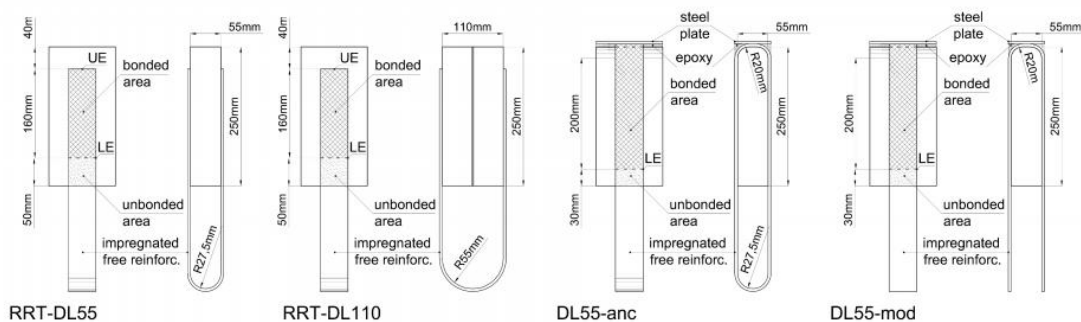


Figura 2.39: Double Shear Test. Da sinistra: configurazione con mattone singolo o doppio e lunghezza di adesione 160 mm, campione singolo con ancoraggio incollato all'estremità, campione simile al precedente ma con sistema di bloccaggio diverso (Panizza *e altri*, 2012b)

Nelle prove di Single-lap, sono stati lasciati 50 o 40 mm non incollati vicino al bordo del mattone. Il margine è stato arrotondato in alcuni provini per realizzare un tipo di ancoraggio diverso (30 mm non incollati). I Double Shear Test sono stati effettuati su mattoni singoli o doppi. L'applicazione dei rinforzi è avvenuta tramite layup bagnato. La rottura avviene per delaminazione brusca del rinforzo e distacco

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

di uno strato di argilla (maggiore nella faccia posteriore). Nel caso di ancoraggio all'estremità, il rinforzo è più stabile. Il setup singolo si rivela più rigido e più rapido da eseguire; anche i materiali più rigidi (carbonio e acciaio) diminuiscono della metà il tempo di prova, arrivando nello stesso tempo a carichi più elevati. E' necessario prestare attenzione a difetti eventuali dei provini e alla preparazione dei campioni.

Valluzzi *e altri* (2012) presentano i risultati dell'esperienza RILEM 223-MS, volta a sviluppare una procedura standard per caratterizzare a taglio il meccanismo di adesione di murature rinforzate con materiali compositi. I risultati di 280 prove di Single-lap e Double-lap Shear Test forniscono dati sui meccanismi di rottura, capacità di carico, lunghezza di adesione, comportamento a taglio e scivolamento. Le prove seguono gli standard utilizzati in Panizza *e altri* (2012b), in merito a setup e materiali. I campioni sono stati preparati dagli stessi operatori (Figura 2.40), per ottenere migliori caratteristiche di uniformità (secondo le norme ACI 440.2R-08 (2008) e CNR DT-200 (2004)).

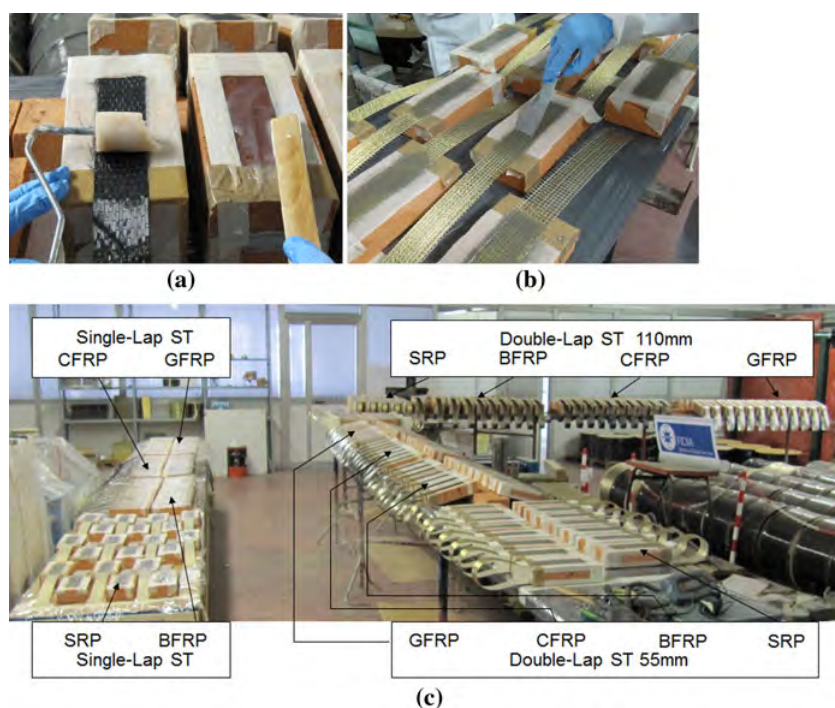


Figura 2.40: Fasi di preparazione dei provini (Valluzzi *e altri*, 2012)

I setup dei Single Shear Test sono stati progettati in ciascun laboratorio, risultando leggermente diversi (alcuni campioni sono stati caricati dal basso, altri dall'alto). Nel caso dei Double-lap, i setup sono stati invece concordati prima della sperimentazione (stabilità, giunti, dispositivi di trazione e geometria dei provini). Indipendentemente dal test, la maggior parte dei campioni si è comportata nello stesso modo, presentando un completo distacco della fibra con relativa asportazione di un sottile strato di laterizio (lungo il tratto di adesione). In alcuni casi, delle fessurazioni hanno coinvolto la parte di substrato in mattoni. In particolare, la delaminazione completa ha coinvolto 243 provini su 280 (87%). I restanti provini

non sono stati presi in considerazione, mostrando rottura anticipata della fibra (27) o anomalie durante la prova (10).

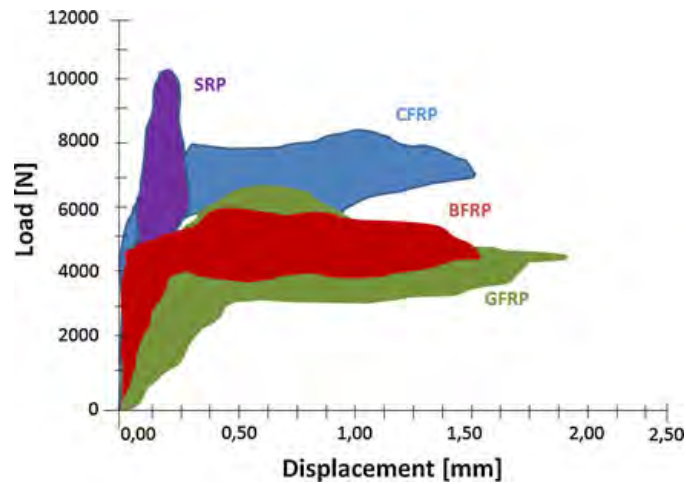


Figura 2.41: Involuppo curva carico/spostamento: confronto dei materiali di rinforzo (Valluzzi e altri, 2012)

La Figura 2.41 mostra un confronto sul comportamento dei materiali di rinforzo. I campioni di GFRP, BFRP, e CFRP presentano andamento simile e spostamenti massimi. I campioni rinforzati con SRP sono caratterizzati invece da forza massima, ma spostamenti molto bassi: il carico non viene distribuito correttamente, poiché la lunghezza di aderenza efficace (circa 120 mm) è superiore a quella adottata. I risultati, in termini di carico di delaminazione, sono in accordo con le normative, sebbene i valori ricavati dai Single-lap siano maggiori di quelli Double-lap. Questo può essere dovuto alla non omogenea distribuzione di carico nella prova di taglio doppio. Valori minori invece possono essere causati da un errato allineamento del carico. I campioni di basalto e vetro, grazie alla loro minore resistenza, sono stati sfruttati maggiormente in termini di prestazioni. Tuttavia, rinforzi più rigidi come il carbonio o l'acciaio, grazie alla loro maggiore resistenza, aumentano il carico di delaminazione.

Cancelli e altri (2007) hanno investigato le proprietà meccaniche di SRP ed SRG come materiali di rinforzo, registrando aumenti di resistenza rispettivamente del 31 e del 22% rispetto ai campioni non rinforzati. Tramite alcuni Direct Shear Test (Figura 2.42), è stata analizzata l'influenza della matrice e la densità del rinforzo (4 e 12 corde per pollice) sul comportamento all'interfaccia con il supporto. I campioni di muratura sono stati costruiti utilizzando 5 mattoni. Su due facce laterali opposte sono state incollate due strisce di rinforzo, larghe 75 mm. La lunghezza di aderenza è stata la stessa per tutti i provini, cioè 200 mm, ed è stato lasciato uno spessore di 25 mm non incollato rispetto al bordo.

Sono stati osservati diversi tipi di rottura. Tra questi si denotano la rottura dello strato superficiale del supporto, per taglio, nel caso di SRP ad alta densità, e la rottura per delaminazione dovuta alla matrice cementizia, nel caso degli SRG a densità elevata. Gli SRG a bassa densità hanno comportato di nuovo la delaminazione, ma con elevati valori di slittamento, dovuti alla cattiva adesione con la malta. Gli SRP a bassa densità hanno infine comportato una rottura delle



Figura 2.42: Setup di prova (Cancelli e altri, 2007)

fibres, nella parte iniziale non incollata, una volta raggiunta la resistenza a trazione delle stesse. Il tipo di matrice influenza significativamente le capacità di adesione, con incrementi nei carichi finali 1.5 volte superiori nelle resine rispetto alle malte cementizie. La rottura all'interfaccia malta/muratura accade in genere quando le tensioni tangenziali superano la resistenza a trazione della matrice. I campioni costituiti da matrice epossidica sembrano avere una rottura più fragile, probabilmente a causa della maggiore rigidità.

Capozucca (2010) ha eseguito Push-pull Shear Test (Figura 2.43), valutando il comportamento a taglio/scorrimento e l'energia di frattura di alcuni sistemi compositi, formati da fibre di carbonio, vetro e acciaio, su murature storiche.

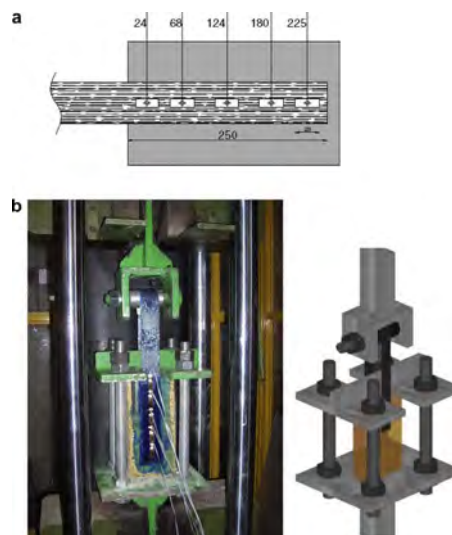


Figura 2.43: Setup Push-pull Shear Test (Capozucca, 2010)

I nastri di fibra, larghi 50 mm, sono stati applicati sulle due superfici opposte

di alcuni mattoni per una lunghezza di aderenza di 250 mm. Modalità di rottura: fessurazione del mattone (per le caratteristiche locali del substrato), delaminazione dei compositi (da 9.00 kN a 25 kN). La delaminazione ha valori di scorrimento di 0.2/0.6 mm, più elevati rispetto ad un confronto sul calcestruzzo. Il valore dell'energia di frattura è invece minore: 0.21/0.52 N/mm.

In Borri *e altri* (2009b) sono state realizzate prove di aderenza su pilastrini di muratura in mattoni pieni a due teste, rinforzati tramite nastri SRG (Figura 2.44). Sono state riscontrate delle difficoltà nel trasferimento del carico di rottura per trazione delle fibre di acciaio; alcuni casi hanno portato alla crisi per taglio del laterizio (fenomeno del “peeling”). Si rendono pertanto necessari sistemi meccanici di collegamento e lo studio di differenti densità per i nastri in acciaio.



Figura 2.44: Schema di prova (Borri *e altri*, 2009b)

Carbone (2010) ha studiato il fenomeno della delaminazione sulle murature in laterizio, al fine di rilevare l'influenza del giunto di malta sul comportamento complessivo. La sperimentazione ha permesso di ricavare il carico di delaminazione in funzione dello scorrimento globale, la lunghezza efficace di ancoraggio e il legame di interfaccia per le diverse combinazioni con il rinforzo. Sono state condotte (Figura 2.45): 19 Double-lap Shear Test su supporto in laterizio omogeneo, realizzate con rinforzo in SRG (lunghezze di ancoraggio di 55, 220 e 440 mm) e in CFRCM (lunghezze di ancoraggio 55, 110, 165 e 220 mm); 12 prove su supporti in muratura rettilinei e 16 prove su supporti curvi, mantenendo una lunghezza di ancoraggio pari a 310 mm (5 filari di mattoni). Utilizzando compositi a matrice cementizia, le modalità di delaminazione tendono a coinvolgere la matrice stessa e il rinforzo, piuttosto che il primo strato del supporto (si può escludere il collasso delle fibre grazie ad un'attenta progettazione).

Nei rinforzi in SRG (carico maggiore del 15% rispetto alle fibre di carbonio), lo strato di malta di incollaggio si suddivide in due fogli sovrapposti, e il secondo strato viene asportato del rinforzo; ciò è dovuto al superamento della resistenza al taglio della malta, e induce la necessità di ottenere un'interfaccia più resistente. La lunghezza efficace di adesione risulta compresa tra 220 e 280 mm. Per quanto riguarda il CFRCM, l'interfaccia tra fibre e matrice si è mostrata l'elemento debole. La lunghezza efficace risulta compresa tra 165 e 220 mm. La presenza di più strati di tessuto e una maggiore lunghezza di ancoraggio migliorano l'aderenza ostacolando lo sfilamento delle fibre. La presenza del giunto di malta influenza l'evoluzione del danno, rappresentando la zona in cui si innesca la delaminazione

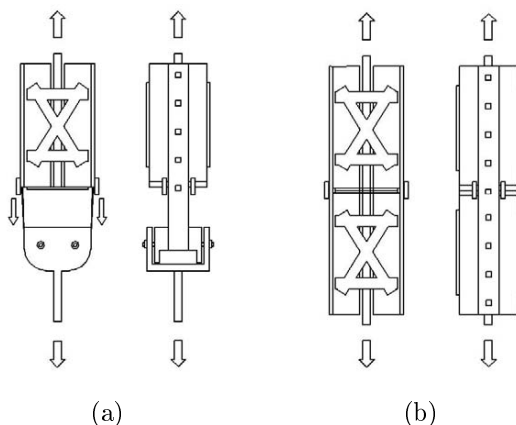


Figura 2.45: Schematizzazione setup di prova (Carbone, 2010)

completa o si localizza la fessurazione della lamina con lo scorrimento delle fibre. L'effetto della curvatura è molto rilevante.

Oliveira *e altri* (2011) trattano il comportamento a trazione e taglio di prismi di muratura rinforzati esternamente con fibrorinforzati in FRP. I compositi scelti, in fibra di vetro, sono i più opportuni da utilizzare per murature che presentano basse caratteristiche di rigidità e resistenza. Le fibre di FRP, orientate perpendicolarmente ai giunti di malta, sono state incollate secondo il procedimento di layup bagnato, e comprendono nastri di carbonio unidirezionali oltre a fibre di vetro bidirezionali. La scelta del substrato è ricaduta su 2 diversi mattoni portoghesi tradizionali (il primo con una resistenza a compressione di 8.8 N/mm^2 e modulo elastico di 1300 N/mm^2 , il secondo con resistenza 9.1 N/mm^2 e modulo elastico di 2040 N/mm^2) e su una malta idraulica premiscelata a base di calce. I prismi sono stati rinforzati con una striscia di fibra di vetro larga 25 mm e lunga 150 mm . Da questo campione di riferimento sono state apportate alcune varianti, per valutare alcuni dei parametri che influenzano il legame di adesione all'interfaccia con la muratura:

- lunghezza di aderenza, di $100, 150, 200 \text{ mm}$;
- materiale FRP utilizzato: fibre di vetro e di carbonio;
- tipologia del sistema di ancoraggio: con spike flessibile inserito sopra la fibra perforata; con barra di FRP di 45 mm di lunghezza e 6 mm di diametro, collocata trasversalmente e incollata sopra la striscia, scanalata in precedenza in prossimità della fine della lunghezza di incollaggio;
- forma del substrato: superficie concava e convessa.

Il dispositivo in acciaio utilizzato era composto da un profilo ad H saldato ad una piastra rigida saldata con barre laterali (Figura 2.46).

I risultati delle prove mostrano che diminuendo la lunghezza di adesione da 150 a 100 mm , si raggiunge un carico a rottura medio inferiore del 28% , mentre passando da 150 a 200 mm l'incremento è solo del 3% . Questo è dovuto al cambiamento nella modalità di rottura, che coinvolge la trazione delle fibre. L'uso di un materiale

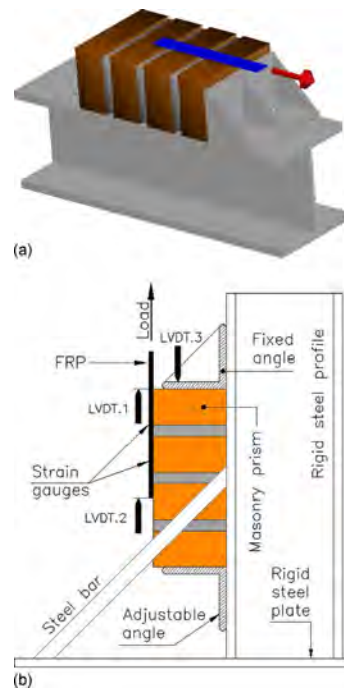


Figura 2.46: Apparato generale di prova; posizionamento strumenti lettura dati Oliveira *e altri* (2011)

più resistente, come il carbonio, aumenta il carico di rottura del 16%. Le diverse tipologie di ancoraggio influenzano la rottura a trazione delle fibre: aumento di carico del 26% nel primo caso; solo del 3% nel secondo. Nel caso di superfici concave, gli esperimenti hanno mostrato una diminuzione del 4% della resistenza media, suggerendo un'influenza marginale delle tensioni normali alla rottura. Per le superfici convesse, la riduzione è stata del 13%, imprevista dai modelli di calcolo.

Carozzi *e altri* (2012) hanno studiato il comportamento di fibre di vetro (con griglia in plastica) applicate con malta cementizia (resistenza a compressione 27.13 N/mm^2 , flessione 8.38 N/mm^2) o a base di calce (resistenza a compressione 2.75 N/mm^2 , flessione 1.03 N/mm^2) su singoli elementi in muratura, tramite Pull-push Double-lap Shear Test. Le matrici sono state quindi messe a confronto con l'utilizzo di resine epossidiche (Figura 2.47).

Sono state scelte diverse lunghezze di aderenza (5, 10 e 15 cm), con larghezze di 3 e 8 cm. Nel caso di fibre di vetro applicate con malta cementizia, l'aderenza ottimale sembra essere di 15 cm, con carico di rottura di 4.06 kN. Utilizzando invece la malta a base di calce, si nota maggiormente l'effetto del mattone. Mattoni storici con superficie irregolare mostrano infatti un carico di rottura più elevato rispetto ai moderni con superficie liscia. L'aderenza ottimale sembra essere di 15 cm, con carico di rottura di 1.73 kN (coinvolge la trazione dello strato di malta), il 45% rispetto alla malta cementizia. Infine, per la resina epossidica, le caratteristiche ottimali sembrano essere: lunghezza di aderenza di 10 cm e larghezza di 6, con carico di rottura di 28.11 kN.

Girardello (2012) ha svolto una campagna sperimentale incentrata su rinforzi a matrice inorganica applicati a mattoni pieni. Il setup utilizzato coincide con il Single-lap Push-pull Shear Test (Figura 2.48): su un'unica tipologia di supporto



Figura 2.47: Shear Test: rottura provino (Carozzi e altri, 2012)

sono stati applicati diversi abbinamenti fibra/matrice. Il rinforzo è stato applicato nella parte centrale del mattone mantenendo una zona libera pari a 30 mm in sommità e 20 mm sul fondo; i rinforzi hanno una larghezza media di 60 mm, lo spessore varia in funzione della matrice da 2 a 7 mm, sono state inoltre previste due diverse lunghezze di ancoraggio pari a 200 e 100 mm.

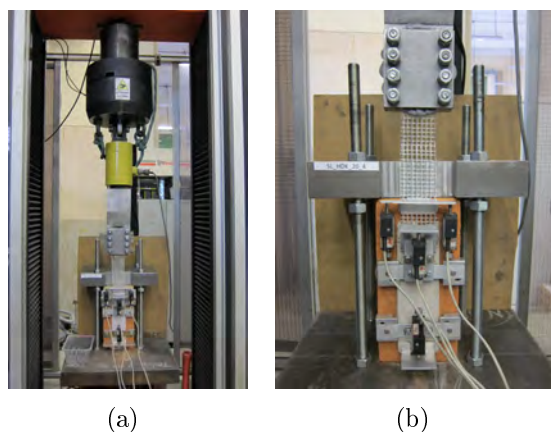
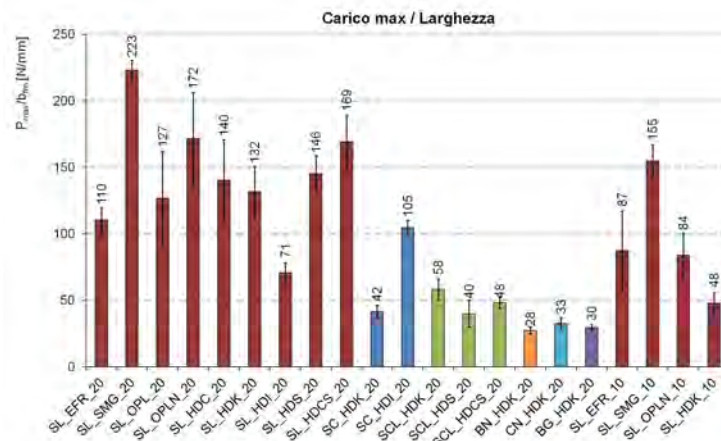


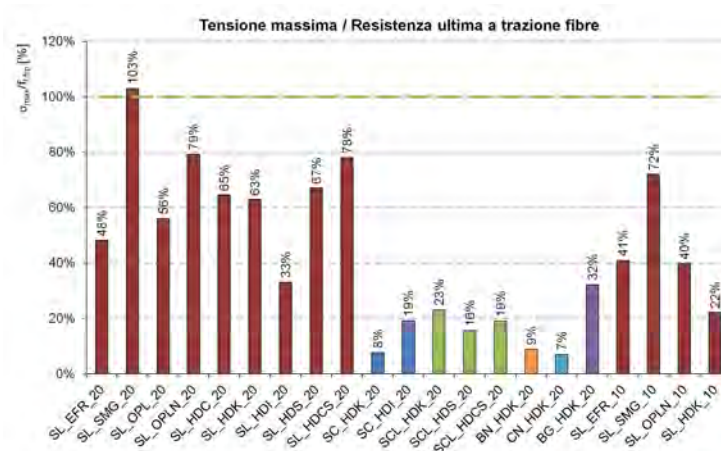
Figura 2.48: Setup di prova per Single-lap Shear Test (Girardello, 2012)

Per i campioni con una lunghezza di aderenza di 200 mm, le fibre di acciaio a bassa densità ottengono buoni risultati con tutte le matrici utilizzate (dal 33% al 103% della resistenza a trazione della fibra), presentando collasso fragile con rottura di un componente del sistema (Figura 2.49). A differenza dell'impiego di resine epossidiche, con le matrici inorganiche le tensioni tangenziali non si ottengono infatti con rotture di tipo coesivo del supporto. Aumentando la densità il collasso si presenta sotto forma di scorrimento delle fibre nella matrice, con rotture duttili, ma resistenze massime molto inferiori. Anche i test realizzati con reti in basalto e carbonio hanno evidenziato dei risultati deludenti con rotture a trazione della fibra a tensioni massime molto inferiori rispetto alla resistenza del tessuto.

I dati elaborati fanno supporre che la lunghezza scelta sia sufficiente per ottenere la massima resistenza a taglio (malte a base di calce non polimero modificate necessitano invece di una lunghezza maggiore). L'utilizzo di malte a base di calce ha portato al raggiungimento di tensioni tangenziali pari al 63% della resistenza ultima a trazione della fibra. Valori maggiori sono stati raggiunti con l'utilizzo di malte polimero modificate (67 e 78%) o nel caso di additivi (102%). Diversamente dal confronto tra le prove di pull-off e le caratteristiche meccaniche delle matrici, non esiste una chiara correlazione nel caso degli Shear Test.



(a)



(b)

Figura 2.49: Risultati ottenuti dagli shear test, mediati su cinque campioni (Girardello, 2012)

Ghiassi e altri (2013) indagano gli effetti dell'umidità sul comportamento di adesione della muratura in mattoni rinforzata con FRP, attraverso Single Shear Test (Figura 2.50). L'esposizione all'umidità riduce la forza di adesione dei compositi, consentendo la delaminazione locale. L'effetto degradante varia con le proprietà dei materiali, i trattamenti superficiali e le configurazioni di prova. Dei mattoni di argilla, con bassa resistenza a compressione, sono stati rinforzati con fibre di vetro (tramite layup bagnato) e immersi in acqua per 24 settimane dopo la fase di incollaggio tramite resina epossidica. Per i test sono state ritagliate delle fasce

di fibra larghe 50 mm; la lunghezza di adesione scelta è di 150 mm, con una parte non aderente, vicina all'applicazione del carico, di 40 mm. Ogni quattro settimane di immersione sono state eseguite 5 prove.

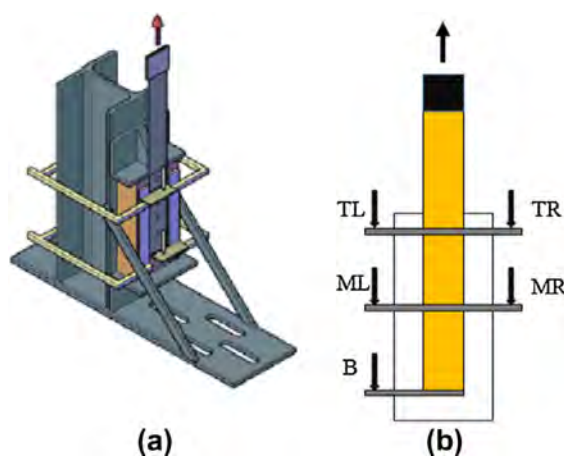


Figura 2.50: Setup di prova (Ghiassi e altri, 2013)

Dalle prove si denota lo sviluppo di un comportamento meno fragile, durante i periodi di immersione, con un degrado della forza di adesione. Lo scorrimento, dopo 24 settimane, è stato rilevato di 1.4 mm, rispetto agli 0.6 mm iniziali. Questo conferma la tendenza ad un aumento della lunghezza efficace di adesione. Le variazioni della forza di distacco indicano una diminuzione del 16% nelle prime 12 settimane, fino a raggiungere il 35% dopo 20 settimane. La presenza di acqua all'interfaccia diminuisce l'energia superficiale di aderenza e, di conseguenza, la forza allo strappo. La rigidità di adesione, definita dalla pendenza iniziale della curva adesione/scorrimento, è diminuita in modo significativo nelle prime 8 settimane (il 60%), fino a raggiungere l'80% a fine sperimentazione; questo può derivare dalle proprietà della resina. La rottura osservata principalmente nei campioni è stata di tipo coesivo, con strati di spessore sempre minore fino allo spessore minimo del primer dato all'inizio; la superficie di frattura si sposta all'interfaccia mattone/primer con l'aumento di acqua.

2.2.2.1 Pull-out Test

Per quanto riguarda le azioni tangenziali, oltre ai già largamente citati Shear Test, un altro tipo di prova viene utilizzato per indagare il comportamento di adesione tra rinforzo e substrato. La prova di pull-out analizza infatti la forza di estrazione di una barra o, nel caso in esame, di un "connettore" di materiale composito inserito in precedenza all'interno di un elemento di supporto, sia esso in calcestruzzo o muratura. Applicando un carico in direzione parallela al rinforzo, si creano delle tensioni tangenziali che contrastano il moto estrattivo: il test cerca di comprendere il comportamento del sistema sotto sforzo conosciuto, analizzando l'incremento delle prestazioni rispetto al sistema iniziale non consolidato.

Il metodo di prova nasce per testare i prodotti di ancoraggio applicati al calcestruzzo (UNI-EN 1881 (2007) - Metodo di estrazione); più precisamente tratta lo sfilamento di una barra di armatura di acciaio ancorata in un blocco di cal-

cestruzzo, con l'utilizzo di specifiche resine sintetiche o miscele e l'esclusione di malte per iniezione. Durante la prova si misurano la forza e lo spostamento della barra rispetto al provino; i sensori devono essere ad una distanza di almeno 150 mm dalla barra, e l'aumento di carico di prova deve essere di 1.6 kN/s, fino a rottura. La UNI-EN 12504-3 (2005) (determinazione della forza di estrazione) indica che la misurazione può essere utilizzata per stimare la resistenza a estrazione in sito, per stabilire quando rimuovere forme e puntelli o per effettuare confronti tra i materiali; riguarda un inserto pre-inglobato nel getto costituito da un disco e uno stelo, oppure di un dispositivo simile inserito successivamente per foratura all'interno del calcestruzzo indurito. La UNI-EN 846-2 (2002) riguarda invece la determinazione della resistenza di aderenza di armature prefabbricate per giunti di malta orizzontali. Per gli Stati Uniti sono valide la ASTM E488-96 (2003), sia per supporti in calcestruzzo che per pannelli murari, oltre alle ETAG 020 (2006) e ETAG 029 (2013), più specifiche per i casi di substrato murario, sia che si tratti di singoli elementi che di interi paramenti (Figura 2.51).

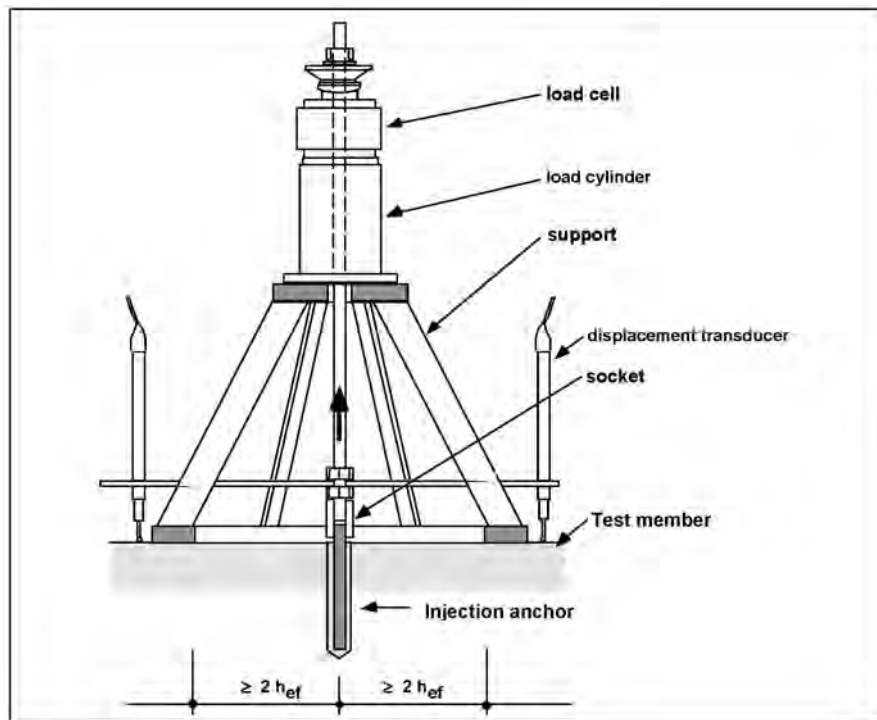


Figura 2.51: Setup prova pull-out non confinata (ETAG 029, 2013)

Come conseguenza, le sperimentazioni che hanno impiegato la prova di pull-out riguardano quasi esclusivamente il campo delle barre in acciaio, anche se applicate come rinforzo delle murature. Soric e Tulin (1989) hanno studiato la tensione di adesione, free-end slip e deformazione di barre (lunghezza di 16 e 32 pollici, diametro 4 e 7 pollici) inserite su muratura in mattoni di argilla o calcestruzzo, tramite l'ausilio di malta, e sottoposte a carichi ciclici e monotonici. La diversa nervatura delle barre e la lunghezza di aderenza hanno contribuito ad ampliare l'insieme dei parametri. Gigla (2004) ha analizzato l'ancoraggio, mediante iniezione, come sistema di consolidamento per le murature storiche. L'elemento in acciaio, inserito all'interno di un anello di malta/cemento (diametro 56 e 76 mm), permette di

trasferire parte della forza di trazione su brevi lunghezze di adesione. 500 prove di pull-out sono state eseguite in situ e in laboratorio su barre filettate in acciaio: i meccanismi di rottura si riferiscono alle diverse interfacce malta/substrato e malta/ancoraggio, ma possono anche presentarsi rotture combinate, tronco-coniche, che comportano aumenti del carico ultimo (Figura 2.52).

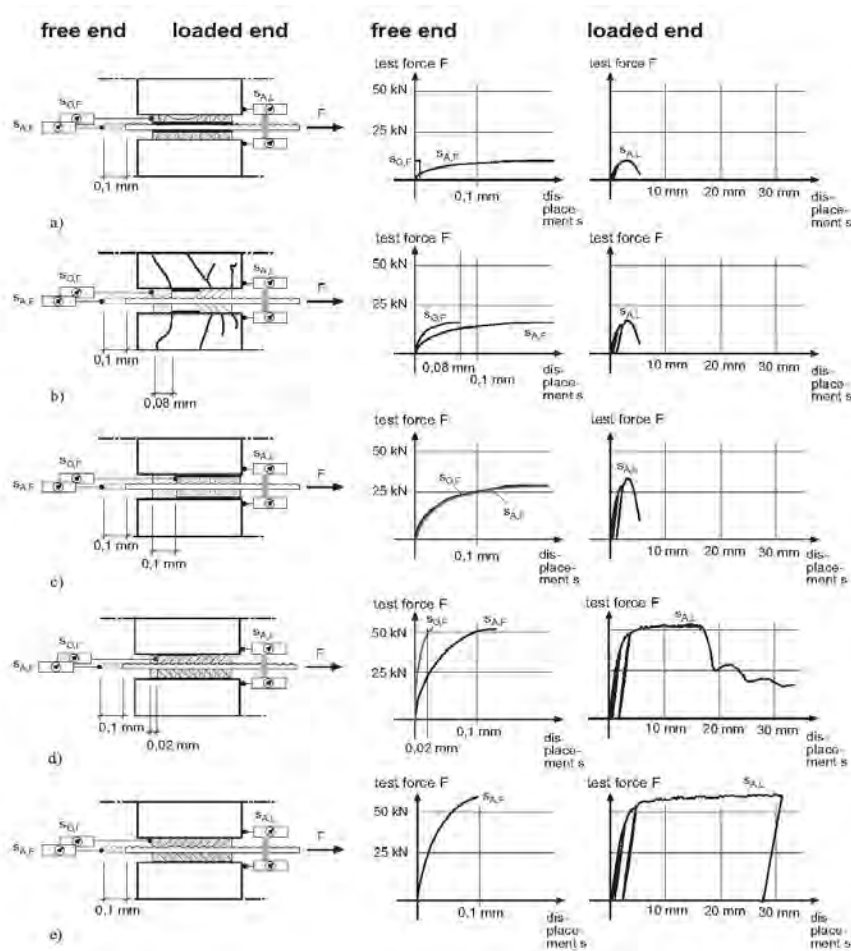


Figura 2.52: Analisi modalità di rottura (Gigla, 2004)

Ulteriori prove eseguite in laboratorio su prismi in muratura hanno studiato l'influenza del giunto di malta, mostrando gli effetti a diversi livelli di carico verticale. In Gigla (2010) viene effettuato un confronto sulla forza di adesione tra muratura e calcestruzzo (Figura 2.53): diventa importante l'influenza data dal diverso assorbimento di acqua, che provoca dei cambiamenti nelle proprietà dei materiali. I provini in c.a. sono state divise in due categorie, in base all'inserimento delle barre pre o post maturazione del calcestruzzo stesso. Le barre presentano diametri di 10 mm (diametro di foratura 30 mm) e diverse lunghezze di aderenza: 150, 200, 250 e 300 mm. Sono stati studiate diverse tipologie di malta (rapporti a/c diversi). Durante le fasi di carico si registrano deformazioni elastiche e plastiche delle barre di ancoraggio; le deformazioni plastiche si verificano nel caso in cui, a causa delle forze d'attrito durante la fase di scarico, l'acciaio non ritorna allo suo stato iniziale. La capacità di carico aumenta congiuntamente alla lunghezza di adesione. In

corrispondenza della stessa lunghezza di ancoraggio, le barre incorporate sono più resistenti di quelle iniettate.

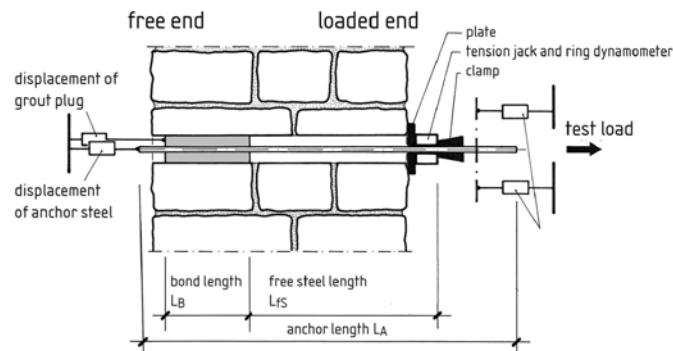


Figura 2.53: Schema ancoraggio delle barre per la configurazione di prova Gigla (2010)

In Du *e altri* (2012) è stato analizzato il comportamento delle murature consolidate con barre d'acciaio, al fine di determinare la resistenza dei pannelli. Le prove di pull-out sono state realizzate in sito su sei edifici diversi. Le barre di acciaio, di diametro uniforme (6 mm), sono state inghisate ad una profondità di 100 mm, con l'utilizzo di un collante strutturale. I campioni sono stati portati a rottura (trazione della barra a 6.6 kN), aumentando progressivamente il carico secondo 6 diversi step e mostrando 3 diverse tipologie: rottura conica della parte di muratura, rottura della barra (carico massimo di trazione) e sfilamento della barra dal supporto. L'aumento di resistenza offerto dalla presenza delle barre d'acciaio risulta meno evidente per il calcestruzzo.

Algeri *e altri* (2010) hanno studiato il comportamento di ancoraggi e malta a base di calce su muratura storica, attraverso una combinazione di tubi di acciaio inseriti dentro una calza di tessuto dove viene iniettata malta a bassa pressione (l'iniezione permette alla calza di adattarsi al substrato, Figura 2.54).



Figura 2.54: Fasi di iniezione delle calze nei fori della muratura (Algeri *e altri*, 2010)

L'elemento di prova è un connettore iniettato con una lunghezza di aderenza approssimativa di due terzi dello spessore del muro; il diametro del foro è circa 3 volte il diametro della barra. Nei test in laboratorio un carico verticale è stato

applicato mediante precompressione (0.2 MPa), mentre in situ sono stati scelti 6 diversi edifici, in pietra e mattoni (Figura 2.55). La rottura prevalente si trova all'interfaccia con il substrato, segno dell'importanza delle proprietà meccaniche di quest'ultimo (Figura 2.56). La rigidità della boiaccia cementizia risulta 4 volte maggiore rispetto a quella della malta di calce. La resistenza della malta influenza le prestazioni degli ancoraggi iniettati.

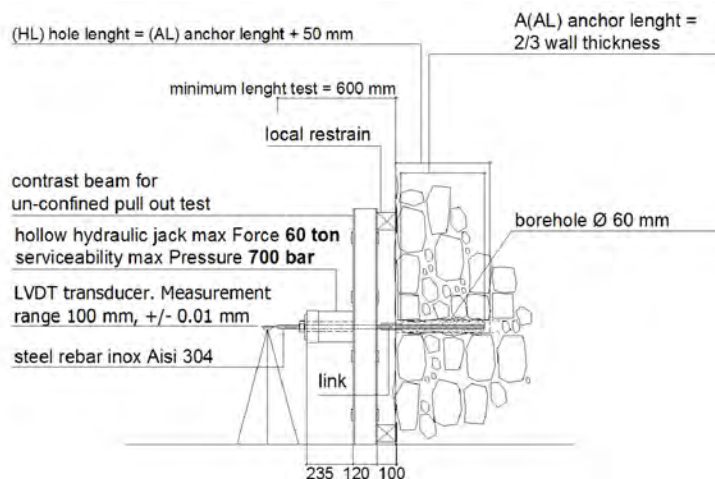


Figura 2.55: Setup prova in situ (Algeri e altri, 2010)

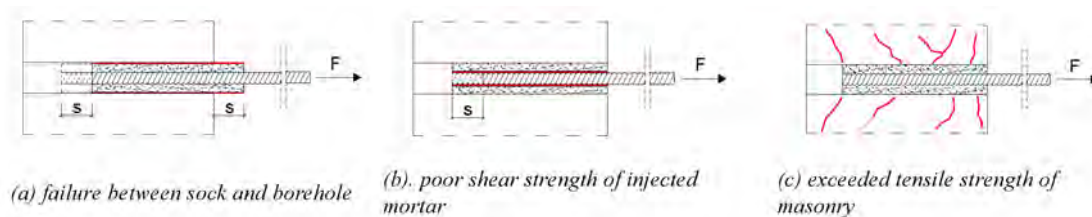


Figura 2.56: Meccanismi di rottura osservati (Algeri e altri, 2010)

La NIKER, tra il 2011 e il 2013, ha seguito diverse sperimentazioni al fine di creare dei sistemi di connessione che si basano sulla dissipazione dell'energia per far fronte alle azioni sismiche. In particolare, due campagne si sono occupate delle connessioni tra le pareti di edifici, mediante l'utilizzo di prove pull-out. La prima (NIKER, 2013a) ha studiato la connessione tra due pareti verticali (Figura 2.57), ottenuta con barre in acciaio inserite all'interno di fori praticati nella struttura, iniettati con malta e racchiusi da una guaina in tessuto (la guaina in poliestere permette alla malta di espandersi, adattandosi agli spazi dentro la muratura).

Per effettuare le prove sei barre sono state inserite su ogni pannello autoportante (secondo la UNI-EN 846-2 (2002)), con posizionamento volutamente casuale, per essere rappresentativo del comportamento medio, e a diversi livelli, con una variazione del carico verticale (il carico applicato varia da 0.05 e 0.1 MPa). I pannelli hanno dimensione 1.4 x 0.35 x 1.5 m, con mattoni (220 x 110 x 70 mm con 20 fori verticali e resistenza a compressione di 27.3 MPa) e malta a base di calce idraulica naturale. Le malte sono testate secondo normativa (UNI-EN 772-1 (2002), UNI-EN 772-6 (2002), UNI-EN 1015-11 (2007), UNI-EN 1052-1 (2001)).

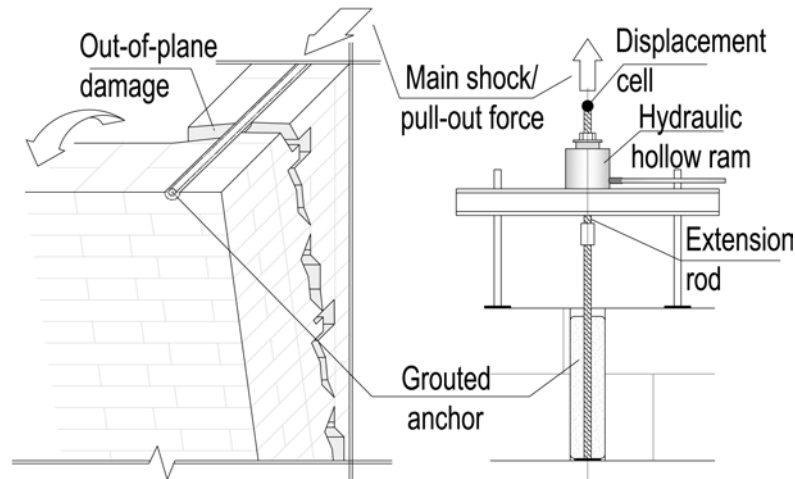


Figura 2.57: Layout di applicazione in sito e simulazione di prova (NIKER, 2013a)

Le barre in acciaio filettato (carico di prova 450 MPa e di rottura 700 MPa) sono lunghe 400 mm, e installate in 80 mm di diametro del preforo eseguito. Il test è terminato quando il substrato presentava danni chiaramente rilevabili, o i trasduttori misuravano spostamenti di 10 mm. Sono state presentate le seguenti modalità di rottura (Figura 2.58):

- perdita di aderenza: tra barre e malta (1a), malta e substrato (1b) o tra i mattoni adiacenti al foro (1c);
- trazione: conica della parte dei mattoni (2a), della barra in acciaio (2b);
- combinazione delle modalità citate.

La rottura principale riguarda la perdita di aderenza tra la malta e il substrato, mentre lo schiacciamento della muratura in prossimità della macchina di trazione può essere causato dal setup di prova. Nelle curve carico/spostamento si nota un caratteristico andamento irregolare oltre un certo carico, dovuto alla barra di acciaio che viene estratta senza un ulteriore aumento di forza (e diminuzione della pressione nel martinetto idraulico). La capacità di carico è stata confrontata con quella ottenuta analiticamente, in base alle proprietà del materiale e alle modalità di rottura (la resistenza a taglio della muratura può essere calcolato in base agli Eurocodici). L'equazione 2.1

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \cdot 100 \quad (2.1)$$

analizza la forza di adesione, con $f_{vk0} = 0.24$ MPa (taglio muratura) e σ_d compressione verticale. La sola differenza di carico verticale sembra avere un impatto elevato. I risultati sperimentali sono del 70% superiori a quelli analitici (pensati come un limite inferiore, Figura 2.60). Le curve, vedi Figura 2.59, presentano alcuni aspetti ricorrenti: si può notare una transizione tra la fase elastica ad una non elastica (dovuta presumibilmente a movimenti relativi degli elementi del substrato e ad una prima fase di rottura all'interfaccia), il raggiungimento di carichi e spostamenti massimi (fase non orizzontale, il sistema presenta ancora capacità

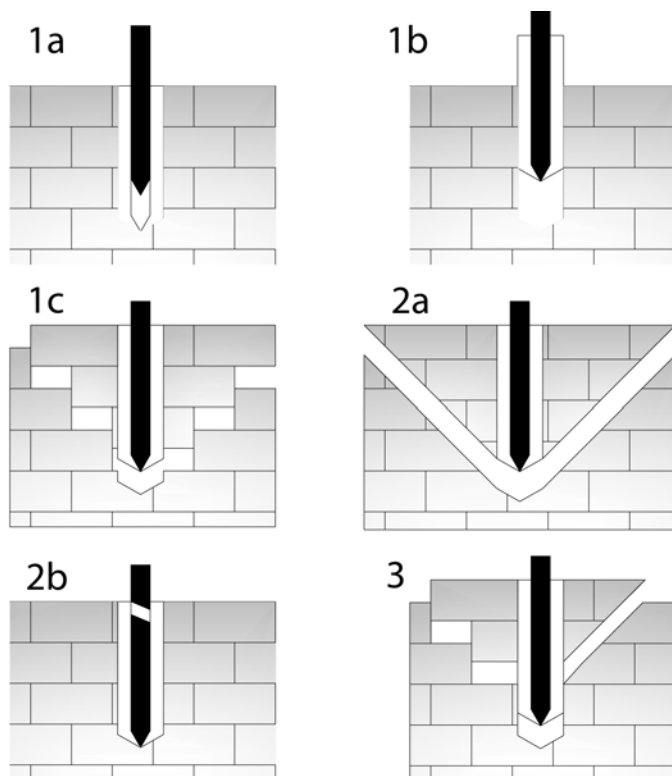


Figura 2.58: Modalità di rottura possibili per barre di acciaio ancorate su muratura sottoposte a sforzo assiale (NIKER, 2013a)

di resistenza) fino a rottura. Nel caso di maggiore compressione verticale, le prove registrano un ulteriore aumento della rigidità del sistema (e maggiore carico massimo).

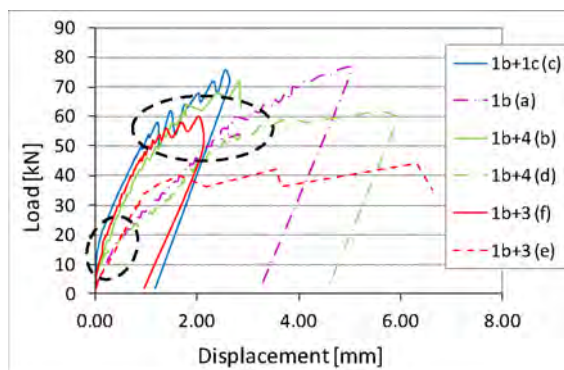


Figura 2.59: Tipiche curve carico/spostamento (NIKER, 2013a)

Un'analisi di regressione si è tradotta in un'equazione (2.2), per descrivere il comportamento delle barre:

$$F = -4.1 \cdot u_2 + 31.48 \cdot u + 9.37 \cdot 100 \quad (2.2)$$

con F forza di pull-out e u spostamento massimo. Resta evidente comunque che le proprietà locali della muratura impediscono una più corretta interpretazione del problema. Le capacità di carico medio raggiunte sono state di 55 kN (cov 15%); le

Anchor No	Pull-out capacity calculated from $f_{vk,0}$ [kN]	Pull-out capacity calculated from f_{vk} [kN]	Measured									
			A		B		C		D		E	
			kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
a	21	46	16	0.3	60	2.8	66	3.84	/	/	76	5.05
b			42	0.9	64	1.8	62	2.09	/	/	72	2.82
c			22	0.1	54	1	54	1.57	/	/	71	2.63
d			10	0.1	58	3.3	60	5.98	-	-	/	/
e			34	0.9	40	1.6	35	6.62	-	-	/	/
f			18	0.1	52	1.1	55	1.81	47	2.07	/	/
Average			23.67	0.41	54.67	1.93	55.33	3.65			73.00	3.50
CoV (%)			51	95	15	47	20	61			4	38

Figura 2.60: Sintesi di confronto tra dati sperimentali e analitici (NIKER, 2013a)

rottore di tipo conico non accadono facilmente, dato che il materiale di substrato si rompe a flessione piuttosto che a taglio.

La seconda campagna sperimentale (NIKER, 2013b) ha riguardato 31 prove di estrazione su barre in acciaio inox e GFRP collocate in fori iniettati con malta, su pareti in blocchi di terracotta. Sono state utilizzate tre diverse tipologie di substrato (Figura 2.61), per analizzare la compatibilità con i materiali e diverse lunghezze di infissione (35, 38 e 41 cm). Gli stessi test, effettuati in precedenza con resina epossidica (Ziegert, 2010) hanno provocato rotture per mancanza di adesione tra resina e substrato: le barre avevano lunghezza 110 mm, e i carichi ottenuti sono variati da 1.2 a 8 kN, presentando rotture coniche molto superficiali; questi risultati sono stati usati come confronto. Il diametro dei fori è stato mantenuto costante, di 30 mm, mentre le barre avevano diametro 10 mm, con nervature costanti. In alcuni campioni sono stati inseriti tre bulloni, per registrare un eventuale miglioramento nelle prestazioni. Le modalità di rottura sono state di due tipi, all'interfaccia tra malta e substrato (per perdita di adesione) oppure tra malta e barre d'acciaio. Il legame di aderenza è influenzato dalla presenza dei bulloni e dalla pressione di iniezione della malta; anche la qualità del materiale di substrato influenza la resistenza di prova.

Sebbene la prova di pull-out riguardi principalmente l'ancoraggio di barre d'acciaio e sia normata per l'applicazione su calcestruzzo, recentemente alcuni ricercatori hanno studiato l'aderenza degli FRP mediante questo tipo di test. Banholzer e altri (2006) è forse il primo ad analizzare il comportamento della fibra da un punto di vista microscopico, studiando differenti tecniche e procedure di prova per determinare le proprietà dei TRC, le loro caratteristiche di aderenza al substrato e l'effetto di diverse combinazioni di materiale. I test di pull-out sono stati condotti su fibre di vetro accoppiate ad una malta cementizia a grana fine. Si è ottenuto che l'adesione tra la matrice cementizia e le fibre è controllata da un forte legame d'interfaccia tra i filamenti più esterni del trefolo e la malta ("rottura telescopica") e dallo scorrimento dei filamenti più interni, fenomeno influenzato dal modo casuale e non prevedibile con cui la matrice penetra ad avvolgere i singoli filamenti. Lo stato dell'arte in merito a questa prova, applicata su materiali compositi, risulta pressoché inesistente. Solo un altro esempio è fornito da Ozbakkaloglu e Saatcioglu (2009), che hanno sperimentato degli ancoraggi in FRP, utili a evitare la delaminazione delle strisce di compositi dalle pareti di cls (EBS). Sono stati testati connettori in carbonio per un totale di 81 focchi, sotto carico monoassiale (Figura



Figura 2.61: Esecuzione del test su parete in muratura (NIKER, 2013b)

2.62). I parametri includono la lunghezza, il diametro e l'angolo di inclinazione della barra, oltre alla resistenza a compressione del calcestruzzo. I connettori sono composti da una barra di rinforzo o un tirante filettato inserito in un foro effettuato in precedenza nel substrato del c.a. e fatto aderire mediante adesivi come resine, poliestere, colle viniliche. Il funzionamento dipende dal trasferimento delle tensioni di carico dall'elemento al calcestruzzo.

I fiocchi analizzati presentano diametro di 12.7, 15.9 o 19.1 mm e lunghezza di ancoraggio variabile da 25 a 100 mm; sono stati inseriti in cilindri di calcestruzzo, di tipo normale (resistenza a compressione 27 MPa) e ad alta resistenza (50 MPa). Le lunghezze di adesione sono state progettate per prevenire la rottura diretta a trazione delle fibre, tra 25, 50, 75 e 100 mm. Le larghezze sono diversificate in relazione al diametro del foro (140, 220, 300 mm). 8 provini sono stati infine inseriti con un certo angolo di inclinazione, tra i 15° e i 45°.

L'estrazione dei connettori ha coinvolto la maggioranza dei provini testati (Figura 2.63), nella forma di estrazione conica del c.a. (lunghezze di ancoraggio minori, di 25 mm), o di combinazione tra rottura del calcestruzzo e scorrimento del connettore (lunghezze di ancoraggio maggiori, 50, 75 e 100 mm). La profondità del cono di calcestruzzo estratto diminuisce all'aumentare della lunghezza di aderenza. La forza di aderenza tende a diminuire all'aumentare del diametro di ancoraggio e del tratto di inserzione; non è significativamente influenzata dalla resistenza del calcestruzzo, a causa della rottura all'interfaccia con la resina. La fessurazione del calcestruzzo è avvenuta in alcuni casi, sottolineando come la tensione causata dal

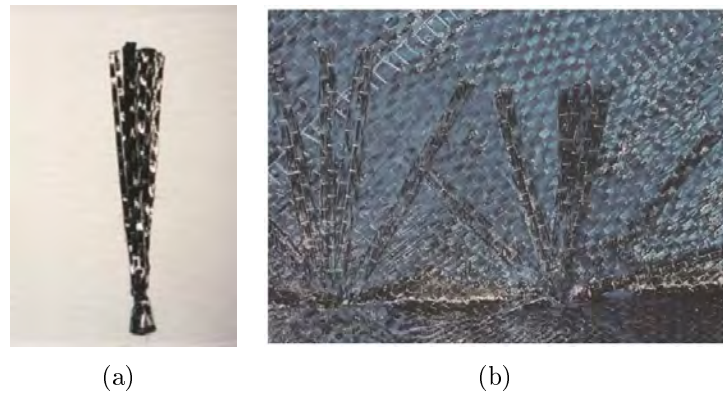


Figura 2.62: Barre di ancoraggio in FRP (a) prima e (b) dopo l'inserimento nel substrato (Ozbakkaloglu e Saatcioglu, 2009)

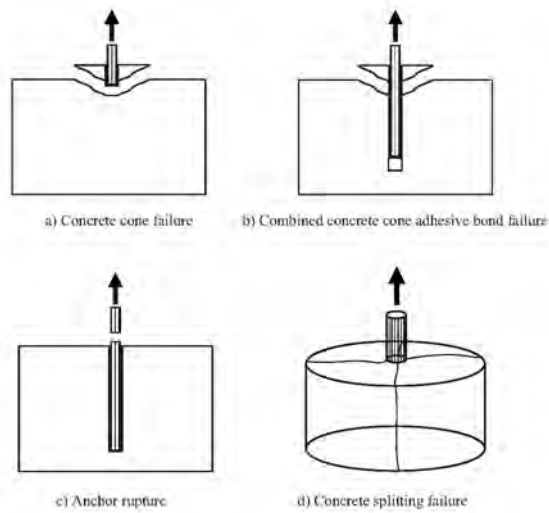


Figura 2.63: Modalità di rottura osservate (Ozbakkaloglu e Saatcioglu, 2009)

trasferimento delle forze fosse maggiore della resistenza a trazione del materiale: per evitare tale rottura, il diametro dei cilindri è stato aumentato da 200 a 270 mm. Nel caso di ancoraggi inclinati, la rottura è avviata dallo schiacciamento parziale della sezione di calcestruzzo, con una profondità di 20-30 mm; questo comporta una riduzione del carico ultimo. I risultati mostrano un'elevata resistenza all'estrazione, e quindi alla delaminazione degli FRP; la forza di adesione media registrata varia dai 10 a 15 MPa, a seconda del diametro e della lunghezza di ancoraggio.

2.2.3 Applicazione dei compositi per il rinforzo di elementi strutturali

Gli FRP sono da tempo utilizzati per il rinforzo strutturale. Due campagne di prove a flessione su travi in c.a. rinforzate con FRP sono state condotte da Kim *e altri* (2005). Nella prima campagna sperimentale sono state testate sei travi caratterizzate da diversa larghezza dello strato SRP. Nelle travi rinforzate si sono osservati incrementi della capacità portante sino a più del 53% e modalità di rottura pseudo-duttile. Anche per la seconda indagine sono state testate sei travi, alle quali sono state applicate diversi tipi di compositi CFRP e SRP; i risultati confermano una modalità di rottura duttile per tutte le travi, con aumento del 25% per il carico a snervamento e del 42% per il carico ultimo. Indagini su travi in c.a. rinforzate a flessione con SRP sono state portate a termine da Casadei *e altri* (2005), Prota *e altri* (2006), i cui risultati sperimentali hanno fornito informazioni importanti circa le prestazioni delle travi rinforzate in termini di resistenza, deformazioni e modalità di fallimento. Per quanto riguarda i rinforzi con matrice cementizia sono ancora relativamente pochi i contributi che riguardano il loro comportamento. Lo studio presentato da Mantegazza e Barbieri (2002) tratta dell'impiego di un sistema composito strutturale fibroso in matrice cementizia. Sono state condotte prove a compressione diagonale su pannelli in muratura rinforzati con FRCM, da cui risultano dati sperimentali che evidenziano un incremento medio del carico massimo del 50% nel caso di pannello rinforzato unilateralmente con singolo strato di FRCM, del 170% nel caso di pannello rinforzato unilateralmente con doppio strato di FRCM, del 250% nel caso di pannello rinforzato bilateralmente con doppio strato di FRCM. Anche Faella *e altri* (2010), in seguito a prove di compressione diagonale su pareti in muratura di tufo, valuta un incremento della resistenza dei pannelli rinforzati con CFRM. Altre ricerche mettono a confronto le performance di sistemi di rinforzo a matrice inorganica e organica. In Wobbe *e altri* (2004) sono state sottoposte a prova di flessione quattro travi, di cui una di controllo, rinforzate con SRG e SRP. Le tre travi rinforzate con SRG e SRP sviluppano un livello di resistenza massima superiore a quello dell'elemento di controllo. Il comportamento ultimo di travi in c.a. rinforzate a flessione con materiali compositi è stato studiato anche da Prota *e altri* (2004). Il programma sperimentale ha previsto prove a flessione su 10 travi in spessore, di cui una trave di controllo, due rinforzate con CFRP, quattro rinforzate con tessuto in acciaio ad alta densità incollato con resina epossidica, e tre rinforzate con tessuto in acciaio a bassa densità impregnato con malta cementizia. La modalità di rottura di tutti gli elementi, ad eccezione della trave di controllo, è per delaminazione del rinforzo; tuttavia l'uso di CFRP

consente un aumento di resistenza più significativo rispetto a quello ottenuto per l'uso dei tessuti in acciaio impregnati sia con resina che con malta cementizia. In Di Tommaso *e altri* (2007) è stato posto a confronto l'incremento di resistenza ottenuto con compositi CFRCM rispetto a quello ottenuto con CFRP. L'osservazione del collasso ha mostrato un minor incremento di resistenza nelle travi rinforzate in CFRCM associato però ad un incremento della duttilità dovuto alla modalità di delaminazione che si manifesta all'interno della matrice, piuttosto che nello strato di supporto prossimo all'incollaggio. Huang *e altri* (2005) presentano una ricerca finalizzata alla dimostrazione dell'efficacia di SRP e SRG. Tale efficacia è valutata su strutture esistenti per gli SRP, mentre le prestazioni SRG sono state studiate su travi in cemento armato preparate in laboratorio. Si dimostra che entrambi i compositi migliorano significativamente la resistenza dei componenti in calcestruzzo, quindi SRG e SRP risultano idonei per applicazioni pratiche.

Numerose ricerche sul comportamento fuori piano di pannelli murari rinforzati con compositi si sono sviluppate a partire dalla sperimentazione di Triantafillou (1998), dove veniva analizzata la flessione fuori piano, nel piano e il taglio di pannelli rinforzati con CFRP. Nello stesso anno Gilstrap e Dolan (1998) hanno realizzato un programma di prove a flessione su quattro punti orizzontali eseguite per sei pannelli di muratura rinforzati con AFRP e CFRP. Le conclusioni ottenute da queste prime sperimentazione sono risultate molto incoraggianti perché si è dimostrata l'efficacia del rinforzo di FRP. A seguito di queste ricerche si sono affiancati gli studi di Silva *e altri* (2001), Albert *e altri* (2001), Hamoush *e altri* (2002), e Kiang Hwee e Patoary (2004), Galati *e altri* (2006). Successivamente si è studiato il comportamento dei campioni sottoposti a flessione su tre punti in orizzontale utilizzando cicli di carico (Papanicolaou *e altri*, 2007), l'importanza di questa ricerca sta nell'utilizzo di TRM oltre a i classici FRP. Da questi test, si concluso che il rinforzo con matrice cementizia consente un sostanziale aumento di resistenza e di deformabilità; questo beneficio è tanto più grande quanto maggiore è il numero di fibre.

Per quel che riguarda il rinforzo di archi e volte, sono state sperimentate sei volte in muratura rinforzate con strisce di GFRP e di CFRP. I risultati hanno precisato l'aumento nella resistenza e nella duttilità delle volte rinforzate e l'influenza sulla resistenza ultima della larghezza delle strisce e del legame fra il laminato e la muratura (Valluzzi *e altri*, 2001). In Badalà *e altri* (2009) è illustrata una procedura di analisi limite, per il calcolo della capacità portante di volte a botte rinforzate con CFRP. Uno studio sperimentale ed analitico è stato effettuato su modelli di archi in muratura con differenti configurazioni di rinforzo tramite strisce in fibra di carbonio CFRP (Briccoli Bati et al. 2007). L'analisi sperimentale effettuata ha permesso di valutare sia l'efficacia delle differenti configurazioni di rinforzo che l'affidabilità dei modelli analitici proposti per il calcolo del carico di collasso della struttura, oltre all'aumento nel carico, nella rigidezza e nella duttilità al collasso degli archi in muratura una volta rinforzati con le strisce di CFRP. Nel lavoro di Basilio *e altri* (2005) è stata focalizzata l'attenzione sul comportamento degli archi in muratura di laterizio, rinforzati con strisce in fibra di vetro (GFRP). I risultati sperimentali ottenuti mostrano come il rinforzo in GFRP utilizzato per queste in-

dagini produce un sensibile miglioramento nelle prestazioni della struttura rispetto alla stessa non rinforzata. Sono state effettuate prove sperimentali su archi e volte anche con compositi con matrice cementizia e fibre di carbonio (CFRCM) (Jasienko e altri, 2009). In Briccoli Bati e altri (2007) sono stati impiegati tessuti di vetro applicati con malta cementizia (GFRM) su tutta la superficie di intradosso dell'arco riscontrando un incremento della capacità portante, senza un'alterazione del cinematismo di collasso tipico dell'arco non rinforzato. È stato indagato anche il comportamento di archi rinforzati con fibre di basalto annegate in matrice cementizia (BTRM), convalidando la semplicità dell'applicazione di BTRM, anche su supporti di forma che hanno una forma complessa e l'efficacia di questo sistema di rinforzo che porta ad un miglioramento del comportamento meccanico della struttura in termini di resistenza e deformazione. In Borri e altri (2009c) sono state comparate le prestazioni di SRP e SRG applicati a strutture ad arco in muratura, da cui ne risulta che i materiali compositi SRP/SRG hanno determinato un significativo incremento della capacità portante sia nel caso di applicazioni estradossali che in quello di applicazioni intradossali; inoltre nelle applicazioni intradossali, l'impiego della matrice cementizia ha garantito le migliori prestazioni in termini di capacità portante, consentendo una migliore redistribuzione delle tensioni tra il laminato e la corteccia muraria.

2.3 Durabilità

Gli studi sulla durabilità dei materiali compositi in campo edile ricoprono oggi un ruolo particolarmente importante; infatti, si è verificata una grande diffusione di materiali compositi a causa delle ottime prestazioni meccaniche da loro dimostrate in vari test, ma si è spesso tralasciato di verificare l'efficacia temporale di tali prestazioni. Soltanto negli ultimi 10 anni hanno iniziato a svilupparsi alcune sperimentazioni finalizzate alla conoscenza degli effetti negativi dovuti all'ambiente; in particolare si presentano qui in seguito alcuni importanti studi legati agli effetti ambientali sull'aderenza composito-substrato. In Chin e altri (1998) viene condotta una sperimentazione con lo scopo di caratterizzare l'assorbimento e il trasporto di liquidi attraverso tre film costituiti da tre matrici di materiale composito differenti: resina epossidica, isopolyestere e vinilestere. Sono stati immersi sei provini per ogni specie in tre liquidi diversi: acqua distillata, soluzione salina ed una soluzione cementizia, al fine di simulare le condizioni alcaline che si sviluppano all'interno del cemento. Le immersioni sono state fatte secondo due diverse temperature ambientali: 22° C e 60° C. Dai risultati si è concluso che la resina epossidica alla quale corrisponde il più alto valore dell'equilibrio di massa e di solubilità presenta il minor valore del coefficiente di diffusione.

Così come l'acqua, anche la temperatura gioca un ruolo fondamentale per quanto riguarda la durabilità del legame d'aderenza tra composito e substrato. La temperatura di transizione vetrosa T_g è una temperatura limite, oltre la quale si ha un crollo delle prestazioni del composito FRP. Il raggiungimento di quest'ultima comporta il rammollimento della matrice (resina epossidica) ed un conseguente indebolimento del legame di aderenza nonché un calo della capacità portante dell'intero materiale composito (30-40 %). Camata e altri (2007) valutano l'influenza

delle alte temperature sul comportamento di debonding tra FRP e cemento armato. I test compiuti in laboratorio sono stati svolti considerando temperature comprese tra 40° C e 120° C, esaminando tre tipi diversi di resine epossidiche aventi diverse temperature di transizione vetrosa. La sperimentazione consiste in un totale di 20 double-lap shear test su provini il calcestruzzo rinforzati con CFRP. I risultati delle prove evidenziano due modalità principali di rottura: coesiva all'interno del calcestruzzo e adesiva all'interfaccia; oltre le temperature di transizione vetrosa delle resine nella matrice si verificava l'effetto di softening, che comporta il trasferimento del carico alla sola fibra.

Anche temperature inferiori allo zero potrebbero risultare pericolose, infatti gelano l'acqua presente nei vuoti superficiali del substrato e nell'interfaccia FRP-substrato, generando fenomeni espansivi che potrebbero portare alla delaminazione. Le ricerche compiute per valutare il comportamento d'aderenza a diverse temperature sono limitate e spesso offrono risultati discordanti. Silva e Biscaia (2008) hanno eseguito prove a flessione e pull-out test per analizzare gli effetti dei cicli di gelo-disgelo su campioni di travi rinforzate esternamente con GFRP o CFRP. I campioni sottoposti a cicli di gelo-disgelo hanno mostrato una riduzione della capacità di carico. Colombi e altri (2010) presenta i risultati di una sperimentazione avente lo scopo di valutare il legame di aderenza tra strisce di CFRP e applicati a prismi di calcestruzzo. Sulla base delle raccomandazioni ASTM alcuni campioni sono stati esposti a 100 o 200 cicli di gelo-disgelo, da -18° C a +4° C, per una durata di circa 5 ore ciascuno, permettendo di analizzare il legame di aderenza a seguito di un'esposizione ad ambiente aggressivo. In questo caso risulta che i cicli termici sembrano non influenzare sensibilmente il valore della forza di adesione per i provini rinforzati con CFRP. Risultati simili sono stati ottenuti anche da Toutanji e El-Korchi (1999), che hanno svolto una sperimentazione sulle prestazioni a trazione di provini rinforzati con CFRP sottoposti a 300 cicli di gelo-disgelo; tali provini non hanno presentato alcuna riduzione significativa nella resistenza a causa dell'esposizione ai cicli termici.

La concomitanza di umidità ed elevate temperature in concorrenza ai normali carichi applicati ha un'influenza consistente sulla durabilità dell'aderenza; in generale tutte le proprietà resistenti calano all'aumentare del livello di umidità e temperatura. La sperimentazione di Myers e Ekenel (2004) è focalizzata proprio nella valutazione dell'effetto dell'umidità superficiale, dell'umidità relativa e della temperatura sull'aderenza tra calcestruzzo e rinforzo in CFRP. A tal proposito sono state effettuate test di pull-off e prove di flessione. Il trend generale dei risultati delle prove di pull-off eseguite sui provini sottoposti a cinque differenti situazioni di umidità, mostra come le prestazioni dell'aderenza diminuiscano all'aumentare della percentuale di umidità relativa; ciò accade sia in termini di tensione allo strappo che in termini di tipologia di rottura. Per quanto riguarda la temperatura si è osservato che per temperature inferiori allo zero, l'impregnazione risultava difficoltosa, mentre per le temperature superiori ai 40° C non ci sono state grosse difficoltà nell'applicazione, dato un più veloce indurimento da parte dell'adesivo. Aiello e Sciolti (2007) analizzano il comportamento all'interfaccia FRP-muratura in termini di durata sotto specifiche condizioni ambientali, simulate in laboratorio con l'utilizzo di una camera climatica a 40° C e 90% di umidità per circa sei mesi.

L'analisi di aderenza è stata effettuata mediante prove double-shear su elementi in pietra rinforzati con CFRP e GFRP. L'influenza della temperatura e dell'umidità è risultata variabile, a seconda della degradazione dei materiali polimerici utilizzati per il rinforzo. Generalmente si è registrato un decadimento della forza di legame, che colpisce in alcuni casi lo strato di interfaccia e in altri casi anche la zona di rinforzo. Anche Briccoli Bati e Rotunno (2001) indagano sull'interazione umidità-temperatura-durabilità. La sperimentazione consiste in una serie di shear test (con controllo di spostamento del mattone centrale ad ogni incremento di carico pari a 500 N) su provini in muratura, realizzati con triplette di mattoni messi in opera con della comune malta bastarda, rinforzati con CFRP e sottoposti a cicli di gelo-disgelo e umido-secco. Ne risulta che i provini rinforzati, nonostante l'esposizione ai cicli di degrado, hanno un valore del picco di rottura doppio rispetto a quelli non rinforzati. I risultati derivati dai cicli di gelo-disgelo rivelano un progressivo e continuo decadimento della resistenza a taglio. Sicuramente il parametro più significativo, per misurare l'effetto del degrado risulta essere il carico di picco, che confrontato con il valore fornito dai provini rimasti in condizioni ottimali di laboratorio, offre la stima del decremento di resistenza del legame di aderenza.

In Valluzzi *e altri* (2011) si è vista la realizzazione di prove di laboratorio su assemblaggi murari costituiti da uno a tre mattoni di laterizio con interposti giunti di malta, rinforzati con strisce di CFRP in diverse configurazioni, sottoposti a cicli termici e condizioni di umidità differenti. Le prove di adesione sono state condotte con il sistema pull-off. Per valutare l'effetto dell'umidità nell'aderenza tra supporto e composito si sono considerate tre condizioni di saturazione dei provini prima dell'applicazione dei fibrorinforzati. I risultati di queste prove mostrano che maggiore è il contenuto di acqua nel supporto minore è la tensione di pull-off. La presenza di malta influenza negativamente l'aderenza FRP-supporto. La ricerca sperimentale sotto cicli termici ha mostrato che possono verificarsi alcuni danni irreversibili a causa del diverso comportamento della resina nell'adesione: in caso di mattoni altamente porosi la rottura avveniva sempre in corrispondenza del mattone e i valori di tensione di pull-off mostrano una chiara riduzione. In caso di mattoni meno porosi il danno sembra non verificarsi.

Altre ricerche hanno sottoposto campioni rinforzati con FRP a combinazioni di diversi fattori ambientali, oltre ad elevata temperatura e umidità. Un'indagine su 10 diversi sistemi di rinforzo esposti a cinque ambienti diversi per un periodo di 24 mesi è stata condotta da Karbhari e Ghosh (2009). Lo studio è focalizzato sulle performance di CFRP e GFRP; i provini rinforzati con tali compositi sono stati esposti a diverse condizioni ambientali, ossia sono stati immersi in differenti soluzioni acquose. I risultati mostrano chiaramente gli effetti di deterioramento sul legame di aderenza risultato dell'esposizione in ambiente aggressivo: la metà dei sistemi mostra la perdita di oltre il 40% nella tensione di pull-off nel corso del periodo di indagine. Mukhopadhyaya *e altri* (1998) ha effettuato test accelerati su prismi di cemento rinforzati con GFRP; questi test consistevano nell'esposizione dei campioni a cicli alternati di asciutto-bagnato in una soluzione di cloruro di sodio al 5%, a cicli di gelo-disgelo in aria con una temperatura tra i 20° C e i -17.8° C, e una combinazione tra immersioni in soluzioni clorate e cicli di gelo-disgelo. È stato provato che l'effetto negativo più immediato e diretto dell'esposizione a condizioni ambientali aggressive avviene nella zona di discontinuità tra il rinforzo

e il substrato in calcestruzzo. Inoltre tutti gli esemplari esposti a regimi aggressivi hanno mostrato maggiori variazioni dimensionali e movimenti differenziali tra il rinforzo e il calcestruzzo rispetto ai campioni di controllo. La successione tra immersioni in soluzioni clorate e cicli di gelo-disgelo hanno portato a movimenti differenziali maggiori tra il GFRP e il supporto rispetto alle altre esposizioni, risulta quindi l'ambiente più aggressivo.

Altri test accelerati sono stati condotti da Desiderio e Feo (2005) su murature in tufo trattate con CFRP, e sottoposte a cicli di temperatura, umidità, ed esposizione alla luce UV. I risultati hanno mostrato una diminuzione del carico di rottura e naturalmente del legame tra rinforzo e supporto, con un decadimento maggiore per l'esposizione UV dei campioni. In Cromwell *e altri* (2011) vengono sperimentati diversi protocolli di prova che testano la durabilità di dei FRP nei confronti dell'ambiente aggressivo. Trapzko (2013) ha svolto una sperimentazione articolata in due fasi: la prima punta a dimostrare l'influenza del rinforzo in CFRP e FRCM su cilindri sperimentali in calcestruzzo, in funzione del tipo di matrice e della disposizione dei rinforzi, la seconda parte è finalizzata allo studio dell'influenza delle alte temperature nei confronti dei compositi. Cilindri di calcestruzzo rinforzati interamente con CFRP e FRCM sono stati esposti a temperature elevate di 60° C, 120° C e 180° C prima di essere testati fino a rottura. I risultati hanno dimostrato che il caso peggiore è quello dell'FRP, ove è necessario porre particolare attenzione alle alte temperature: a 40° C si ha una riduzione della capacità portante del campione del 20%. La riduzione della capacità per gli FRCM risulta invece del 5-10% corrispondente ad un aumento di temperatura da 40° C a 80° C. Inoltre, è stato osservata una limitata diminuzione di deformazione in compressione (circa 11%) dopo l'aumento di temperatura da 40° C a 80° C.

Degna di nota è la sperimentazione condotta da Binda *e altri* (2011) sull'effetto della cristallizzazione salina sull'aderenza e durabilità dei compositi, in quanto risulta essere l'unica ad indagare questa tematica. La procedura e i dettagli di queste prove sono riportati nel documento RILEM TC 243 MSC. e nel European Contract NIKER (FP7-ENV-2009.1-N.244123). Il programma sperimentale prevedeva: test sulla cristallizzazione salina sui campioni in muratura, misurazione del danno con il profilometro laser, analisi sull'aderenza con prove non distruttive (termografiche) che permettono di controllare la connessione tra composito e supporto, e eventuali prove di pull-off sui provini non danneggiati dai cicli di prova. In Figura 2.64 e Figura 2.65 sono riportati alcuni provini utilizzati per la sperimentazione, prima e dopo i test di cristallizzazione; il cambio di colore lungo i perimetri esterni delle strisce, in Figura 2.65, mostra la presenza di umidità.

Alla fine di tale sperimentazione si è potuto concludere che il danno causato dai sali sembra essere maggiore nei campioni di muratura rinforzati con composito; questo probabilmente può essere dovuto agli accumuli di umidità e di sali attorno alle strisce di FRP e al di sotto di esse. Le subefflorescenze causate dalla cristallizzazione salina provocano la delaminazione e il distacco delle strisce.

Gallo N. (2013) ha investigato il comportamento di alcuni materiali compositi applicati su murature di edifici sperimentali in scala reale, in riferimento al problema dell'adesione e della durabilità in ambiente aggressivo. La sperimentazione

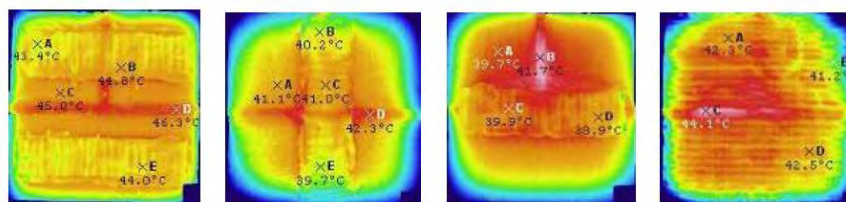


Figura 2.64: Restituzioni termografiche di alcuni provini asciutti prima dei test di cristallizzazione (Binda e altri, 2011)

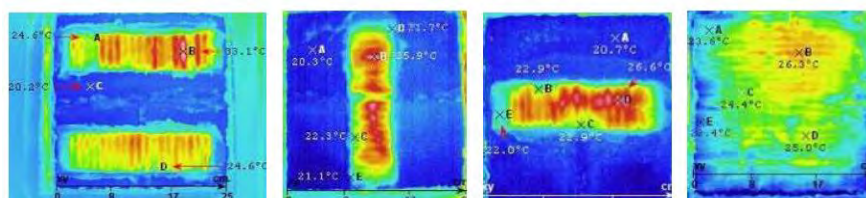


Figura 2.65: Restituzioni termografiche di alcuni provini dopo i test di cristallizzazione (Binda e altri, 2011)

prende in esame quattro tipologie di compositi, due a matrice inorganica, con malta di calce idraulica cementizia accoppiate ad una rete in fibra di carbonio (TRM), e due a matrice organica, costituiti da resina epossidica accoppiata a tessuto unidirezionale in fibra di carbonio (CFRP) e in fibra di vetro (GFRP). I materiali si sono applicati ad pannello in mattoni pieni in laterizio e uno in blocchi di pietra, e sono stati sottoposti a cicli di cristallizzazione dopo la maturazione delle matrici inorganiche. Alcune prove di pull-off sono state eseguite sui compositi, anche in funzione delle fasce di degrado ottenute sui supporti. I risultati indicano una sostanziale differenza tra matrici inorganiche e organiche, con rotture di tipo coesivo del substrato nel primo caso, senza distinzione tra tipologia di supporto o tipologia di fibre (carbonio o vetro). Per le matrici inorganiche invece è necessario distinguere le due tipologie di matrice e anche il tipo di supporto. Per il TRM con matrice a base di malta di calce, le rotture si sono verificate quasi sempre all'interfaccia fibre/matrice; la presenza di una percentuale di giunto nei tasselli in mattoni aumenta la probabilità di rotture miste. Nel caso di matrice cementizia, c'è una netta differenza di comportamento in relazione all'applicazione su substrato: nei mattoni l'adesione è notevolmente migliorata, con rotture di tipo coesivo nel substrato. I valori delle resistenze sono molto variabili. Nel supporto in mattone, probabilmente si è verificata una migliore maturazione della matrice, con medie superiori alla pietra che diminuiscono all'aumentare del degrado. Per il TRM a matrice cementizia l'adesione al supporto in pietra non è delle migliori. Per il supporto in mattoni l'aderenza è invece molto buona. Nella prima fascia verticale di TRM non si hanno grandi variazioni in funzione dell'altezza, le resistenze nominali risultano comparabili. Nella seconda fascia verticale invece risulta che le resistenze nominali siano maggiori nella fascia intermedia. Per il CFRP si notano due andamenti opposti nelle resistenze: per la pietra esiste un calo sensibile avvicinandosi alla zona più degradata del pannello, mentre per il supporto in mattoni le resistenze aumentano scendendo con l'altezza. Per il GFRP i risultati sono comparabili a quelli avuti

per il CFRP per il supporto in pietra. Risulta controcorrente invece quello che avviene per il supporto in mattoni, in cui le resistenze diminuiscono avvicinandosi alla zona inferiore. Per CFRP e GFRP l'adesione risulta ottima senza distinzione di supporto, pertanto i valori delle resistenze sono influenzati soprattutto dal degrado del supporto. La presenza del giunto influenza negativamente la resistenza nominale.

2.4 Le prove diagonali in sito, validità e interpretazione dei risultati

La normativa vigente (NTC, 2008) permette di arrivare ad un livello di conoscenza avanzato (LC3) attraverso test distruttivi in sito, come le prove di compressione diagonale (sezione 1.4.1.4). L'importanza che questo tipo di prova ricopre dal punto di vista della conoscenza dell'edificio, ha provocato negli ultimi 5 anni un grande fermento nella comunità scientifica e la realizzazione di una grande quantità di prove sperimentali finalizzate alla conoscenza e alla massima definizione di questo tipo di indagine. Già nel 2009, un anno dopo l'approvazione delle NTC, il progetto RELUIS (REte dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) ha pubblicato delle specifiche di prova per le indagini di compressione diagonale in sito (Brignola e altri, 2009), tendenzialmente seguite nel panorama nazionale.

Non essendoci tuttavia una normativa specifica, esistono diversi apparati di prova, leggermente differenti per la disposizione dei martinetti, per la preparazione del pannello e per la geometria delle travi d'acciaio. In Figura 2.66 si presenta l'apparato di prova proposto da Dalla Benetta (2010).

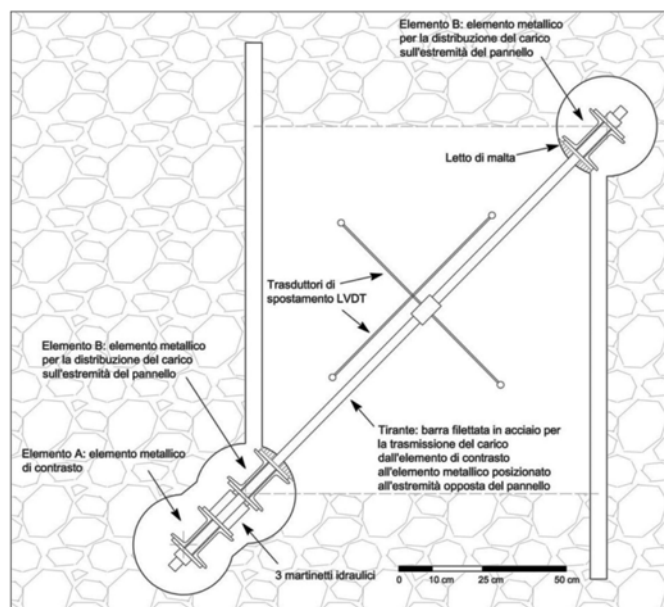


Figura 2.66: Apparato di prova di compressione diagonale (Dalla Benetta, 2010)

Rispetto ad altre metodologie utilizzate, l'apparato sopracitato elimina lo spigolo a 90° al vertice della diagonale, poiché in casi di muratura scadente è improbabile

la possibilità di ricavare profili regolari; inoltre lo smusso dell'angolo permette di semplificare la forma e contenere le dimensioni della carpenteria necessaria per le scarpe di carico.

Al di là del miglior apparato di prova, decisamente interessante è la discussione relativa all'interpretazione dei risultati e al confronto con i valori forniti dalla prova di taglio-compressione. Poiché la normativa vigente in Italia non fa differenze fra le due tipologie di prova, entrambe valide per accedere al livello di conoscenza LC3 e poiché, come risulta evidente, il valore di resistenza tangenziale media della muratura influenza drasticamente la risposta sismica dell'edificio e la valutazione di sicurezza, appare chiaro che le due metodologie di prova dovrebbero condurre a risultati simili. Tale questione è affrontata da Borri *e altri* (2013a), Borri *e altri* (2013f), Borri *e altri* (2013d), in cui si confronta risultati di prove diagonali e prove di taglio compressione, eseguite sia in sito che in laboratorio. Sono inoltre stati realizzati modelli numerici, ulteriormente confrontati con i risultati dei test. La sperimentazione, confermata dalla modellazione FEM, ha evidenziato che la resistenza a taglio data dalle prove di taglio compressione è maggiore della resistenza a taglio data dalle prove diagonali; risulta difficile capire quale prova simuli meglio il comportamento di un sisma. Si evidenzia inoltre che più è bassa la resistenza a trazione più variano le resistenze a taglio.

I dati ottenuti sono stati ripresi da Borri *e altri* (2013e) in cui si definisce un indice $a = \frac{\tau_{0TC}}{\tau_{0CD}}$ pari al rapporto fra la resistenza tangenziale media valutata con prova TC (Taglio Compressione) e con prova CD (Compressione Diagonale) secondo l'interpretazione in regime di tensione biassiale. Il valore di a varia da 1 a 3.4, un range molto ampio dato che la norma non fa differenze tra i risultati delle due prove. L'interpretazione degli autori è che nelle prove TC le tensioni verticali attivino risorse resistenti, non presenti nelle CD; la giustificazione sta nella direttrice fessurativa: nel caso di prove TC l'orizzontalità delle due facce del pannello è garantita da dispositivi di vincolo e la forza verticale di compressione schiaccia i filari orizzontali l'uno contro l'altro. Nella CD è presente invece una componente verticale di scorrimento rivolta verso l'alto. Gli autori propongono un nuovo metodo per l'interpretazione della rottura a taglio in prove TC, definito TCC (criterio unificato di Turnsek-Cacovic-Coulomb). Tale metodo è valido per i mattoni, ma di più difficile applicazione per le pietre, ove è necessario proporre un angolo di scorrimento. Con il nuovo criterio, effettuando dei casi reali, su due casi su tre si trovano gli stessi risultati ottenuti con le prove diagonali.

Il confronto tra TC e CD, è riproposto anche da Gattesco *e altri* (2013). Lo scopo della sperimentazione è la valutazione della l'incremento di resistenza dato dal consolidamento di un paramento murario con intonaco armato di GFRP in entrambi i lati e ammortato da connettori a L in GFRP. Anche in questo caso si riscontra una marcata differenza tra gli esiti delle prove TC e CD; in questo caso si fa particolare riferimento alla modalità di interazione muratura-rinforzo e relativa tipologia di collasso. Nel primo caso (TC), per effetto della specifica condizione di carico, il test ha manifestato il cedimento dei connettori in GFRP ed il conseguente distacco degli intonaci armati, con successivo degrado di resistenza del campione e contenuto, ma pur sempre di rilievo, beneficio strutturale della tecnica proposta. Nel secondo caso (CD), per effetto della minore sollecitazione indotta dalla compressione diagonale nei connettori in GFRP, l'intonaco armato si è mantenuto

collaborante con il pannello murario fino a conclusione della prova. Ciò ha determinato il cedimento per trazione della muratura evidenziando, grazie al notevole contributo dell'intonaco armato, un notevole incremento di resistenza e duttilità dell'intero campione. Pur restando evidenti la validità e l'efficacia della tecnica di rinforzo proposta, è quindi da sottolineare anche l'importanza della metodologia di prova adottata nella stima degli effetti strutturali.

Sebbene la discussione sia tuttora aperta, e le conclusioni derivino da sperimentazioni molto recenti, si può supporre che la prova di compressione diagonale, per la valutazione di un rinforzo con materiale composito, si dimostri la metodologia meno soggetta a problemi locali e con risultati più a favore di sicurezza, che la prova di tipo TC.

2.4.1 L'importanza dei diatoni nel rinforzo strutturale

Un'importante serie di sperimentazioni sono state effettuate recentemente per valutare l'importanza, e gli effetti, che connettori trasversali rivestono nel rinforzo strutturale. Si tratta spesso di diatoni artificiali, gettati o inseriti nel pannello murario, che hanno lo scopo di far collaborare paramenti differenti di una muratura, o di collegare tra loro sistemi di rinforzo superficiali, come intonaci armati. Spesso la valutazione del rinforzo avviene per mezzo di prove di compressione diagonale.

Parisi *e altri* (2012) hanno effettuato una serie di prove di compressione diagonale in laboratorio su pannelli murari di tre tipi: consolidati con fibra da un lato, consolidati con fibra da un lato e con diatoni, consolidati con fibra da entrambi i lati. La presenza di diatoni evidenzia un notevole incremento di resistenza a taglio e di duttilità.

Una sperimentazione "on site" è invece stata eseguita da Borri *e altri* (2013c). Attraverso prove di compressione diagonale e di taglio compressione si è indagato l'incremento di resistenza di murature storiche rinforzate con reti in GFRP inserite all'interno di una matrice inorganica realizzata con una malta bastarda. Il problema della connessione dei paramenti murari è stato affrontato attraverso l'uso di barre in composito (diatoni artificiali) inseriti in fori nella muratura e collegati alle reti in GFRP applicate sulle superfici dei pannelli. Per murature di spessore limitato le applicazioni sperimentate sono in grado di determinare un significativo incremento di resistenza.

Un metodo alternativo alle barre per la realizzazione di diatoni artificiali è proposto da Borri *e altri* (2013b). Si ragiona su come un diatono artificiale inserito in un foro non potrà mai ripristinare il flusso originario delle tensioni (Figura 2.67), sul fatto che non è caricato verticalmente e che non può inserirsi in modo ottimale in un eventuale meccanismo di rotazione del pannello. Per far collaborare quanto più il diatono al comportamento monolitico della parete si propone la realizzazione di diatoni artificiali mediante barra d'acciaio inghisata nella muratura con una calza che parta ad un contatto continuo con il foro andando a ripristinare una certa continuità tensionale. I risultati ottenuti, in termini di incremento di resistenza tangenziale e di comportamento di tipo monolitico del pannello, sono molto positivi. Inoltre, le prime indagini relative al monitoraggio della perdita di carico sui diatoni mostrano come la realizzazione degli svassi coinvolga una maggiore porzione di muratura a cui trasferire l'azione di compressione trasversale.

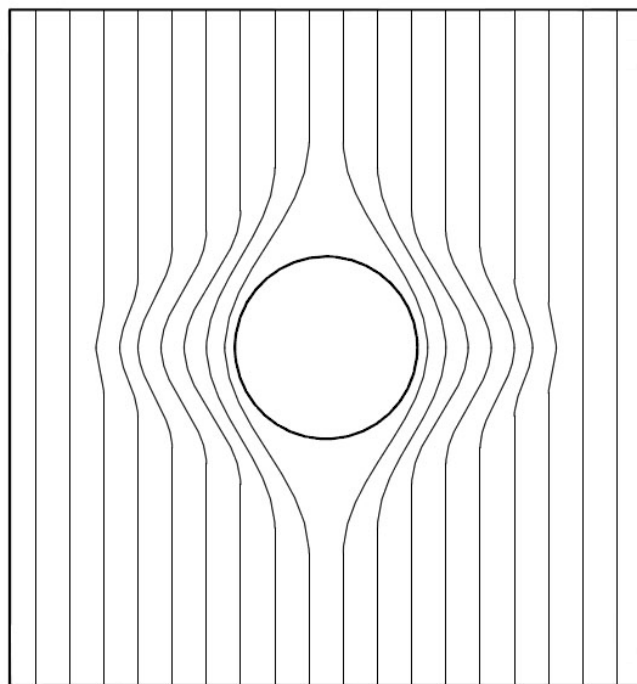


Figura 2.67: Deviazioni del flusso di tensioni, inizialmente verticali, in seguito al carotaggio Borri *e altri* (2013b)

L'inserimento di diatoni artificiali è quindi un'operazione che va valutata attentamente, caso per caso, e il cui beneficio deve considerare diversi aspetti. Bozzano *e altri* (2013) hanno indagato il miglioramento delle proprietà meccaniche date dalla presenza di diatoni in una muratura, per verificare se il coefficiente migliorativo proposto dalla normativa è adeguato. Vengono realizzate quattro coppie di provini in mattone pieno geometricamente identici e costituiti da stessi materiali diversificati però dalla presenza o meno di elementi di connessione trasversale tra i paramenti (diatoni); i provini vengono sottoposti a prove di compressione diagonale. Gli autori, sulla base dei risultati delle prove, sostengono che il coefficiente migliorativo del 30% proposto dalla norma sia un poco maggiore rispetto a quello riscontrato. Inoltre, nel caso di paramenti con rigidità differenti, dopo la rottura del pannello più debole, il pannello più rigido deve, a causa dei diatoni, supportare il carico del pannello fessurato. Tale condizione porta ad affermare che, in caso di murature costituite da paramenti differenti ed ammorsati tra loro, il paramento più debole è in grado di condurre al collasso l'intera muratura. Non è quindi detto che la presenza di diatoni comporti sempre una miglioria nella parete.

In conclusione, l'applicazione di diatoni artificiali va affrontata con molta attenzione: oltre al beneficio meccanico apportato, è necessario valutare l'ammorsamento tra il diatono e la muratura e il tipo di muratura su cui si vuole intervenire.

2.5 Osservazioni conclusive

Il capitolo ha affrontato diverse tematiche, attraverso le sperimentazioni finora effettuate: dall'aderenza dei compositi al supporto, alla loro durabilità, alle tecniche

di indagine, alla normativa e alle raccomandazioni esistenti, fino all'applicazione di alcuni sistemi di rinforzo. Per quanto riguarda i connettori in fibra risultano di particolare importanza le prove di pull-out finora eseguite (quasi mai in situ) e le informazioni relative all'aderenza tra muratura e parete; la procedura di prova per i pull-out è relativa a barre d'acciaio e quindi si andrà a definire un set-up specifico per i connettori iniettati. Ciò che emerge, inoltre, è la scarsissima reperibilità di dati sperimentali in situ, che considerino quindi aspetti legati all'applicazione di connettore alle murature esistenti e non a provini realizzati ad hoc in laboratorio. Inoltre, l'assenza di una normativa specifica e di una procedura uniformata per l'applicazione e la verifica degli spikes richiede sperimentazioni a riguardo, al fine di indagare le caratteristiche meccaniche e ampliare le informazioni esistenti, utili poi a definire dei modelli standard.

Capitolo 3

Programma sperimentale

3.1 Introduzione

Lo scopo della presente tesi è quello di valutare in sito il comportamento di connettori iniettati in fibra. A tal fine sono stati eseguiti diversi test in diversi cantieri, esaminando i diversi fattori critici tipici dell'applicazione di materiali compositi e valutando il beneficio finale dato dall'intervento di rinforzo. I diversi materiali compositi analizzati sono combinazioni di fibre di diversa densità e di differenti miscele prodotte e fornite dal gruppo Kerakoll (<http://www.kerakoll.com/>, 2013), con cui si è svolta una lunga collaborazione. Si propongono in seguito, ordinatamente e dettagliatamente, tutte le indagini effettuate nel corso degli otto mesi di sperimentazioni, secondo lo schema seguente: (1) caratterizzazione dei materiali, (2) prove di pull-off, single lap shear test e prove di pull-out su connettori in fibra, presso la scuola edile di Milano, (3) prove di pull-out su connettori in fibra, presso un edificio privato a Cremona, (4) prove diagonali e martinetti piatti doppi su muratura consolidata, presso un edificio privato a L'Aquila.

3.2 Caratterizzazione dei materiali

I tre diversi cantieri affrontati (Milano, Cremona, L'Aquila) fanno parte di un programma sperimentale richiesto da Kerakoll all'università di Padova, per caratterizzare e testare diverse combinazioni di materiali compositi. Il capitolo va a

descrivere brevemente (lasciando le informazioni più dettagliate alle schede tecniche allegate) tutti i materiali testati nel corso della tesi (Tabella 3.1). In particolare viene qui presentata la caratterizzazione, svolta in laboratorio il 10/09/2013, delle malte Kerakoll usate per iniettare o per applicare le fibre; seguendo la normativa vigente, infatti, sono stati realizzati dei provini di malta testati a flessione e a compressione e di cui si sono calcolati i moduli elastici.

Tabella 3.1: Materiali testati nelle varie sperimentazioni

materiale	sigla	nome commerciale	descrizione	cantieri
fibra	SL	GeoSteel G600	Trefoli in acciaio a bassa densità; 600 g/m^2	Milano, Cremona, L'Aquila
fibra	SM	GeoSteel G2000	Trefoli in acciaio a media densità; 2000 g/m^2	Milano, L'Aquila
fibra	AN	Rete in fibra d'ardesia	Rete bilanciata bidirezionale in fibra di ardesia con filo d'acciaio	Milano
matrice	KGF	Geocalce Fino	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante	Milano, Cremona, L'Aquila
matrice	KGT	Geolite	Malta a base di Geolegante	Milano, L'Aquila
matrice	KGG	Geolite Gel	Adesivo epossidico bicomponente	Milano
matrice	KGL	Geocalce Fluido	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante ad alta fluidità (per iniezioni)	Milano, Cremona, L'Aquila
matrice	KEB	EcoBinder	Legante idraulico minerale espansivo (per iniezioni)	Milano
matrice	KEF	EpoFill	Sistema epossidico bicomponente iperfluido	Milano

3.2.1 Prove in laboratorio

Le prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle miscele sono state effettuate a seguito dell'intervento di iniezione eseguito a L'Aquila, utilizzando provini standard realizzati in parte in situ e in parte in laboratorio, con gli stessi materiali confezionati per il consolidamento. Bisogna ricordare che l'esecuzione di prove meccaniche sui materiali da iniezione non forniscono informazioni attendibili sulla resistenza ultima della muratura a seguito del consolidamento; numerose sperimentazioni hanno infatti dimostrato che esiste una sostanziale differenza fra la resistenza a compressione della malta e la resistenza a compressione della muratura iniettata, ed è possibile registrare una tendenza all'aumento della resistenza a compressione della muratura, con l'aumento di resistenza a compressione della malta fino a 10 N/mm^2 (Vintzileou e Tassios (1995), Valluzzi (2000), Toumbakari (2002)). Riguardo alle metodologie di prova impiegate per la caratterizzazione meccanica delle miscele da iniezione, è doveroso ricordare che non esiste tutt'ora una normativa specifica di riferimento; si utilizzano quindi le prescrizioni per le malte tradizionali per quanto riguarda le prove di flessione e compressione e la normativa per il calcestruzzo per quanto concerne i moduli elastici. Nel dettaglio la normativa utilizzata è la seguente:

- UNI-EN 1015-11 (2007): per la determinazione della resistenza a flessione

- UNI-EN 1015-11 (2007): per la determinazione della resistenza cubica a compressione
- UNI-EN 6556 (1976): per la valutazione del modulo elastico

3.2.1.1 Preparazione dei provini

I materiali testati sono stati la malta Kerakoll Geocalce Fino (KGF) e la miscela da iniezione Kerakoll Geocalce Fluido (KGL). Per entrambe le miscele si sono realizzati sei provini, utilizzando casseri di dimensioni standard di 40 x 40 x 160 mm (in accordo con la normativa UNI-EN 1015-11 (2007)). I provini sono stati realizzati il 29 maggio a L'Aquila, in occasione dei lavori di applicazione delle fibre e di consolidamento murario (Figura 3.1). Poiché i 6 provini di Geocalce Fluido sono stati danneggiati nel trasporto da L'Aquila a Padova, il 7 giugno si sono realizzate altre due triplette dello stesso materiale, tenendo i sei provini originali per eventuali prove successive.



Figura 3.1: Realizzazione in sito dei provini KGF (a) e KGL (b)

In Tabella 3.2 si riportano le caratteristiche fisiche dei 12 provini utilizzati: di ognuno di essi è stata misurata la lunghezza effettiva (L), il peso (P) ed è stata calcolata la media tra tre misure relative alle dimensioni della sezione, per valutare la base (\bar{b}) e l'altezza (\bar{h}) medie.

Metà dei provini realizzati sono stati utilizzati per la valutazione del modulo elastico, metà per la determinazione della resistenza a flessione e compressione. Nella prova di flessione, come verrà in seguito descritto, il provino giunge a rottura dividendosi in due parti pressoché identiche; queste sei parti sono state poi utilizzate per la prova a compressione. I provini utilizzati per il modulo elastico, una volta terminata la prova, sono stati anch'essi sottoposti a flessione e compressione. Nel dettaglio i provini realizzati sono stati così utilizzati:

- KGF
 - 1/3 A, 2/3 A, 3/3 B: prove a flessione e compressione

- 1/3 B, 2/3 B, 3/3 A: modulo elastico
- KGL
 - 1/3 B, 2/3 B, 3/3 A: prove a flessione e compressione
 - 1/3 A, 2/3 A, 3/3 B: modulo elastico

Non essendo a disposizione una normativa specifica contenente i tempi di consolidamento dei provini di malta da iniezione, si è convenuto procedere a tale operazione solo dopo 28 giorni dalla loro realizzazione, in accordo con quanto prescritto dalla norma sulle malte UNI-EN 1015-11 (2007). Passato poco più di un mese, i provini sono stati scasserati e preparati per le prove in laboratorio, mentre gli stampi sono stati lavati e oliati.

3.2.1.2 Procedura di prova

Il 10 settembre si sono svolte le prove di laboratorio, presso il Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale dell'università di Padova, nell'ordine che segue:

- determinazione caratteristiche fisiche provini (Tabella 3.2)
- prove di sollecitazione a flessione
- prove di sollecitazione a compressione
- determinazione moduli elastici
- prove di flessione post modulo elastico
- prove di compressione post modulo elastico

Prova di sollecitazione a flessione. La prova a flessione su tre punti (normativa UNI-EN 1015-11 (2007)) prevede il posizionamento del provino in una macchina che agisce con un carico crescente nel punto di mezzeria. Il provino è inserito su due appoggi distanziati di 100 mm, e il carico in mezzeria è applicato per mezzo di una barra cilindrica con asse perpendicolare alla direzione del carico, in modo da

Tabella 3.2: Caratteristiche fisiche provini (b:base, h:altezza, l:lunghezza, P:peso)

sigla provino	b1 [mm]	b2 [mm]	b3 [mm]	\bar{b} [mm]	h1 [mm]	h2 [mm]	h3 [mm]	\bar{h} [mm]	l [mm]	P [g]
KGF 1/3 A	39.97	39.98	40.06	40.00	41.58	41.43	41.84	41.62	160.24	489.5
KGF 2/3 A	40.39	41.00	40.39	40.59	41.12	41.20	41.70	41.34	160.19	482.7
KGF 3/3 A	40.22	40.31	40.02	40.18	41.95	41.53	41.90	41.79	160.48	488.7
KGF 1/3 B	39.98	39.91	40.06	39.98	40.05	39.98	39.34	39.79	160.51	413
KGF 2/3 B	40.10	40.10	40.07	40.09	40.17	40.17	39.99	40.11	160.13	421.7
KGF 3/3 B	40.12	40.03	40.11	40.09	40.07	40.16	40.02	40.08	160.07	414.9
KGL 1/3 A	39.98	40.03	39.97	39.99	38.23	40.50	40.72	39.82	160.27	477.2
KGL 2/3 A	40.00	40.16	40.07	40.08	40.94	40.43	40.67	40.68	160.46	489.6
KGL 3/3 A	40.12	40.01	40.03	40.05	38.25	41.11	41.53	40.30	160.62	478.7
KGL 1/3 B	40.19	40.69	40.61	40.50	37.68	40.83	41.09	39.87	160.49	481.9
KGL 2/3 B	39.81	39.80	39.96	39.86	41.45	41.13	38.12	40.23	160.22	484.2
KGL 3/3 B	40.00	40.35	40.11	40.15	40.86	40.52	40.67	40.68	160.29	492

distribuire lo sforzo nel modo più equilibrato possibile, Figura 3.2(b). La disposizione del provino è tale che la faccia più ruvida e irregolare (quella rivolta verso l'alto nel cassero), sia posizionata verticalmente, in modo da non compromettere o disturbare la prova e per far sì che le facce perpendicolari al carico siano entrambe lisce e regolari. Si assume che nella sezione di applicazione del carico a 50 mm da entrambi gli appoggi, si presenti una distribuzione triangolare delle tensioni sia in zona compressa (estradosso) che in zona tesa (intradosso), tramite l'equazione 3.1 dove f_f rappresenta la resistenza a flessione del provino, P_u il carico ultimo, l_s la distanza tra gli appoggi, b e h rispettivamente larghezza e altezza della sezione. La rottura avviene nella sezione di mezzeria, dove le tensioni sono maggiori.

$$f_f = \frac{1.5P_u l_s}{bh^2} \quad (3.1)$$

In Figura 3.2(a) è illustrato il sistema di prova. La lettura del valore di carico ultimo avviene su un'asta orizzontale graduata, Figura 3.2(c), su cui si muove un peso che interrompe la sua corsa al momento della rottura.

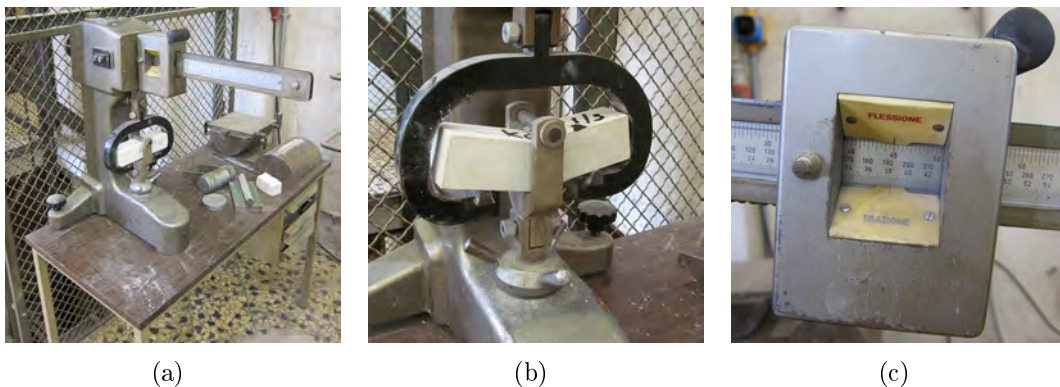


Figura 3.2: Sistema di prova per la determinazione della resistenza a flessione

Prova di sollecitazione a compressione. Le prove per determinare la resistenza a compressione f_c , sono state eseguite tramite pressa idraulica, sulle due metà del provino risultanti dalla prova di flessione, come indicato dalla UNI-EN 1015-11 (2007) e come illustrato in Figura 3.3(a). Ogni provino avrà quindi due diversi risultati di resistenza a compressione (relativo alle due metà testate), la cui media darà il valore caratteristico. Il campione va allineato utilizzando gli appositi supporti in modo che il carico sia applicato all'intera larghezza delle superfici a contatto con i piani. Il carico è applicato senza urti e con incremento progressivo fino a rottura. Un dinamometro con scala in kg, Figura 3.3(c), rileva il carico di rottura, che, convertito in Newton e diviso per la superficie orizzontale del provino, permette di determinare la resistenza a compressione in MPa.

I risultati delle prove sono riassunti in Tabella 3.3, ove sono riportati i valori rilevati da normativa per la resistenza a flessione f_f e i valori della resistenza a compressione media \bar{f}_c e dei singoli campioni f_{c1} e f_{c2} . Le prove di flessione e compressione saranno eseguite, con le stesse modalità sopra descritte, anche sui provini

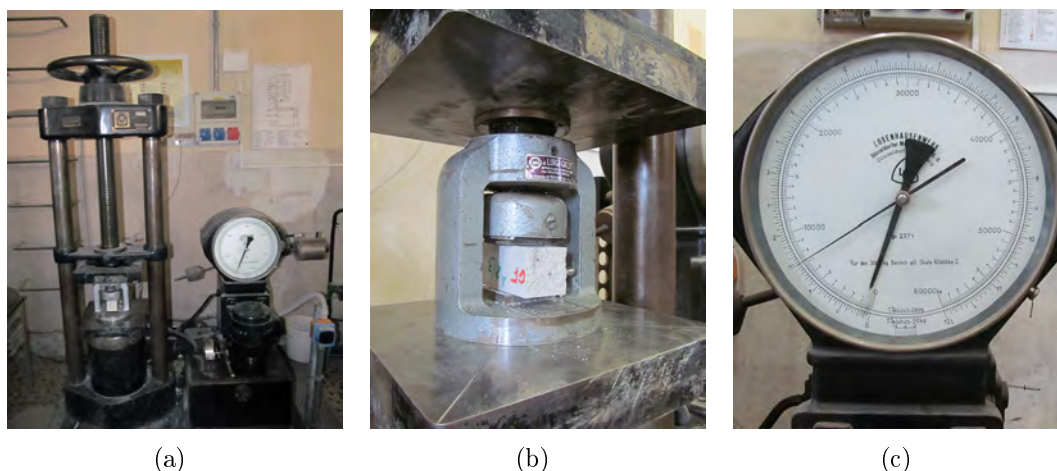


Figura 3.3: Sistema di prova per la determinazione della resistenza a compressione

utilizzati per la determinazione del modulo elastico; come si vedrà in Tabella 3.6 i risultati dei provini testati per il modulo elastico saranno leggermente inferiori.

Tabella 3.3: Resistenza a flessione (f_f) e a compressione (f_{c1} e f_{c2} dei singoli campioni, \bar{f}_c media dei provini testati)

sigla provino	f_f [MPa]	f_{c1} [MPa]	f_{c2} [MPa]	\bar{f}_c [MPa]
KGF 1/3 A	4.41	12.77	11.31	12.04
KGF 2/3 A	4.48	11.00	12.21	11.60
KGF 3/3 B	3.58	8.43	8.28	8.35
KGL 1/3 B	2.96	4.07	4.40	4.24
KGL 2/3 B	2.79	4.48	4.27	4.37
KGL 3/3 A	2.85	4.42	3.96	4.19

Determinazione del modulo elastico secante a compressione. Le prove per determinare il modulo elastico sono state eseguite secondo le indicazioni presenti nella norma UNI-EN 6556 (1976), eseguendo tre cicli di carico-scarico e determinando il modulo elastico come media dei tre moduli calcolati nelle fasi di scarico. Prima di iniziare i cicli di carico e scarico è necessario determinare la tensione massima σ_3 , pari a 1/3 della resistenza a compressione del materiale precedentemente calcolata. La tensione di base σ_0 è pari a 1/10 della massima e l'intervallo tra le due va diviso in tre parti uguali, determinando così i due livelli di pressione intermedie (σ_1 , σ_2). In Tabella 3.4 sono riportati i quattro valori di tensione per i due tipi di miscele testate (KGF e KGL) e le differenze di carico $\Delta\sigma$ necessarie per determinare il valore del modulo elastico.

Determinati i valori notevoli, e impostata la macchina di prova, è possibile iniziare il test. Nelle quattro facce del provino sono applicati dei trasduttori di deformazione (DD1) finalizzati al rilevamento delle deformazioni che avvengono



Figura 3.4: Tre provini, prima dei test (a), dopo la rottura a flessione (b) e dopo la rottura a compressione (c)

Tabella 3.4: Valori di tensione notevoli in Mpa per i cicli di carico-scarico

miscela	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$
KGF	0.717	2.868	5.018	7.169	2.151	4.301	6.452
KGL	0.286	1.146	2.005	2.865	0.859	1.719	2.578

nel provino, e quindi alla determinazione del modulo elastico del materiale, Figura 3.5(a). Sottoposti i provini ai cicli, si ricavano i dati di deformazione in fase di scarico, necessari per il calcolo del modulo elastico E , definito come:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad (3.2)$$

sulla base dei valori rilevati, si trovano i moduli elastici delle tre fasi di scarico, Figura 3.5(b), e quindi si calcola il valore medio. In Tabella 3.5 sono riportati i dati relativi alle due miscele testate.

Svolte le prove per il modulo elastico, i provini (che apparentemente non hanno subito lesioni) sono sottoposti a prova a flessione e prova a compressione. I risultati ottenuti, riproposti in Tabella 3.6, mostrano un'evidente e diffusa caduta dei livelli di resistenza dei materiali, rispetto ai valori ottenuti dai provini indisturbati.

Tabella 3.5: Valori di deformazione ($\Delta\epsilon$), di moduli elastici relativi alle fasi di scarico (E) e valore del modulo elastico medio (\bar{E})

	KGF 3/3 A	KGF 1/3 B	KGF 2/3 B	KGL 1/3 A	KGL 2/3 A	KGL 3/3 B
$\Delta\epsilon_1$	1.42×10^{-04}	1.95×10^{-04}	1.88×10^{-04}	1.09×10^{-04}	1.12×10^{-04}	1.45×10^{-04}
$\Delta\epsilon_2$	2.55×10^{-04}	2.55×10^{-04}	3.91×10^{-04}	2.25×10^{-04}	2.38×10^{-04}	3.32×10^{-04}
$\Delta\epsilon_3$	4.34×10^{-04}	6.42×10^{-04}	6.20×10^{-04}	3.64×10^{-04}	3.84×10^{-04}	5.42×10^{-04}
E_1	15124	11029	11452	7914	7701	5919
E_2	16868	16866	10995	7640	7234	5180
E_3	14852	10050	10410	7091	6714	4759
\bar{E} [Mpa]	15614.66	12648.71	10952.10	7547.94	7216.42	5285.97

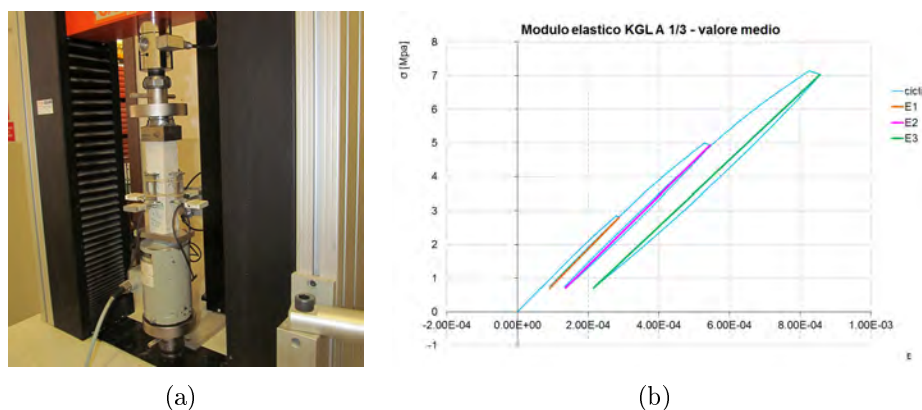


Figura 3.5: Macchina di prova per la determinazione del modulo elastico (a), grafico $\sigma - \epsilon$ del provino KGL 1/3 A, con indicate le tre rette rappresentanti i moduli elastici delle tre fasi di scarico (b)

Tabella 3.6: Resistenza a flessione (f_f) e a compressione (f_{c1} e f_{c2} dei singoli campioni, \bar{f}_c media) dei provini già testati per la valutazione del modulo elastico

sigla provino	f_f [MPa]	f_{c1} [MPa]	f_{c2} [MPa]	\bar{f}_c [MPa]
KGF 1/3 B	3.19	8.70	8.55	8.62
KGF 2/3 B	3.43	8.58	8.69	8.63
KGF 3/3 A	3.23	12.64	12.61	12.61
KGL 1/3 A	2.92	4.28	4.40	4.34
KGL 2/3 A	2.78	4.34	4.33	4.35
KGL 3/3 b	2.63	4.16	4.54	4.48

3.3 Sperimentazione materiali presso cantiere ESEM, Milano

Le prove su connettori iniettati eseguite a Milano fanno parte di un programma sperimentale molto ampio, organizzato in collaborazione con il gruppo “KeraKoll” e con il Politecnico di Milano, il cui scopo è approfondire il tema dell’adesione di materiali compositi applicati con matrici inorganiche e organiche in presenza di sali solubili, mediante prove sperimentali locali di strappo normale (pull-off test), di adesione tangenziale (single-lap shear test) e il tema dell’ancoraggio al substrato murario di connettori in fibra d’acciaio mediante prove di estrazione (pull-out test). Sebbene soltanto i pull-out forniscono indicazioni utili allo scopo della presente tesi (il comportamento dei connettori) si descriveranno nel presente capitolo tutti i set-up preparati nel corso della sperimentazione; nel capitolo seguente, in cui si analizzeranno i risultati, verranno considerate soltanto le informazioni relative ai connettori.

Le prove di strappo normale sono eseguite a vari livelli di altezza dal suolo per indagare eventuali effetti dovuti alla presenza di sali solubili nel supporto murario. Ulteriore finalità è validare i sistemi messi a punto per le prove di adesione

tangenziale e di estrazione dei connettori. In Tabella 3.7 sono riportati i diversi tipi di fibra e di matrice che sono stati utilizzati in sito per realizzare differenti tipi di fibrorinforzati da testare. Per una descrizione più approfondita dei materiali si rimanda al paragrafo precedente e alle schede tecniche fornite dal produttore. Si noti che oltre alle fibre d'acciaio, la sperimentazione in esame ha testato anche compositi realizzati con reti in fibra di ardesia. La sperimentazione si è articolata in tre diversi momenti in loco: il 3 settembre 2013 sono state applicate le fibre, due mesi dopo (13 e 14 novembre 2013) sono stati realizzati i provini per le prove di pull-off e pull-out, le quali sono state eseguite il 27, 28 e 29 novembre 2013.

Tabella 3.7: Materiali utilizzati presso cantiere ESEM

Sigla	Fase	Nome	Descrizione
SL	Fibra	GeoSteel G600	Trefoli in acciaio a bassa densità; 600 g/m^2
SM	Fibra	GeoSteel G2000	Trefoli in acciaio a media densità; 2000 g/m^2
AN	Fibra	Rete in fibra d'ardesia	Rete bilanciata bidirezionale in fibra di ardesia con filo d'acciaio
KGF	Matrice	Geocalce Fino	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante
KGT	Matrice	Geolite	Malta a base di Geolegante
KGG	Matrice	Geolite Gel	Adesivo epossidico bicomponente
KGL	Matrice	Geocalce Fluida	Malta a base di calce naturale NHL 3.5 e Geolegante ad alta fluidità
KEB	Matrice	EcoBinder	Legante idraulico minerale espansivo
KEF	Matrice	EpoFill	Sistema epossidico bicomponente iperfluida

I materiali sono stati applicati in collaborazione con il Politecnico di Milano (Prof.ssa L. Binda e Dr.ssa G. Cardani), su pareti esistenti in pietra e in laterizio, nell'area del cantiere ESEM (Ente Scuola Edile Milano). Tale sito fu affidato, più di venti anni fa, al Politecnico di Milano che vi fece costruire tre moduli di casette per studiare l'effetto di trattamenti consolidanti superficiali contro le alterazioni dovute ai sali solubili. Il cantiere è situato nel quartiere Cimiano, nella zona nord-orientale della città, a pochi chilometri dal Politecnico di Milano (Figura 3.6).

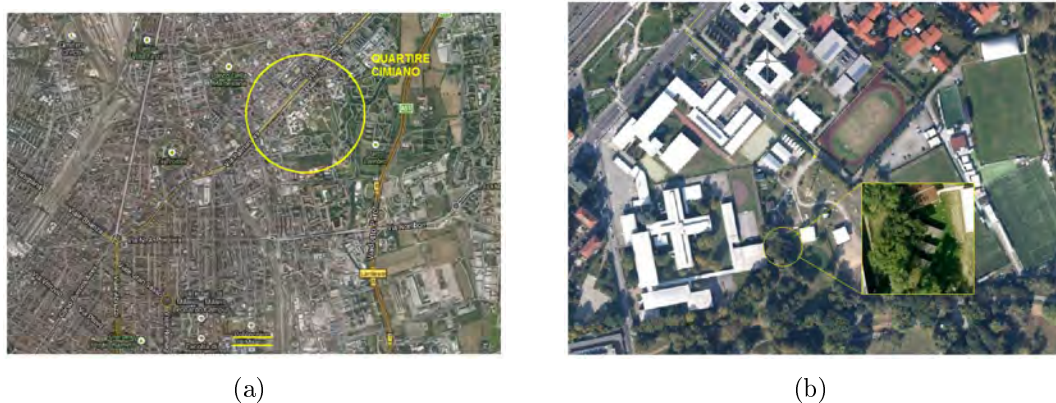


Figura 3.6: Inquadramento generale del quartiere Cimiano, Google maps (a) e individuazione cantiere ESEM con evidenziati i tre edifici in esame (b)

I tre modelli di muratura sono costituiti da un unico piano, con le facciate principali divise in moduli. Due dei tre modelli sono composti da cinque moduli, il

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

terzo da quattro. Ogni modulo è composto da una coppia di pannelli: un pannello di 3 m orientato a sud e un pannello di 1.5 m orientato a ovest (tali orientamenti permettono la massima evaporazione). Le piante sono riportate in Figura 3.7.

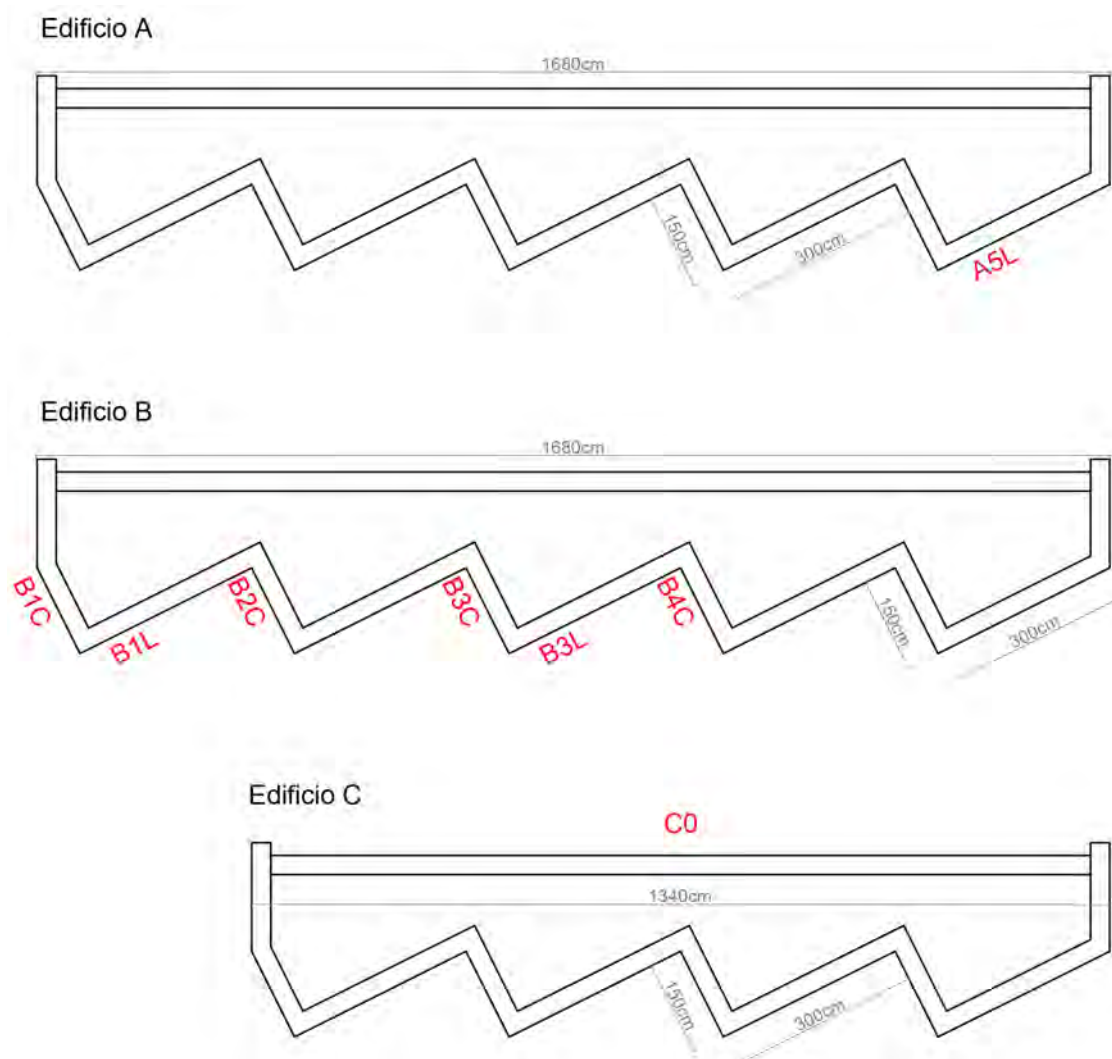


Figura 3.7: I tre edifici del cantiere ESEM: A in pietra, B in mattoni, C misto

Per la realizzazione sono stati scelti materiali che potessero ben rappresentare i materiali comunemente usati per le costruzioni. Il primo modello (modello A) è stato realizzato in *pietra Serena*, proveniente da cave vicine a Firenzuola negli Appennini, largamente usata nel centro Italia; il secondo modello (B) è costituito da mattoni faccia vista e il terzo modello (C) è misto, composto da una parte in pietra e una in mattoni. La caratterizzazione fisico-chimica e meccanica eseguita in passato sui materiali costituenti ha rilevato i valori proposti in Tabella 3.8; per quanto riguarda l'analisi petrografica eseguita sulla pietra sono stati riscontrati i seguenti valori: 32% quarzo, 7% feldspati alcalini, 13% plagioclasio, 13% calcite, 7% dolomite, 28% filosilicati e altri materiali. La malta è stata preparata con un rapporto 1:3 tra grassello di calce e sabbia calcarea.

Lo spessore delle facciate è di 38 cm per i muri in mattoni e di 30 cm per quelli in pietra. Il muro posteriore misura 25 cm di spessore. I modelli hanno un'altezza

Tabella 3.8: Risultati delle prove per la determinazione delle caratteristiche dei materiali da costruzione usati (Binda e Baronio, 1991)

Proprietà materiali (D = asciutto, W = umido)				
		<i>Pietra</i>	<i>Mattone</i>	<i>Malta</i>
Resistenza a compressione [N/mm^2]	D	106	29.4	1.4
	W	59.9	23.6	-
Resistenza a flessione [N/mm^2]	D	12.4	4.2	0.4
	W	7.5	4.1	-
Resistenza a trazione [N/mm^2]	D	6.8	1.4	-
	W	3.6	1.4	-
Resistenza al taglio [N/mm^2]	D	7.4	5.3	-
	W	4.7	5.3	-
Densità di massa [Kg/m^3]		2472	1501	1902
Assorbimento acqua [%]		2	25	12
Coeff. di assorbimento [Kg/m^2sec]		0.0037	0.3135	0.2793

di 3.8 m nella parte frontale e di 3.4 m nel retro. Questi edifici sperimentali sono stati eretti volutamente in un'area "inquinata" di Milano. Si è deciso di realizzare veri e propri edifici, piuttosto che pareti murarie indipendenti, al fine di avere all'interno degli stabili un gradiente termico-igrometrico simile a quello delle normali abitazioni. Pertanto i modelli venivano riscaldati durante l'inverno. Per studiare l'effetto della cristallizzazione salina, è stato indotto un degrado artificiale nelle murature introducendo una soluzione salina (Na_2SO_4) in un sistema di contenitori posti sotto la base di alcuni pannelli murari. Il suolo sotto i modelli è stato scavato fino ad un certo livello e coperto da uno strato di bentonite, in modo da assicurare la risalita capillare dell'acqua nelle murature. La sperimentazione allora effettuata (Baronio e Binda, 1976) prevedeva una serie di test, in condizioni termiche e igrometriche controllate, per riprodurre i meccanismi di degrado simili a quelli causati dall'ambiente naturale. I modelli di edifici in scala reale sono stati completati nell'Ottobre del 1990, e dal mese successivo è iniziata la sperimentazione, durata qualche anno, che ha rivelato come i materiali a bassa porosità, come le arenarie nel modello A, assorbono minore quantità di acqua, e di conseguenza sono interessati da un degrado limitato, nonostante la presenza di sali. Al contrario materiali ad alta porosità, come i mattoni del modello B, assorbono un'elevata quantità di acqua in breve tempo e, poiché non sono in grado di rilasciarla completamente in tempi rapidi, possono anche essere soggetti ad un forte degrado soprattutto in presenza di sali all'interno. Inoltre si è dimostrato che se i sali non vengono rimossi perdurano nella muratura anche se non visibili, peggiorando il degrado della muratura. L'osservazione della risalita capillare e della diffusione della soluzione salina in funzione del tempo forniscono importanti informazioni sul comportamento delle murature in presenza di acqua: si è constatato infatti che il degrado, in condizioni "secche", diminuiva nel tempo fino ad arrivare ad una condizione stazionaria.

Per ricavare i pannelli murari utilizzati nelle prove svolte per la seguente tesi è stato necessario fruire di tutti e tre gli edifici (A, B, C), il cui schema è riportato in Figura 3.7. Ogni edificio è diviso in più moduli (cinque per gli edifici A e B, e quattro per l'edificio C), caratterizzati da una parete lunga ("L") e una parete corta ("C"). Ogni pannello murario, in seguito, verrà dunque indicato con la lettera relativa all'edificio, il numero relativo al modulo e la L o la C in riferimento alla parete del modulo. La parete longitudinale rettilinea sarà indicata con lo 0.

Nel dettaglio, con riferimento alla Figura 3.7 le prove che si sono eseguite sono:

Tabella 3.9: Compositi realizzati per prove di pull-off

Composito	Matrice	Fibra	Supporto	Strisce
1	Geocalce Fino	GeoSteel G600	Pietra e laterizio	2 + 2
2	Geolite	GeoSteel G600	Pietra e laterizio	2 + 2
3	Geolite	GeoSteel G2000	Pietra e laterizio	2 + 2
4	Geolite Gel	GeoSteel G2000	Pietra e laterizio	2 + 2
5	Geocalce Fino	Rete	Pietra e laterizio	2 + 2
6	Geolite	Rete	Pietra e laterizio	2 + 2

- A5L: pull-off test su pietra (tutti i provini)
- B1C: pull-off test su laterizio (matrice Geocalce Fino)
- B1L: pull-off test su laterizio (matrice Geolite)
- B2C: pull-off test su laterizio (matrice Geolite Gel)
- B3C: pull-out test su connettori (lunghezza di ancoraggio di 30 cm)
- B3L: pull-out test su connettori (lunghezza di ancoraggio di 20 cm)
- B4C: pull-out test su connettori (lunghezza di ancoraggio di 10 cm)
- C0: single lap shear test (tutti i provini)

3.3.1 Prove di pull-off

Per eseguire le prove di pull-off sono state realizzate strisce di materiale composito larghe circa 20 cm e alte circa 150 cm, applicate in direzione verticale sia su supporto in pietra che su supporto in mattoni. Per ogni combinazione fibra-matrice e per ciascun substrato murario sono state realizzate due strisce. I tre elementi di rinforzo (fibra in acciaio G600, acciaio G2000 e rete in ardesia) sono stati combinati con le tre matrici previste (Geocalce Fino, Geolite e Geolite Gel), secondo lo schema proposto in Tabella 3.9 ottenendo sei diversi materiali compositi; la rete d'ardesia è stata applicata solo a matrici inorganiche, mentre la resina epossidica è stata applicata solo con l'acciaio a media densità G2000. In totale, pertanto, sono state realizzate 24 diverse strisce, la cui configurazione finale è riportata in Figura 3.8.

Alcune pareti dei tre edifici in esame presentano, alla base dei setti murari, vasche di accumulo idrico, utilizzate per valutare le conseguenze degradanti che il movimento dei sali, di cui il muro e il terreno sono impregnati, ha in conseguenza alla risalita dell'acqua di imbibizione.

Lo stato di fatto evidenzia un degrado localizzato nella parte inferiore delle pareti (per circa 30-40 cm dal suolo), sia per il mattone, come mostrato in Figura 3.9(a), sia per la pietra, come è evidente in Figura 3.9(b). Nel caso dei muri in pietra è stato possibile disporre, per ognuna delle sei combinazioni, sia una striscia in corrispondenza della vasca, sia una striscia senza vasca sottostante, in modo da poter valutare possibili differenze negli effetti: dopo circa 28 giorni di maturazione

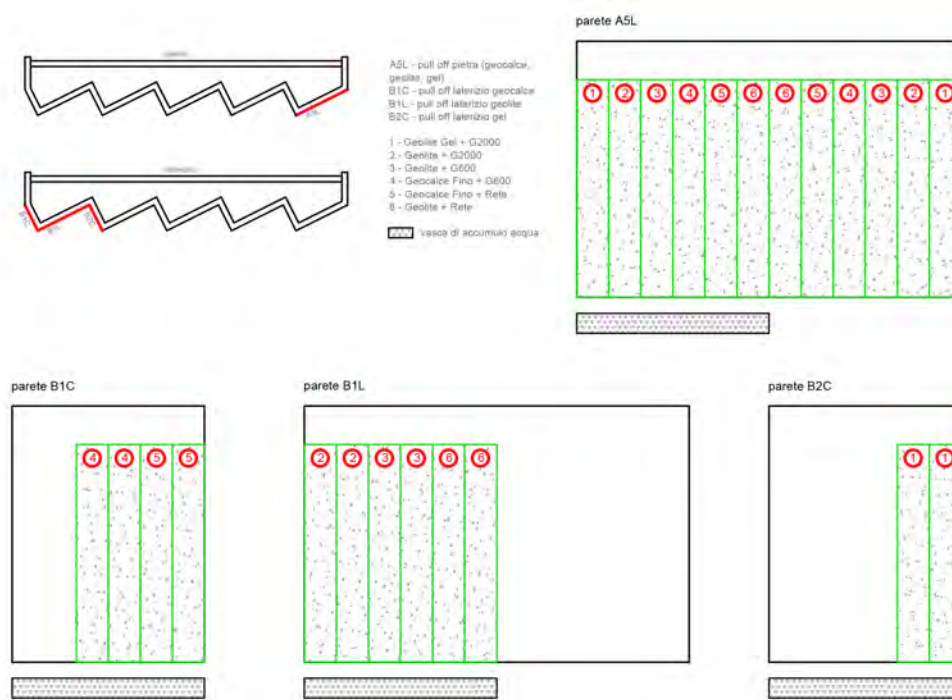


Figura 3.8: Schema pannelli per pull-off test

delle matrici inorganiche, infatti, le vasche sono state riempite con acqua corrente in modo da determinare un assorbimento continuo d'acqua da parte dei muri. Nel caso delle applicazioni sul laterizio, tutti i provini sono stati realizzati in corrispondenza delle vasche, la presenza delle quali è indicata in Figura 3.8.



Figura 3.9: Degrado da risalita capillare, pareti in laterizio (a) e in pietra (b)

I pannelli sono stati individuati cercando di privilegiare quelli a maggior esposizione solare, in modo da favorire i cicli di scioglimento e cristallizzazione dei sali. La superficie di contatto è stata preparata per l'applicazione della matrice; nel caso del laterizio è stata sufficiente una spazzolatura a mano per rimuovere sporco ed eventuali parti decoese, prima con setola in acciaio, poi con setola morbida, Figura 3.10(a), mentre per la pietra, si è preferito irruvidire il supporto, piuttosto liscio, mediante flessibile con disco diamantato, Figura 3.10(b), per poi spazzolarlo manualmente e rimuovere gli eventuali residui, Figura 3.10(c).



Figura 3.10: Preparazione pannelli per l'applicazione dei compositi

Si è proceduto con l'applicazione delle fibre cercando di ottimizzare tempi e materiali, applicando quindi in modo sequenziale i diversi tipi di fibra che utilizzavano la medesima matrice (sia nella pietra sia nel mattone). Inizialmente, su supporto pulito, si è steso a mano un leggero strato di materiale, Figura 3.11(a), su cui, immediatamente, si è applicata la fibra, Figura 3.11(b), con la rete plastica di supporto, nel caso di rinforzo in acciaio, diretta verso la parete. Si è quindi ricoperta la fibra con un ulteriore strato di matrice, Figura 3.11(c), e si è infine rasata la striscia ottenuta. Nel caso di tutte le matrici inorganiche si è prima bagnato a sufficienza il supporto per determinare una miglior presa della malta; la striscia finale è stata ulteriormente bagnata nel corso della giornata e nei giorni successivi, utilizzando un vaporizzatore.

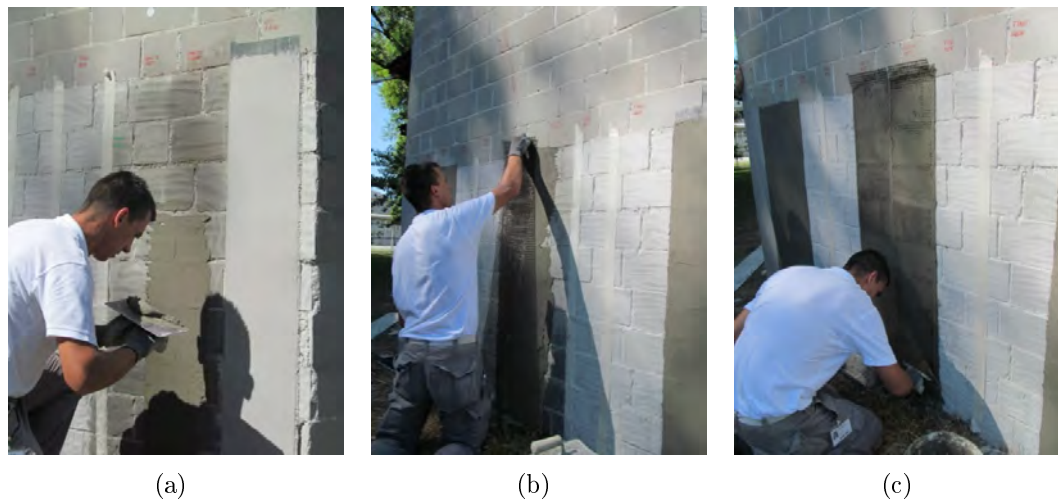


Figura 3.11: Preparazione pannelli per l'applicazione dei compositi

In Figura 3.12 è riportata la configurazione finale del pannello A5L, in cui tutte e sei le coppie di compositi su pietra sono appena stati applicate. A questo punto si attende la maturazione di 28 giorni, in seguito alla quale vengono riempite le vasche di accumulo idrico, avviando così il fenomeno di risalita dei sali.

Passati più di due mesi dall'applicazione dei compositi, si è raggiunto nuovamente il cantiere per preparare i singoli provini, ossia per applicare alla parete i tasselli "dolly". Per ogni striscia si realizzano sei provini, disposti a coppie ad



Figura 3.12: Pannello A5L (muratura in pietra) alla fine dell'applicazione dei compositi

altezze diverse. Le tre altezze sono valutate sulla base della risalita capillare dell'acqua, in modo che una coppia sia in *zona di cristallizzazione*, una coppia in *zona di transizione* e una coppia in *zona indisturbata*. Per ogni coppia, un provino è posizionato al centro dell'elemento resistente e l'altro in corrispondenza del giunto di malta. In Figura 3.13 è riportato lo schema con la posizione dei tasselli e con l'indicazione delle fasce di presenza dell'acqua. Tali fasce sono individuate visivamente in sito, sulla base del degrado dello strato superficiale del paramento (Figura 3.9); per questo motivo, se la zona umida e la zona asciutta sono facilmente individuabili, il margine per la determinazione della zona di evaporazione è abbastanza ampio, anche perché la presenza del degrado non è regolare ma varia in altezza da zona a zona, anche nello stesso paramento. Nel cantiere in esame, inoltre, erano state effettuate poco prima delle prove di pull-off su materiali simili e con la stessa finalità; si è quindi cercato, dove possibile, di riproporre le stesse altezze per la disposizione dei tasselli. Lo schema evidenzia, inoltre, l'assenza di dolly nelle strisce di composito formato da fibra G2000 e Geolite applicate su pietra (contrassegnate con il numero 2); come verrà in seguito spiegato, la strumentazione necessaria non ha permesso di eseguire dei tagli idonei ad isolare efficacemente delle coppie di provini in un materiale resistente come la pietra. La gran parte dei tagli sono stati eseguiti con tazza circolare diamantata; per i compositi più resistenti si è ricorso all'uso del disco flessibile e alla realizzazione di un taglio ottagonale. Nel complesso sono stati applicati 132 tasselli, per ognuno dei quali si andrà ad effettuare una prova di pull-off.

La prima operazione è stata il tracciamento delle posizioni dei tasselli, che ha previsto la ricerca degli elementi resistenti e dei giunti dietro al materiale composito applicato. Disegnate tutte le circonferenze, Figura 3.14(a), si sono eseguiti i carotaggi, applicando una tazza diamantata ($\Phi 60$ esterno, $\Phi 56$ interno) ad un

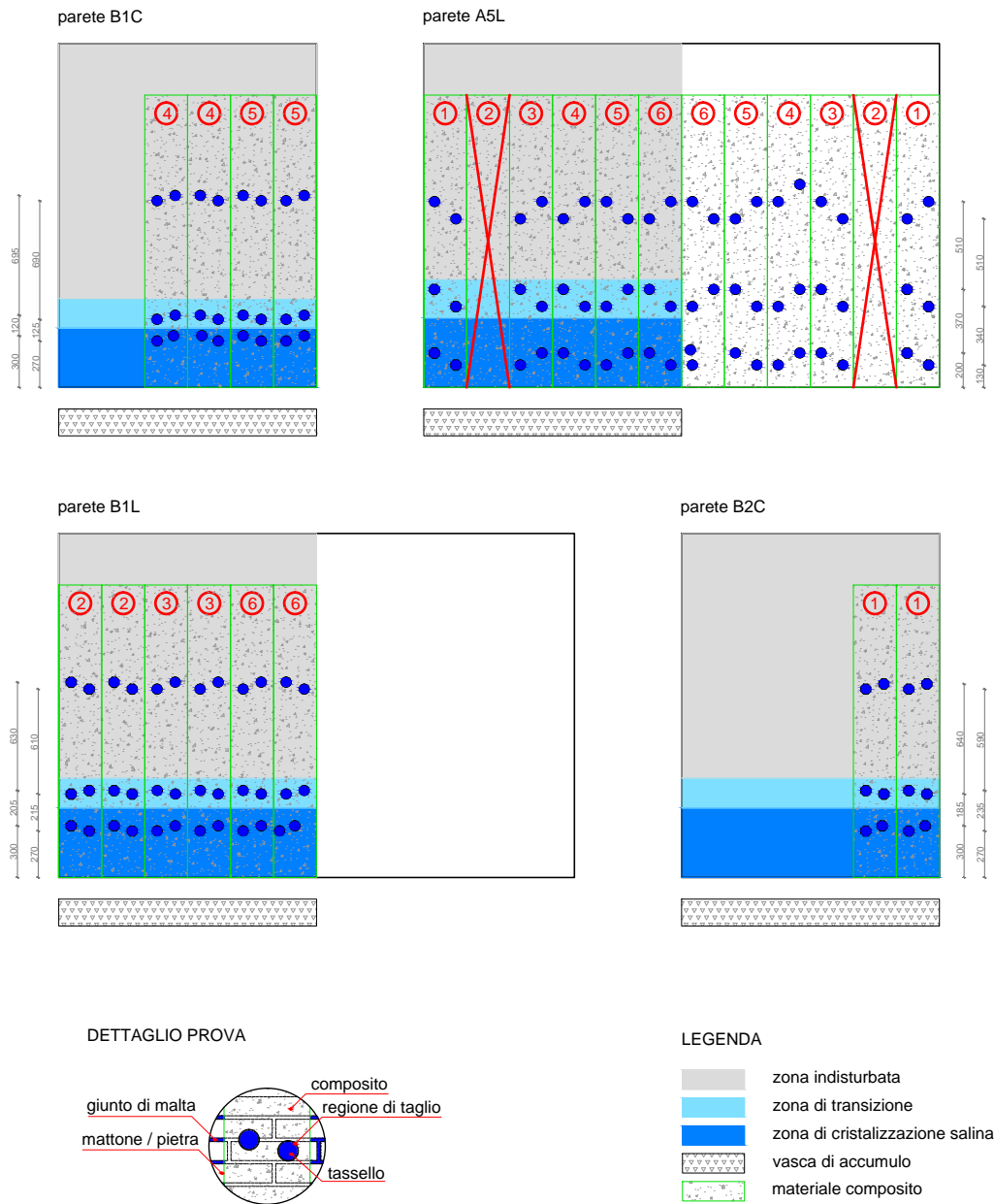


Figura 3.13: Schema provini pull-off (muratura in pietra e mattoni)



Figura 3.14: Procedura di preparazione dei provini per pull-off: disegno circonferenze (a), esecuzione taglio con tazza diamantata su trapano “a colonna” (b), esecuzione taglio con flessibile (c), dettaglio del distacco matrice superficiale nei compositi G2000_Geolite (d), spazzolatura pannello (e), asciugatura pannello (f)

trapano a colonna avvitato alla parete, che penetra per almeno 2 mm nella muratura, Figura 3.14(b). Sui provini composti da fibra di acciaio a media densità (SM-G2000) i tagli sono stati effettuati tramite l’ausilio di un flessibile, talvolta

con lama circolare diamantata, talvolta con lama circolare in acciaio HSS, Figura 3.14(c): questo per riuscire a conservare in buone condizioni il campione (nella parete A5L, le due strisce di composito n. 2 non sono state testate, poiché il disco in acciaio HSS non riusciva a tagliare la pietra, mentre la lama diamantata tendeva a rimuovere lo strato superficiale di malta, Figura 3.14(d); si è quindi deciso di non effettuare la prova su quei 12 punti). I tagli sono eseguiti manualmente a formare un ottagono, a partire dalla sagoma disegnata. Segue una pulitura superficiale della muratura intagliata con spazzola metallica, Figura 3.14(e) e soffiatura con aria compressa (pompa manuale), per rimuovere la polvere migliorando l'adesione dei tasselli e l'isolamento del provino. A questo punto si è preparata la fase di incollaggio dei tasselli in alluminio. L'adesione avviene per mezzo di resina epossidica bicomponente, che richiede una pulizia approfondita del tassello e un grado di umidità del supporto praticamente nullo. In alcuni casi lo strato superficiale del materiale composito risultava eccessivamente umido e dunque si è provveduto a riscaldare il supporto con un asciugatore elettrico nel momento immediatamente precedente all'applicazione della resina, Figura 3.14(f). Tutti i tasselli sono stati puliti con diluente nitro; con lo stesso materiale si sono passati i tagli eseguiti sui composti realizzati con matrici organiche. Una volta miscelata la resina, un leggero strato della stessa è stato cosparso su ogni singolo provino; un eccesso di resina potrebbe provocare l'ostruzione del foro che delimita il provino e lo scivolamento verticale del provino stesso per effetto della gravità. Per incollare il provino è sufficiente imprimere al tassello una pressione manuale per qualche secondo, fintanto che si avvia la fase di indurimento; per velocizzare l'indurimento si è riscaldato il provino con l'asciugatore elettrico. Passato qualche minuto dall'installazione di tutti i 132 provini, si è effettuata una verifica puntuale per controllare lo scivolamento e l'adesione dei singoli tasselli.

Dopo due settimane dalla preparazione dei provini, si sono realizzate le prove di pull-off. Per consentirne l'esecuzione si è utilizzato il dinamometro Matest (Pull-off tester portatile E124-16kN, Figura 3.15(a)): l'apparecchio è corredato da una piccola cella di carico e di un visualizzatore digitale ad alta risoluzione, che permette di visualizzare lo sforzo di trazione che viene applicato ruotando la manovella. I tre piedini di appoggio dello strumento possono essere fissati nella posizione "larga" (ingombro diam. 176mm) con appoggio molto stabile; oppure nella posizione "compact" (ingombro diam. 92.5mm) per test in spazi ristretti o per campioni vicini l'uno all'altro. Per la sperimentazione è stata usata la configurazione larga. Ogni tassello è stato contrassegnato con una sigla identificativa, Figura 3.15(b), e su una tabella è stato registrato il valore del carico di rottura e il tipo di rottura, Figura 3.15(c); è seguito infine il fotorilievo di ogni tassello: il campione è stato posizionato su una griglia centimetrata (posizionata nello stesso piano della superficie di rottura) e fotografato zenitalmente, Figura 3.15(d).

3.3.2 Single-lap shear test

Per effettuare la prova di adesione tangenziale (single lap shear test) sono state realizzate nove strisce di composito fibra-matrice, della lunghezza di 30 cm e della larghezza di 6 cm. La lunghezza di ancoraggio richiesta per la prova è di almeno

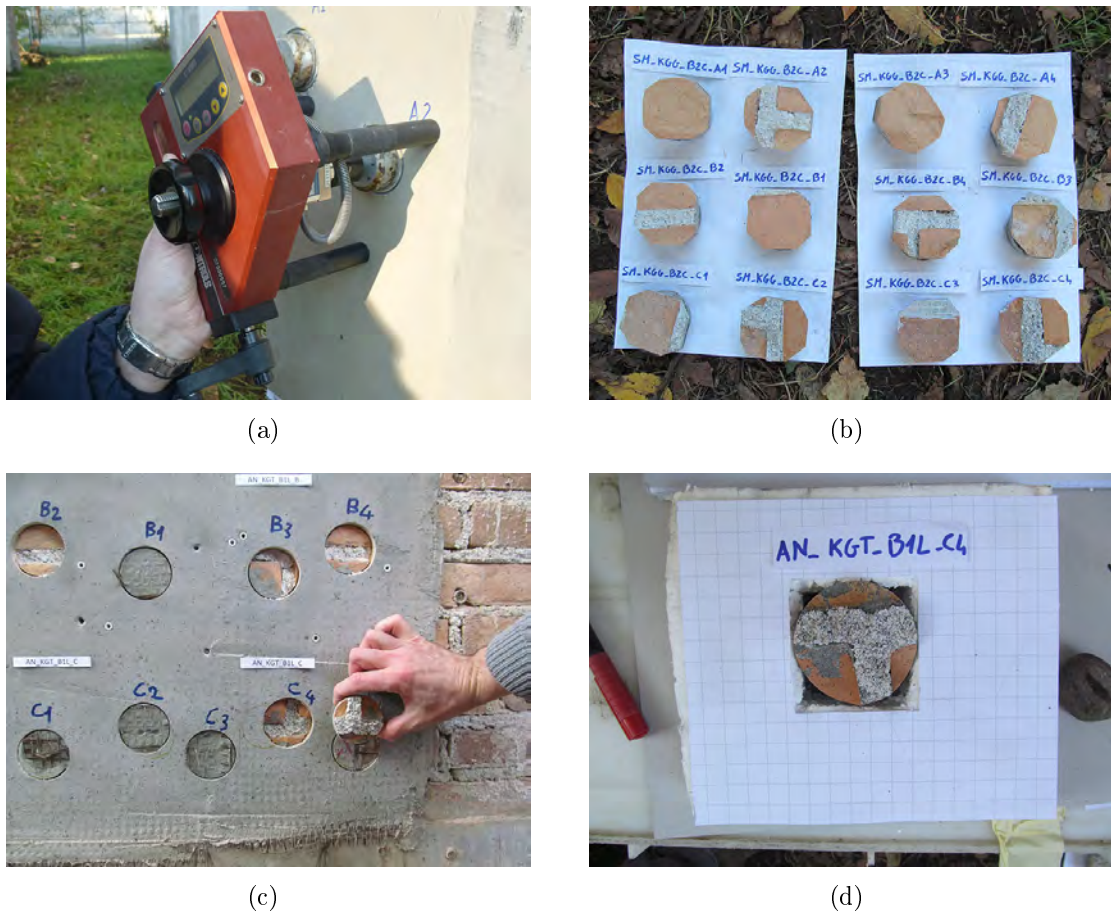


Figura 3.15: Prova pull off: il martinetto, la cella di carico e i trasduttori (a), il sistema collegato alla pompa (b), un immagine a fine prova (c) e la foto del connettore sfilato (d)

30 cm e quindi nel complesso la lunghezza della fibra è stata di 70 cm. La Tabella 3.10 descrive i provini realizzati.

Individuata la parete da utilizzare per la prova, indicata in Figura 3.16(a), si sono determinate le posizioni e l'orientamento dei provini. Sebbene la scelta iniziale fosse di disporre i provini in modo orizzontale, si è deciso di posizionarli verticalmente affinché la striscia di fibra comprendesse una quantità maggiore di giunti di malta. Il procedimento operativo è lo stesso della prova di pull-off. L'altezza da suolo è tale da essere in zona neutra, non influenzata dagli effetti dovuti all'imbibizione d'acqua. La configurazione è riportata in Figura 3.16(b).

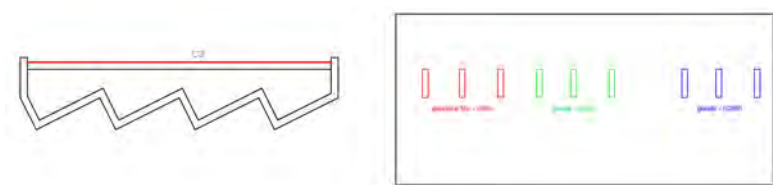
Tale sperimentazione risulta ad oggi non essere ancora stata eseguita, a causa della difficoltà nella calibrazione e progettazione di una macchina di prova che possa consentirne la corretta esecuzione. Pertanto, nella presente tesi, non verranno presentati i risultati sugli shear test.

3.3.3 Prove di pull-out su connettore in fibra di acciaio

Con il nome di connettore si indica comunemente un tipo di dispositivo di ancoraggio terminale, o intermedio, da applicare a rinforzi in materiale composito

Tabella 3.10: Compositi realizzati per prove di single lap shear

Composito	Matrice	Fibra	Strisce
1	Geocalce Fino	GeoSteel G600	3
2	Geolite	GeoSteel G600	3
3	Geolite	GeoSteel G2000	3



(a)



(b)

Figura 3.16: Schema di prova per single lap shear test (a) e pannello C0 con i nove compositi applicati (b)

per incrementare la resistenza nei confronti dei meccanismi di rottura per distacco del supporto, generalmente fragili e notevolmente condizionanti il progetto del rinforzo stesso. Con la prova di pull-out (prova di estrazione dal supporto) si va a valutare la resistenza del connettore inghisato nella parete in laterizio. Scopo della sperimentazione è verificare la prestazione di connettori realizzati con tessuto in acciaio applicati con diverse matrici. Inoltre, si vuole analizzare l'effetto di diverse profondità di inserimento nella muratura, e si vogliono sperimentare diverse configurazioni di tessuto utilizzato per i connettori, variando numero di trefoli o densità degli stessi. Nel complesso si sperimentano sette diverse applicazioni, come riportato in Tabella 3.11, basate sul tipo di matrice, di fibra, sul numero di trefoli e su tre diverse lunghezze di ancoraggio L_a . A. (10, 20, 30 cm) su foro cieco. Si è deciso di scegliere tre pareti differenti (B3C, B4L, B4C), in modo da organizzare i connettori sulla base della loro lunghezza di ancoraggio (Figura 3.17).

Ogni connettore, fuoriesce dalla parete circa 60 cm, per consentire successivamente l'ancoraggio con la macchina di prova; nel complesso, dunque, la lunghezza totale del connettore è data dalla somma tra i 60 cm esterni e la lunghezza di ancoraggio (L_a). Individuate le pareti (B3C per i 10 cm, B3L per i 20 cm, B4C per i 30 cm), utilizzando un trapano elettrico sono stati realizzati gli opportuni

Tabella 3.11: Compositi realizzati per prove di pull-out

Composito	Fibra	Matrice	Parete	Trefoli	L. a.	Campioni
SL_KEB_B3C_30_24	G600	EcoBinder	B3C	24	30	3
SL_KEF_B3C_30_24	G600	EpoFill	B3C	24	30	3
SL_KGL_B3C_30_24	G600	Geocalce Fluido	B3C	24	30	3
SL_KEB_B3L_20_24	G600	EcoBinder	B3L	24	20	3
SL_KEF_B3L_20_24	G600	EpoFill	B3L	24	20	3
SL_KGL_B3L_20_24	G600	Geocalce Fluido	B3L	24	20	3
SL_KEB_B3L_20_47	G600	EcoBinder	B3L	47	20	3
SL_KGL_B3L_20_47	G600	Geocalce Fluido	B3L	47	20	3
SM_KEB_B3L_20_47	G2000	EcoBinder	B3L	47	20	3
SM_KGL_B3L_20_47	G2000	Geocalce Fluido	B3L	47	20	3
SL_KEB_B4C_10_24	G600	EcoBinder	B3C	24	10	3
SL_KEF_B4C_10_24	G600	EpoFill	B3C	24	10	3
SL_KGL_B4C_10_24	G600	Geocalce Fluido	B3C	24	10	3

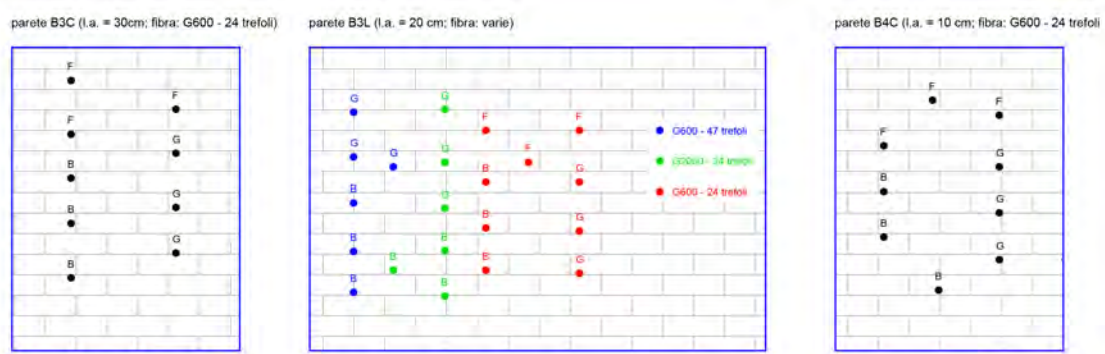


Figura 3.17: schema pannelli per pull-out test.

fori sulla muratura, di diametro 26 mm; Figura 3.18(b). Per comodità, e data la notevole resistenza del laterizio, si è inizialmente realizzato un foro da 24 mm, per poi ingrandirlo con la punta $\phi 26$. Per valutare la profondità del foro durante l'esecuzione è stata applicata alla punta del trapano una striscia di nastro adesivo di carta alla distanza opportuna, come illustrato in Figura 3.18(a); la cavità realizzata inoltre, è stata leggermente inclinata verso il basso, per ridurre, in fase di iniezione, la fuoriuscita della miscela dal foro.

Una volta realizzati i connettori arrotolando manualmente le strisce di fibra preparate, questi sono stati inseriti nei rispettivi fori e mantenuti leggermente inclinati verso l'alto. I fori da iniettare con Geocalce Fluido e Geolite sono stati opportunamente bagnati, Figura 3.18(c), per favorire il processo di presa della miscela. Nel caso dell'EpoFill, la matrice più fluida, una volta inseriti tutti i connettori, il foro è stato leggermente stuccato nella parte inferiore con Geolite Gel, Figura 3.18(d), e quindi ulteriormente occluso con uno strato di nastro adesivo di carta; tutti gli accorgimenti appena descritti sono stati realizzati per impedire alla miscela iniettata di fuoriuscire.

Per iniettare i fori, si è realizzato un sistema di pompaggio manuale utilizzando una siringa in plastica da 60 ml accoppiata ad un tubo in gomma. Il sistema, permette di inserire il tubo all'interno del connettore, di iniettare dal fondo del



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 3.18: Procedura di installazione connettori: misura punta trapano (a), esecuzione foro (b), bagnatura foro per matrici inorganiche (c), inserimento fibra e stuccatura foro (d), iniezione con miscela (e), fissaggio connettori per stagionatura (f)

foro e di estrarre lentamente il tubo fino a riempire totalmente la cavità di miscela. Una volta riempita la cavità, si provvede a chiuderla ulteriormente con nastro adesivo di carta (per evitare fuoriuscite di miscela) e a dare un'ultima pompata di materiale inserendo il tubicino in gomma direttamente dalla parte superiore del

foro, come visibile in Figura 3.18(e). L'estrema fluidità della matrice epossidica EpoFill, ha provocato una notevole fuoriuscita di materiale dal foro, che potrebbe dunque risultare non del tutto saturato; la Figura 3.18(e) riporta i pannelli murari a fine prova; il pannello a sinistra, B3C, mostra un evidente stato di fuoriuscita della resina dai fori di iniezione.

Trascorsi due mesi, la parte esterna del connettore è stata inghisata a tubi in acciaio, su cui si “aggrapperà” la macchina di prova. I connettori vengono poi tagliati in modo che la lunghezza esterna sia di 39 cm, Figura 3.19(a). Quindi i connettori sono inseriti all'interno di tubi in acciaio ($\Phi = \frac{3}{4}$ ") lunghi 34 cm, precedentemente lavanti con diluente nitro e filettati ad un'estremità per potersi avvitare al sistema di prova. Nel complesso il connettore fuoriesce dal muro per una lunghezza di 8-10 cm, per poi infilarsi nel tubo per 30 cm circa. Per i connettori a media densità (G2000), la matrice in plastica su cui sono incollati i singoli trefoli è stata rimossa per permettere la massima iniezione della resina all'interno del tubo. Per l'iniezione si utilizza resina bicomponente EPOMAX (SPIT), disponibile in cartucce da applicare a normali “pistole” da silicone, che viene fatta percolare in modo uniforme per tutta la lunghezza del tubo, facendo attenzione di lasciare pulita l'ultima zona filettata, Figura 3.19(b). Dall'altro foro del tubo, invece, si lascia fuoriuscire un po' di resina, in modo da formare un tappo sigillante. I tubi, una volta iniettati, devono restare perpendicolari alla muratura e paralleli al connettore iniettato, Figura 3.19(c). Terminata la procedura di inghisaggio ai tubi, e atteso che la resina inizi a indurire, la parte filettata del tubo è stata ulteriormente pulita, per permettere un efficace avvittamento alla macchina di prova.

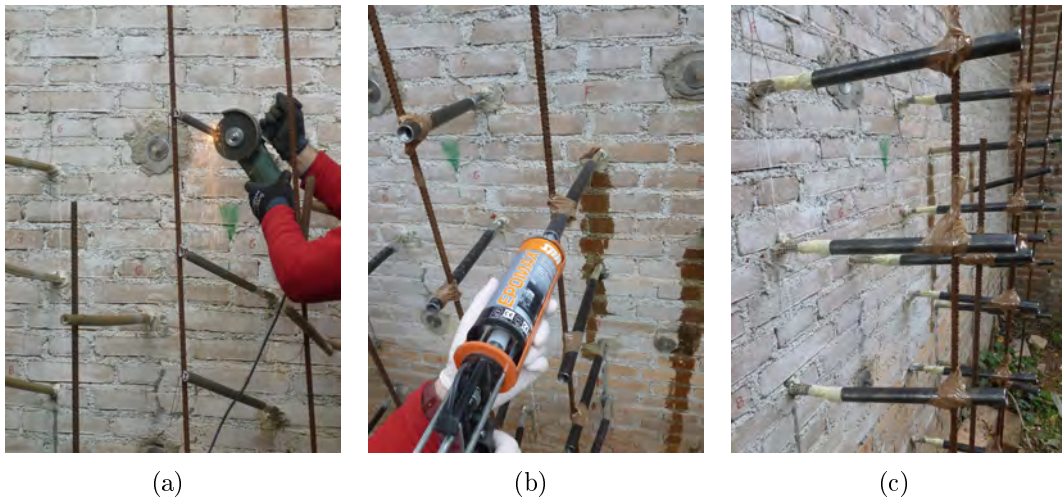


Figura 3.19: Procedura di preparazione connettori: taglio della parte in eccesso (a), inserimento dei connettori nei tubi in acciaio (b), iniezione della resina (c)

Due settimane dopo la preparazione dei provini, si sono svolte le prove di pull-out. Ogni connettore è stato messo in tensione e portato a rottura da un martinetto idraulico, Figura 3.20(a), azionato manualmente da una pompa oleodinamica, Figura 3.20(b). Per ogni campione si è valutato il tipo di rottura, Figura 3.20(c), e si è fotografato il fiocco sfilato, Figura 3.20(d). Il sistema di acquisizione dati, oltre al carico massimo raggiunto, ha registrato le deformazioni al variare dello sforzo.

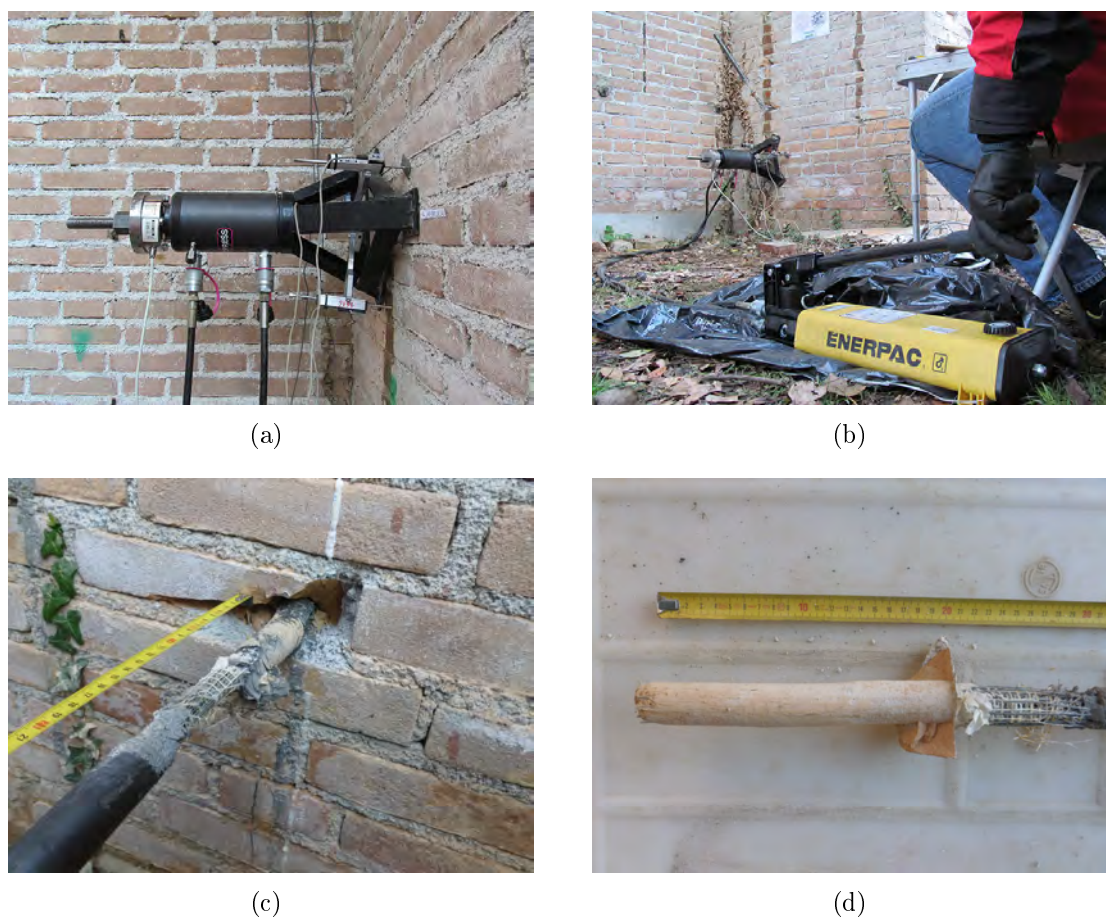


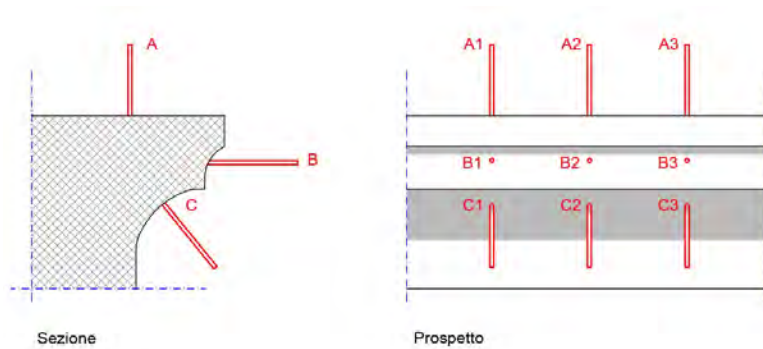
Figura 3.20: Prova di pull out: il martinetto, la cella di carico e i trasduttori (a), il sistema collegato alla pompa (b), un immagine a fine prova (c) e la foto del connettore sfilato (d)

I risultati delle prove pull-out non saranno analizzati nella presente tesi, ma verranno discussi in elaborati successivi, per dare continuità ad un percorso di analisi matematico-numerica e di confronto con i risultati ottenuti durante la sperimentazione. Ci si è pertanto limitati ad una breve descrizione della fase di preparazione dei campioni.

3.4 Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona

Lo scopo della sperimentazione è valutare la resistenza a strappo di connettori in SRG (fibra di acciaio e malta a base di calce idraulica naturale), applicati in un intervento di consolidamento della copertura di un edificio privato a Cremona. L'intervento ha previsto l'applicazione di una maglia in fibra d'acciaio sia all'esterno sia all'interno dell'edificio, in prossimità del cornicione, legate tra loro attraverso connettori in composito SRG. Delle fasce dello stesso materiale, inoltre, sono state applicate verticalmente all'estradosso del cornicione, distanziate di circa 1 metro

l'una dall'altra, per rinforzare ulteriormente la porzione di copertura da rinforzare. I connettori in fibra sono disposti in tre differenti livelli (A, B, C) come illustrato in Figura 3.21; per permettere la prova di pull-out, nove connettori, tre per ogni livello, fuoriescono di circa 50 cm dal cornicione. Il numero di trefoli che costituisce ogni connettore è riportato in Tabella 3.12. La sperimentazione ha previsto due diversi momenti in sito: l'inghisaggio dei tubi per il tiraggio dei connettori, avvenuto il 26 settembre 2013, e l'esecuzione della prova di pull-out, effettuata il 9 ottobre 2013.



Codice connettore	Numero di trefoli
A1	29
A2	31
A3	31
B1	30
B2	30
B3	30
C1	30
C2	30
C3	31

Figura 3.21: Schema disposizione connettori

Tabella 3.12

In Figura 3.22 è riportata la configurazione dei connettori (a, b, c) così come si presentavano al momento del sopralluogo. È possibile notare la complessità delle condizioni al contorno (presenza di travi di copertura, cornicione inclinato o curvilineo) che hanno notevolmente complicato l'applicazione della macchina di prova.

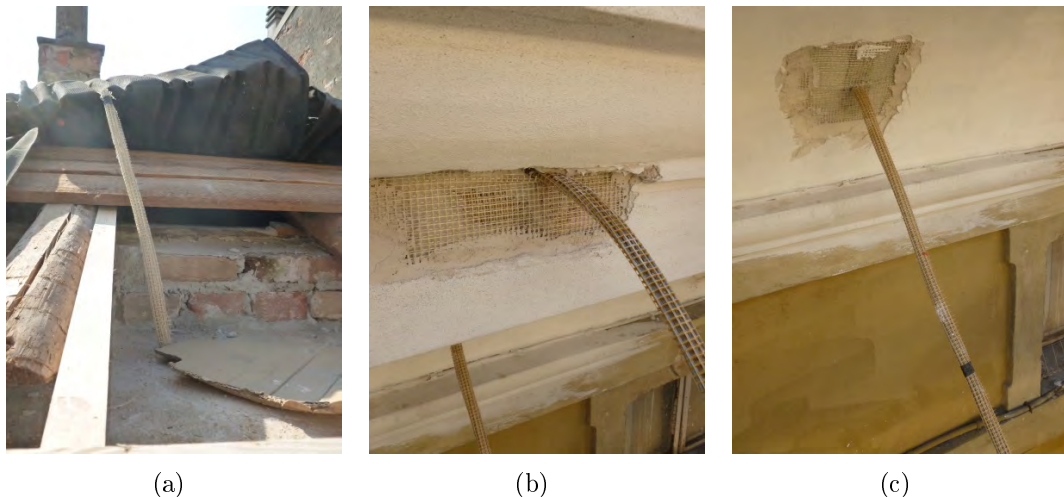


Figura 3.22: I tre diversi tipi di connettore da testare

La procedura in seguito descritta costituisce un sistema di prova mai sperimentato prima, in cui si realizza una connessione tra connettore ineittato e macchina di prova mediante l'utilizzo di una tubo d'acciaio e una resina. I nove connettori in esame, per essere testati con il set di prova previsto, necessitano di essere

inghisati ad un tubo d'acciaio. Tale tubo, filettato in testa, andrà ad ancorarsi alla macchina di prova per trasmettere la sollecitazione a trazione al connettore in esame. È dunque fondamentale che il tubo d'acciaio sia incollato al connettore in modo opportuno, affinché questo non si sfilì e renda quindi inconsistente la prova. Il prolungamento in fibra del connettore iniettato (lasciato appositamente per effettuare la prova) viene inserito all'interno del tubo fino a circa 3 cm dall'estremità libera; questa porzione di tubo, filettata all'interno, servirà per ancorare il connettore alla macchina di prova. L'inghisaggio avviene per mezzo di resina epossidica bicomponente iperfluida, iniettata all'interno del tubo mediante una siringa in plastica. Per evitare che la resina, notevolmente fluida, fuoriesca dal tubo prima di indurire, si è realizzato un tappo utilizzando un ancorante chimico in poliestere ibrido a presa rapida (*fisher T-Bond*) dal lato libero del tubo, e si è iniettato dalla parte del connettore, inclinando opportunamente il sistema, in modo che la resina riempi efficacemente il cilindro metallico senza fuoriuscire. Tale metodologia è stata possibile per i connettori di tipo B e C, mentre i connettori di tipo A, essendo verticali, non permettevano un'iniezione "dal basso". Si è quindi deciso di iniettare totalmente il connettore con l'ancorante chimico a presa rapida, tale da non percolare fuori dal tubo e da indurire in tempi molto bassi (circa 6 minuti). Riassumendo il sistema prevedere di utilizzare l'estremità libera del connettore da testare per creare un secondo materiale composito (più resistente di quello iniettato) all'interno di un tubo d'acciaio filettato, collegato alla macchina di prova; potremo definirlo un sistema di ancoraggio "a doppio composito".

La prima operazione svolta in situ è stato il taglio dei connettori, figura 3.23(a), che sono stati uniformati in lunghezza. Questa operazione è servita a realizzare, per ogni tipo di connettore (A, B e C), tre provini di dimensione equivalente, tali da essere compatibili con i tubi in acciaio precedentemente lavorati in laboratorio. La Tabella 3.13 riporta le dimensioni dei connettori; la figura 3.23(b) illustra la verifica della lunghezza di un connettore di tipo C.

Tabella 3.13: Lunghezza esterna del connettore

Tipo di connettore	Lunghezza esterna del connettore
A	36 cm (dal punto di uscita all'estremità libera del connettore)
B	36 cm (dalla proiezione del cornicione all'estremità libera del connettore)
C	38 cm (dal punto di uscita all'estremità libera del connettore)

Il passaggio successivo è stato il distacco dei singoli trefoli di ogni connettore dalla maglia in plastica che li teneva uniti, figura 3.23(c). La fibra applicata (Kerakoll G600, a "bassa densità") è, infatti, un rinforzo unidirezionale composto da trefoli in acciaio e da una griglia in plastica che li tiene unificati ed equidistanti. Rimuovere la maglia in plastica permette di diminuire il volume della fibre e quindi di rendere più semplice l'iniezione della resina all'interno del tubo.

Si è quindi proceduto con l'applicazione dei tubi d'acciaio. Per quanto riguarda i connettori di tipo A si sono utilizzati due blocchi sovrapposti in polistirene per stabilizzare e sostenere il tubo in acciaio, che si trova in posizione verticale. Nel caso dei connettori di tipo B e C, invece, dopo aver realizzato il tappo con l'adesivo a presa rapida i tubi sono stati legati ad assi in legno realizzate in loco, e posi-

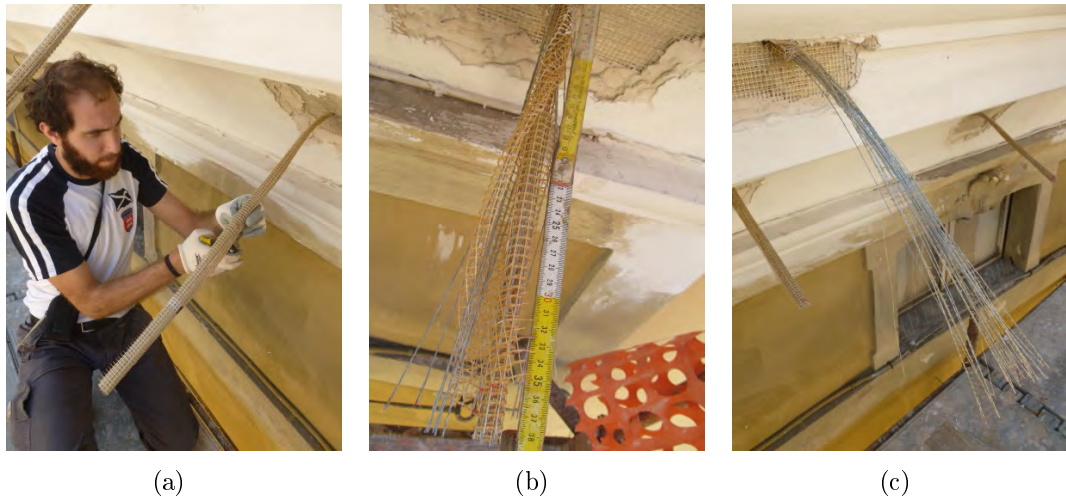


Figura 3.23: Fasi di taglio del connettore

zionati con un'inclinazione voluta. Il passaggio successivo è stata l'iniezione dei connettori. I connettori di tipo A sono stati iniettati con l'adesivo a presa rapida (*T-Bond*), mentre per i connettori di tipo B e C si è miscelata opportunamente la resina iperfluida, figura 3.24(a), e la si è poi iniettata utilizzando una siringa in plastica. Il tubo è stato disposto in direzione verticale, figura 3.24(b), per permettere alla miscela di riempire completamente la cavità; si è iniettato fino all'orlo superiore, figura 3.24(c) ed infine si è sigillato con nastro adesivo, per evitare perdite consistenti di materiale in fase di indurimento.

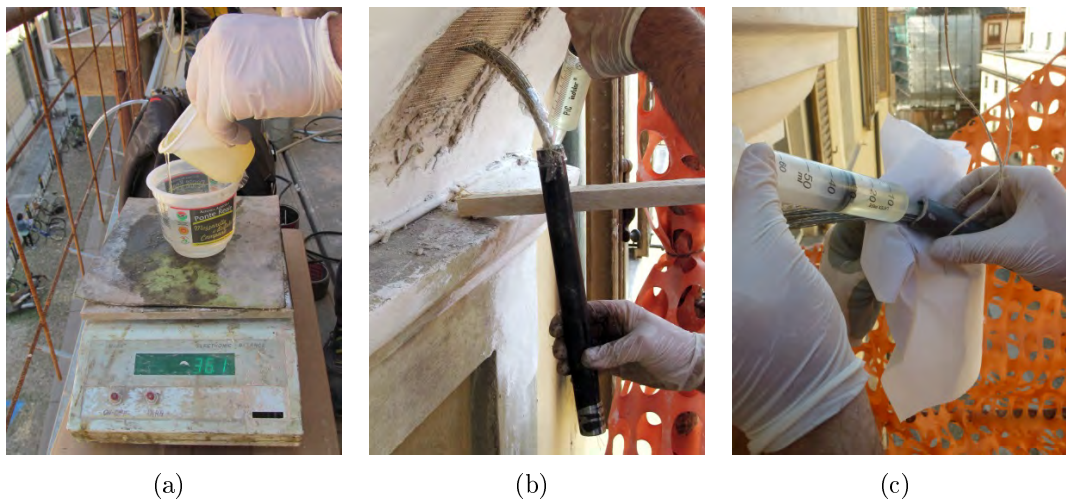


Figura 3.24: Fasi di inghisaggio del connettore

Sebbene il tappo realizzato facesse percolare piccole dosi di miscela, si è ritenuta ininfluenza la perdita avvenuta, poiché il deflusso presente risultava talmente lento da non provocare una riduzione significativa del volume di resina. In circa 40 minuti, infatti, la resina raggiunge una consistenza sufficientemente solida, terminando quindi qualunque movimento macroscopico di materia. Precauzionalmente, tuttavia, si è riempita l'estremità libera del tubo con carta assorbente per tamponare

ulteriormente la fuoriuscita di resina. In figura 3.25 è riportata la configurazione finale dei tre tipi di connettori (A, B, C); si può notare (nei connettori B e C) la presenza di nastro adesivo e di carta assorbente, utilizzati per sigillare le estremità dei tubi e per evitare fuoriuscite inopportune di resina.

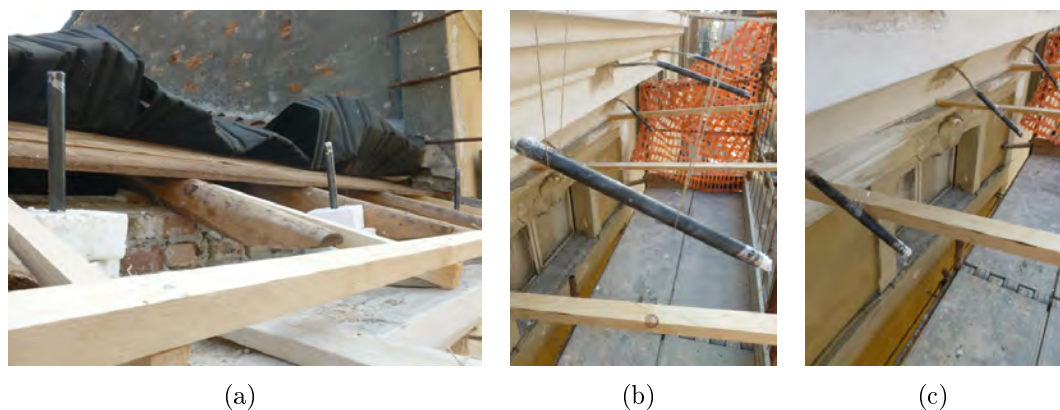


Figura 3.25: Configurazione finale connettori tipo a, b, c

L'applicazione dei tubi in preparazione alla prova di pull out ha evidenziato la difficoltà di lavorare con resine troppo fluide, che possono percolare facilmente e che richiedono sistemi opportuni di contenimento del flusso. Si è inoltre proceduto a sperimentare un nuovo materiale composito che andrà sottoposto alle prove di pull-out, e che, in caso di sufficiente tenuta, potrebbe rivelarsi un sistema semplice e veloce per la preparazione dei connettori da testare.

3.5 Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila

Il complesso set di prove eseguito a L'Aquila si inserisce all'interno di un progetto di consolidamento di un aggregato del centro storico pesantemente danneggiato dal sisma del 2009. L'aggregato, come è visibile in figura 3.26(a), è la testa di un gruppo di palazzi situati tra Corso Vittorio Emanuele, Vicolo Cavalieri di Malta, Via Giuseppe Verdi ed è identificato dal codice 1005. La figura 3.26(b) mostra che l'edificio, di tre piani, ha una pianta piuttosto regolare, caratterizzata da un perimetro trapezoidale e da un ampio cortile interno di forma rettangolare.

Nonostante l'apparente semplicità compositiva, evidente in figura 3.27(a) e figura 3.27(b), uno studio accurato svolto dal progettista dell'intervento di consolidamento, ha mostrato che l'aggregato ha subito una serie di trasformazioni nel tempo che hanno restituito la forma attuale; le fasi di crescita rilevate sono riportate in figura 3.27(c).

È risaputo che interventi localizzati provocano un cambiamento del comportamento meccanico dell'intero edificio, fatto qui evidente alla luce dei pesanti danni riportati in conseguenza al sisma del 2009. Per risanare l'edificio, quasi totalmente vincolato dai beni culturali, il progettista ha ipotizzato un intervento di consolidamento murario mediante iniezione di malta a base di calce idraulica naturale, accoppiato all'applicazione di una griglia di fibre unidirezionali in SRG da entrambi i lati dei paramenti murari, collegate tra loro con connettori in SRG. In tal modo le

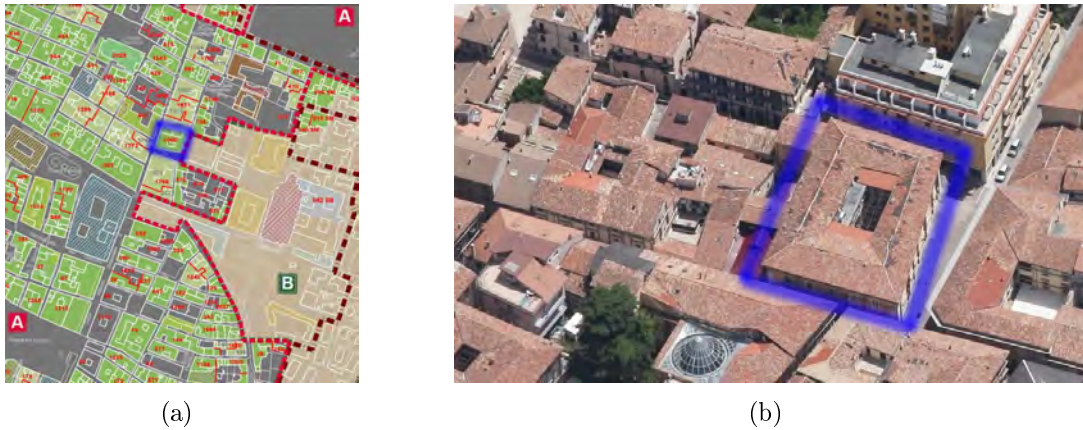


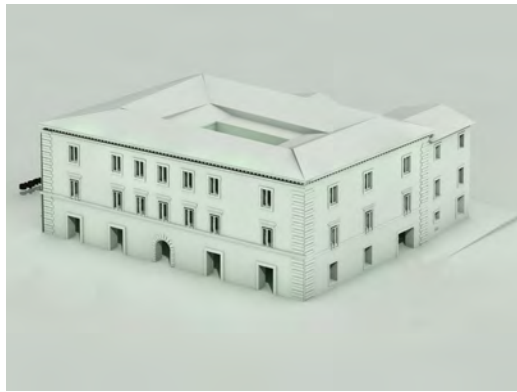
Figura 3.26: Localizzazione del cantiere: consorzio 1005

murature risultano totalmente incamiciate da un sistema che non rinforza soltanto lo strato murario in cui il composito è applicato, ma che grazie ai connettori in SRG lavora in modo omogeneo, portando il paramento murario a comportarsi in modo monolitico.

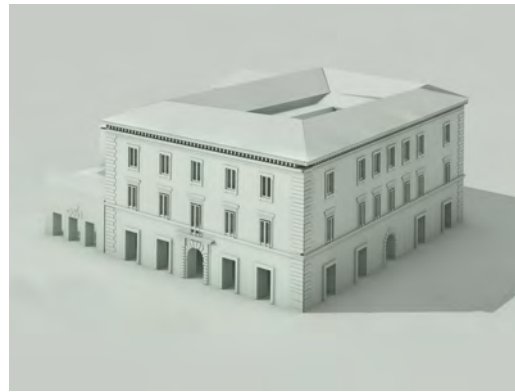
3.5.1 Piano prove - introduzione

Lo scopo della sperimentazione è quello di valutare l'efficacia dell'intervento di rinforzo, per comprendere l'effettivo beneficio che il consolidamento progettato potrebbe portare all'edificio. Per poter fornire una valutazione accurata sono stati necessari tre diversi momenti, in cui si sono svolte delle opportune operazioni che vengono in seguito elencate, e che saranno successivamente ampiamente descritte:

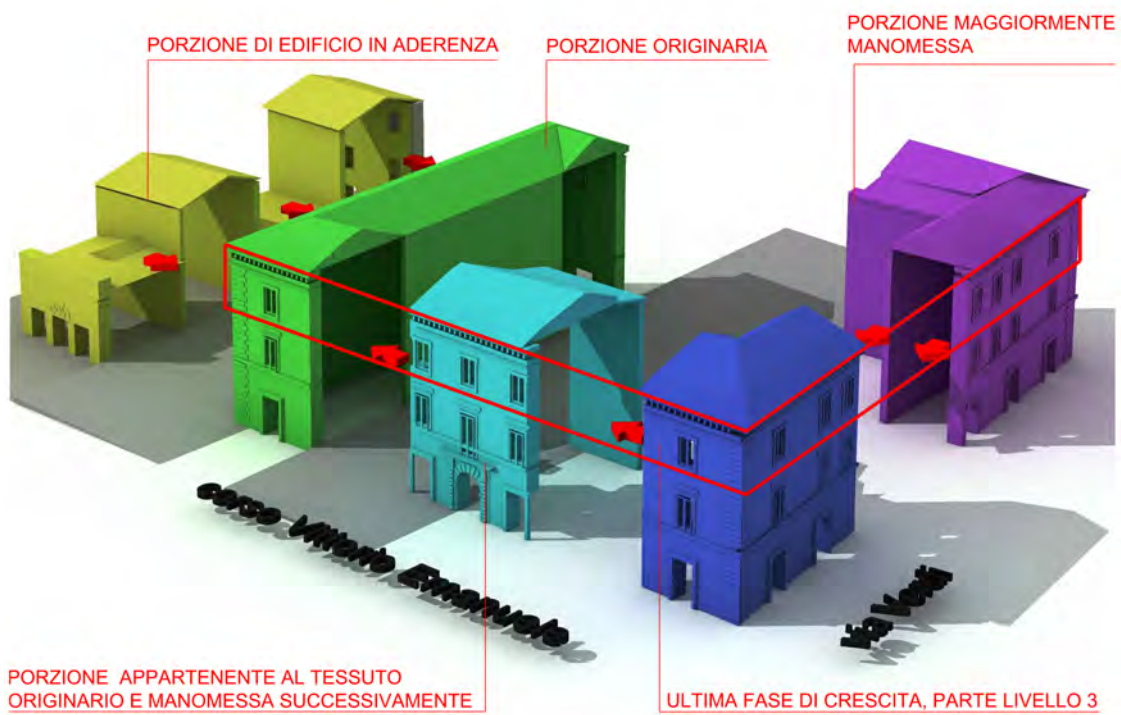
1. Conoscenza preliminare (29 e 30 aprile 2013)
 - sopralluogo e scelta dei pannelli campione;
 - indagini soniche sui pannelli campione (trasparenze e tomografie);
 - videoendoscopie.
2. Intervento di consolidamento (28 e 29 maggio 2013)
 - applicazione delle fibre sui due lati dei pannelli campione e dei connettori tra le due facce;
 - iniezioni dei pannelli campione.
3. Valutazione dell'intervento (8, 9, 10 luglio 2013)
 - indagini soniche post-iniezione sui pannelli consolidati;
 - prove di compressione diagonale sui pannelli campione;
 - martinetti piatti doppi su pannelli eventualmente consolidati tramite sola iniezione.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.27: Modello 3D del complesso 1005 (a,b), con schema delle fasi di crescita (c)

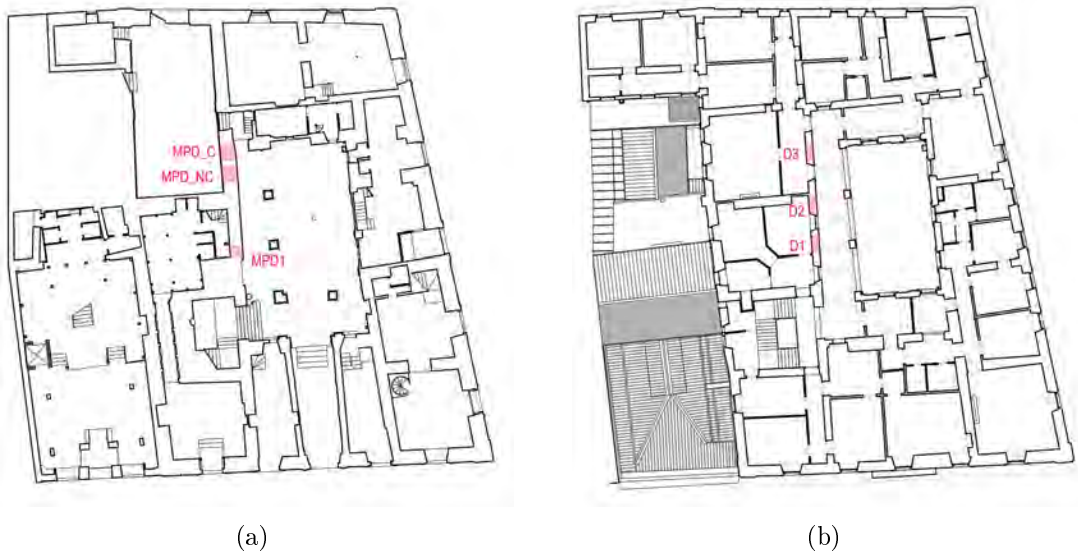


Figura 3.28: Individuazione pannelli campione, piano terra (a) e piano secondo (b)

I paragrafi seguenti seguiranno l'ordine appena elencato. Per svolgere le prove sopra indicate è stato necessario individuare cinque pannelli murari, sufficientemente ampi e con condizioni al contorno opportune; nel dettaglio i cinque pannelli sono:

- **D1:** pannello campione rappresentativo della muratura; non sarà in alcun modo consolidato e sarà soggetto a prova di compressione diagonale;
- **D2:** pannello campione; verrà iniettato e consolidato con gli SRG e poi sottoposto a prova di compressione diagonale; i risultati verranno confrontati con il pannello D1 non consolidato;
- **D3:** pannello campione; verrà iniettato e consolidato con gli SRG e poi sottoposto a prova di compressione diagonale; sarà un'ulteriore prova da confrontare sia con D1 sia con D2;
- **MPD_NC:** pannello campione rappresentativo della muratura; non sarà in alcun modo consolidato e sarà soggetto a prova con martinetto piatto doppio;
- **MPD_C:** pannello campione; verrà iniettato e consolidato con gli SRG e poi sottoposto a prova con martinetto piatto doppio; i risultati verranno confrontati con il pannello MPD_NC non consolidato;

La figura 3.28 riporta la pianta del piano terra (figura 3.28(a)) e del piano secondo dell'edificio (figura 3.28(b)), con segnati i pannelli individuati. Oltre ai cinque pannelli sopraindicati, è presente anche il pannello MPD1, in cui sono state effettuate delle prove soniche in trasparenza, ma che poi non è stato utilizzato per la prova di martinetto piatto doppio.

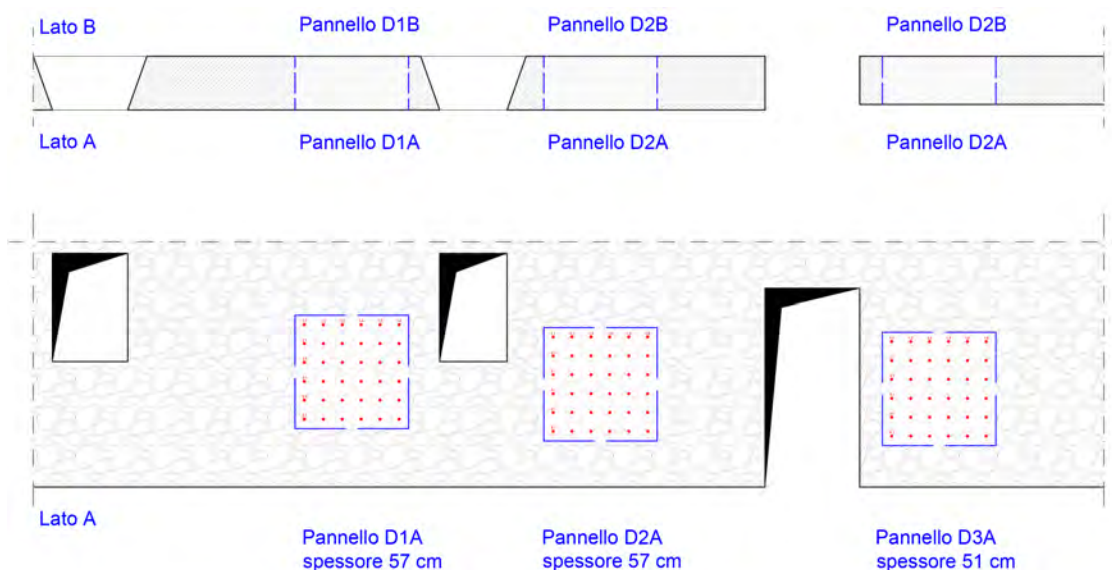


Figura 3.29: Schema trasparenze soniche pannelli D1, D2, D3 in pianta e in prospettiva

3.5.2 Conoscenza preliminare

Come spiegato nel capitolo 1, la conoscenza dell'edificio è fondamentale per la determinazione di un accurato piano di indagini. Soltanto con un sopralluogo opportuno è stato possibile individuare i pannelli campione, su cui eseguire l'intervento di consolidamento e le successive prove di valutazione.

Sopralluogo e scelta dei pannelli campione. Nonostante le notevoli dimensioni dell'aggregato, è stato particolarmente complicato individuare i cinque pannelli necessari. A causa della grande quantità di aperture presenti, e delle diverse composizioni murarie risalenti ad epoche diverse (presenti anche porzioni in calcestruzzo), la ricerca di pannelli vicini, di dimensioni adeguate (almeno 140 x 140 cm) e considerabili simili per quanto riguarda spessore e materiali costituenti è risultato un problema non indifferente. Per le prove diagonali (pannelli D1, D2, D3) si è optato per il piano secondo, figura 3.28(b), l'unico in cui fosse presente una parete sufficientemente lunga e sgombra per individuare tre pannelli simili. Per i pannelli MPD, invece, a causa del contrasto richiesto per la prova con i martinetti piatti, è stato necessario trovare due pannelli al piano terra. Poiché il piano prove prevedeva l'esecuzione di tomografie e indagini soniche in trasparenza, era fondamentale accedere ad entrambe le facce del pannello murario. Nel caso dei pannelli MPD_NC e MPD_C, tuttavia, la parete muraria è accostata ad un nuovo paramento in calcestruzzo che sorregge una porzione di edificio costruita successivamente; è quindi impossibile eseguire delle prove soniche valide, poiché il martello si troverebbe in corrispondenza del paramento murario e il ricevitore sarebbe applicato su una parete in calcestruzzo (o viceversa, ma con lo stesso inconsistente risultato). Per questo motivo si è cercata una nuova porzione di muratura sgombera e "continua", individuando il pannello MPD1, ispezionabile in entrambe le sue facce, su cui sono state eseguite le prove soniche per caratterizzare la parete.

Indagini soniche sui pannelli campione. Per eseguire le prove soniche, il piano prevede una griglia di 6 x 6 punti di battuta, distanziati di 20 cm l'uno dall'altro; nel complesso, dunque lo spazio necessario per i punti di battuta risulta essere di 100 x 100 cm. Le dimensioni effettive del pannello, in accordo anche con le indicazioni richieste per le prove diagonali, sono di 120 x 120 cm, in modo che dal primo punto di battuta al limite del pannello (dove verranno poi eseguiti i tagli per le prove diagonali) ci siano 10 cm. In seguito all'individuazione dei pannelli, si è proceduto con la determinazione dei punti di battuta per le prove in trasparenza. Di fondamentale importanza è la corrispondenza tra i punti all'esterno (lato A) e i punti all'interno (lato B) dell'edificio, in modo che la velocità sonica sia calcolata come rapporto tra lo spessore del paramento murario e il tempo di risposta del segnale. In figura 3.29 è rappresentata la parete al secondo piano (in pianta e prospetto) ove si sono individuati i tre pannelli D1, D2, D3, con segnati i punti di battuta per le prove soniche dirette; in figura 3.30 sono riportate le foto dei pannelli (lato A e lato B) prima di essere sottoposti alle prove soniche dirette. Per la metodologia utilizzata si rimanda al Paragrafo 1.4.1.1.

L'esecuzione delle indagini soniche ha previsto il montaggio del set di prova, composto da un sistema di acquisizione multicanale a cui sono collegati il martello trasmettente e gli accelerometri riceventi, e l'assenza di disturbi esterni che potessero condizionare le onde trasmesse. Il martello e l'accelerometro, posti in punti corrispondenti delle due facce del pannello murario, inviano al computer informazioni relative al tempo che l'onda impiega ad attraversare la muratura, figura 3.32(a). Un tecnico posto innanzi al sistema di acquisizione valuta la bontà dell'informazione, sulla base del grafico restituito, e in caso positivo salva i dati che verranno in seguito elaborati. Una volta eseguite le trasparenze, i pannelli D1, D2, D3 sono stati sottoposti a tomografie soniche, verticali e orizzontali. Per realizzare questo tipo di prove, come spiegato nel Paragrafo 1.4.1.1, è necessario applicare più ricevitori lungo una retta direzionata orizzontalmente o verticalmente. In figura 3.31 è riportato lo schema dei punti di battuta per le tomografie soniche, orizzontali e verticali. Generalmente si applicano gli accelerometri a supporti in acciaio incollati al pannello murario, ma nel caso in esame, a causa della manodopera presente e del poco tempo a disposizione, le prove sono state eseguite sostenendo manualmente i sei ricevitori, figura 3.32(b).

Per quanto riguarda il piano terreno, come si è detto, non risultava possibile eseguire le prove soniche sui pannelli MPD_C e MPD_NC; si è quindi provato a cercare un'altra porzione di muratura, su cui si è individuato il pannello MPD1 e lo

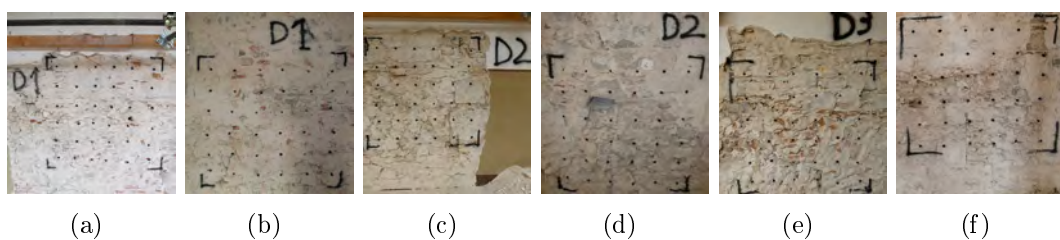


Figura 3.30: Le due facce dei pannelli D1, D2, D3, con segnati i punti di battuta per le prove soniche dirette

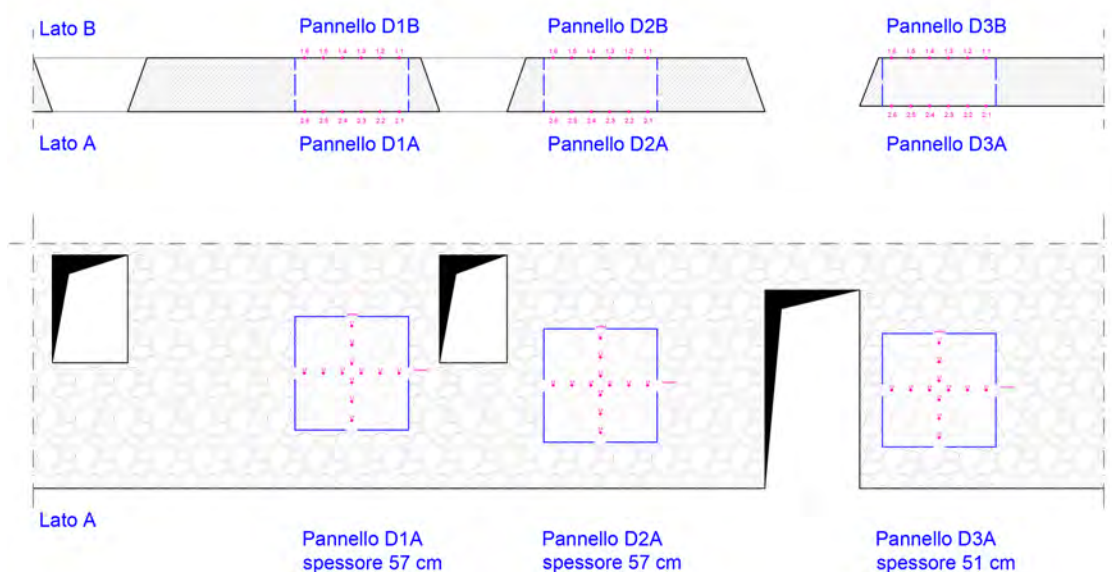


Figura 3.31: Schema tomografie soniche pannelli D1, D2, D3 in pianta e in prospetto



Figura 3.32: Esecuzione di trasparenza sonora (a), esecuzione di tomografia sonora (b)

si è sottoposto a trasparenze soniche. Tale pannello è stato tuttavia abbandonato, perché si è preferito avere i due pannelli (consolidato e non consolidato) il più attiguo possibili per poter considerare i due pannelli composti dallo stesso materiale e con la stessa tecnica; nell'MPD1 non sono stati eseguiti né consolidamenti con iniezione né martinetti piatti doppi per caratterizzare la muratura.

3.5.3 Intervento di consolidamento

Una volta classificati i paramenti esistenti attraverso le prove qualitative sopraindicate, si è proceduto con il consolidamento murario, avvenuto mediante applicazione di fibre nei due paramenti esterni, inserimento dei connettori tra le due maglie di fibre e iniezione dei pannelli con malte a base di calce idraulica naturale. Si sottolinea che tutti e cinque i pannelli sono stati opportunamente ristilati nei 5 cm esterni di giunto, in modo da non far fuoriuscire ingente quantità di materiale iniettato. Quindi si procede con l'individuazione nel pannello dei punti notevoli necessari: i fori per i connettori, i carotaggi e i tagli per le prove diagonali. I fori per i connettori vengono eseguiti con un trapano con una punta di lunghezza tale da poter attraversare interamente il pannello; per ogni pannello vengono realizzati 10 fori, che serviranno per le iniezioni, in otto dei quali saranno inseriti i connettori in fibra. I tagli e i carotaggi per le prova diagonali verranno invece realizzati a consolidamento avvenuto.

Applicazione fibre e connettori. La fase di applicazione delle fibre richiede una procedura molto precisa. Innanzitutto è necessario preparare i connettori e le fasce di fibra da applicare. Le fasce sono realizzate da 16 trefoli di fibra in acciaio a bassa densità Kerakoll G600 lunghe 215 cm (verticali) e 120 cm (orizzontali). Per quanto riguarda i connettori, invece, i pannelli D2 e D3 differiscono in relazione alla densità della fibra: per il pannello D2 si sono utilizzate fibre a bassa densità, mentre per il pannello D3 fibre a media densità. La Tabella 3.14 riassume le caratteristiche geometriche di fasce e connettori.

Tabella 3.14: Caratterizzazione fasce e connettori

	lunghezza	fibra	trefoli	posizione
fasce	215	G600	16	verticali
	120	G600	16	orizzontali
connettori	85	G600	24	D2
	70	G2000	47	D3

Per la realizzazione dei connettori l'azienda propone la fibra GeoSteel G2000 a media densità, che permette un utilizzo minore di materiale (10 cm invece che 30 cm); tuttavia, rispetto al caso della GeoSteel G600 a bassa densità, il lavoro di manodopera necessaria per la piegatura del connettore uscente è molto più complicato, poiché la rete di fibra essendo più fitta è meno malleabile. Inoltre, densità maggiori sono meno consigliate in fase di iniezione, dato che la miscela trova una rete più compatta in cui penetrare e quindi potrebbe non riuscire a saturare completamente il connettore. Nel cantiere in esame si sono sperimentati entrambi i connettori, ma le difficoltà in fase di applicazione ha certamente individuato nella fibra G600 a bassa densità la soluzione migliore per eseguire connettori per questo tipo di intervento. La realizzazione dei connettori, una volta tagliata la fibra in base al numero di trefoli e quindi alla resistenza a trazione ultima che si vuole ottenere, consiste nel semplice arrotolamento della fascia e nella momentanea stabilizzazione mediante nastro adesivo in carta. Le estremità del connettore, vengono quindi liberate dalla griglia in plastica, per poter essere poi aperte a raggiera e annegate

nella malta che ricopre le fibre. Nel complesso sono state realizzate 16 fasce (8 orizzontali e 8 verticali) e 16 connettori (8 a media e 8 a bassa densità). Prima di iniziare con la procedura di applicazione delle fibre è necessario preparare il pannello: i fori per le iniezione vanno lavati, figura 3.33(a) e la muratura viene bagnata, figura 3.33(b), per permettere una presa migliore della malta che sarà in seguito stesa. Una volta che l'acqua sia stata sufficientemente assorbita si applica un leggero strato di malta (Kerakoll Geocalce Fino) che serve come allettamento per le fasce di fibra, figura 3.33(c); lo strato di malta, dunque, non viene spalmato su tutta la parete ma soltanto sulle fasce su cui sarà applicata la fibra. Con la malta ancora fresca si posano manualmente le fasce in fibra, imprimendo una lieve pressione con la cazzuola tale da far annegare l'acciaio nel legante, figura 3.33(d). Prima vengono applicate le due fasce verticali e poi le orizzontali. In corrispondenza dei fori dove andranno poi inseriti i connettori, la rete in plastica che unisce le fasce viene tagliata e il foro viene pulito dall'eventuale materiale legante che vi si è depositato. Una volta applicate le 4 fasce in fibra viene applicato un secondo strato di Geocalce Fino per coprire totalmente i trefoli in acciaio. Lo stesso procedimento va eseguito in entrambe le facce del pannello da consolidare (D2 e D3).

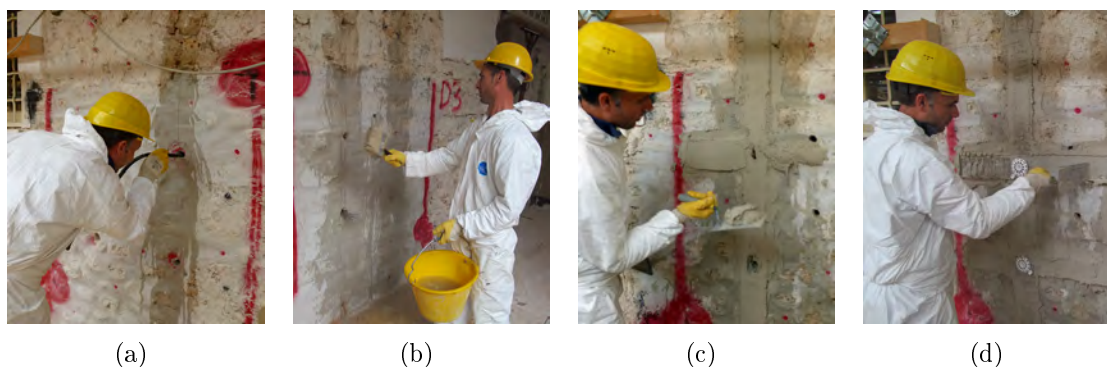


Figura 3.33: Fasi di preparazione pannello e applicazione fasce in fibra

Una volta che entrambi i paramenti sono consolidate con la griglia in fibra, si inseriscono i connettori negli appositi fori, figura 3.34(a) e si liberano dal nastro adesivo. A questo punto si incastra in ogni foro un tappo in plastica denominato “connettore” che ha lo scopo di aprire l'estremità del connettore e poi di fungere come sede per la pistola di iniezione della miscela; ogni iniettore è fornito di un apposito tappo che permette la repentina chiusura del foro a saturazione raggiunta. I connettori vengono battuti all'interno del foro, figura 3.34(b), in modo da aprire bene le estremità libere del diatono in fibra di acciaio, che vanno opportunamente piegate per affogare nella matrice inorganica in Geocalce Fino. Come accennato sopra, nel caso di connettori realizzati con fibre G2000 (a media densità) la piegatura dei trefoli è stata particolarmente complicata, ed inefficace, tanto che il connettore non riusciva a penetrare sufficientemente all'interno del foro e veniva spinto verso l'esterno dal connettore stesso, figura 3.34(c) Per mantenere i connettori in sede si è realizzato un sistema di contrasto con assi di legno o ferri piegati, figura 3.34(d). Il connettore è stato inserito anche nei due fori privi di fibra che serviranno solamente per l'iniezione della muratura; in questo caso si è utilizzato un materiale legante compatibile per mantenere il connettore in sede.

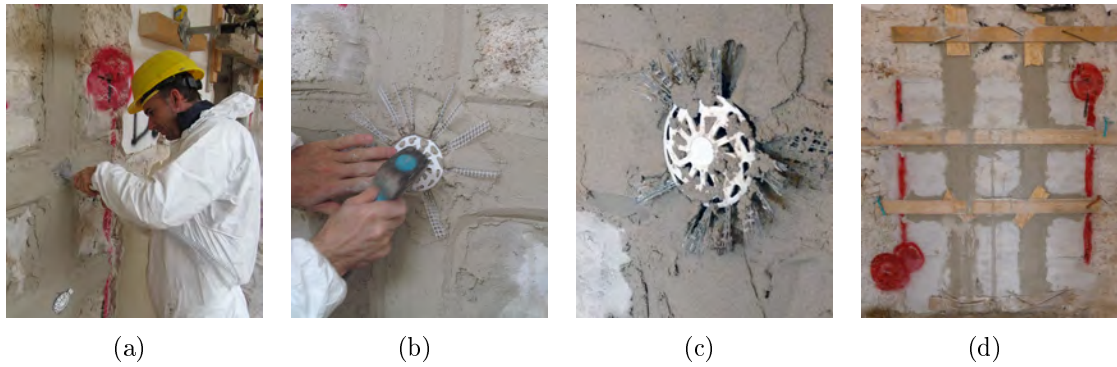


Figura 3.34: Fasi di inserimento dei connettori e di applicazione dei connettori

Iniezione pannelli. Terminata la ristilatura e il rinforzo dei pannelli, questi sono stati iniettati con miscela “Kerakoll Geocalce Fluido” (KGL, Tabella 3.1). La successione dei pannelli è: D3, D2 (piano secondo) e MPD_C (piano terra); in ogni caso si decide di pompare dal piano terra, figura 3.35(a) e di portare, mediante un tubo collegato alla macchina di miscelazione e pompaggio, la malta di iniezione al secondo piano, per i pannelli D3 e D2. Secondo il progetto originale si prevedono di utilizzare 8.5 l di acqua per sacco, ma tale rapporto sarà ridotto in corso d’opera portando la miscela a 8 l di acqua per sacco. Prima di procedere con l’iniezione viene eseguita una *prova di iniettabilità* per stabilire la portata di miscela che la macchina eroga: in un tempo di 140 secondi la miscela pompata ha una massa di 11.2 chilogrammi, che corrisponde ad una portata di $0.08kg/s$. Tale valore è fondamentale per definire la quantità di materiale che sarà iniettato nel paramento murario. I pannelli D2 e D3 vengono iniettati dal lato A, figura 3.35(b) e in ogni pannello il processo avviene dal basso verso l’alto: il tubo di iniezione viene inserito nel foro inferiore che viene saturato (si controlla che la miscela esca dal foro) e poi si prosegue salendo fino a che ogni singolo foro non è riempito con la miscela.

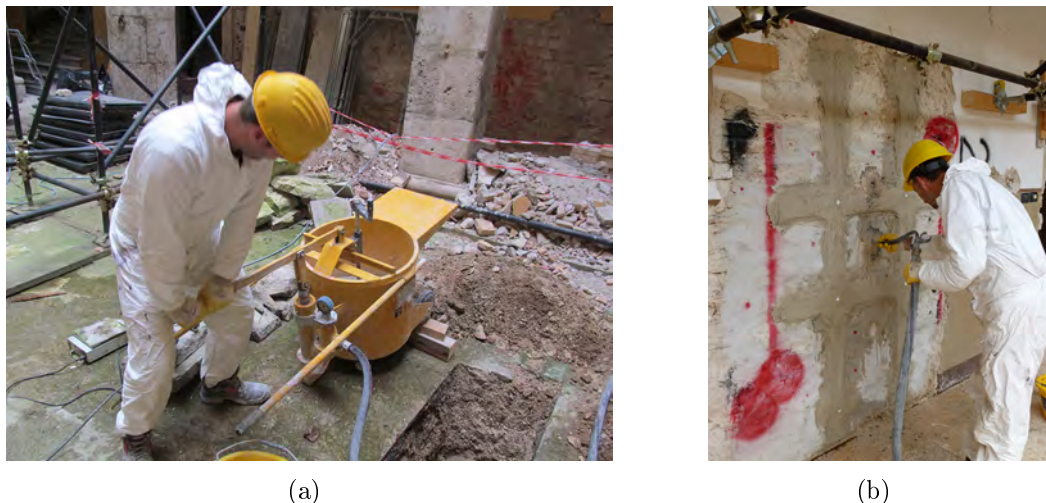


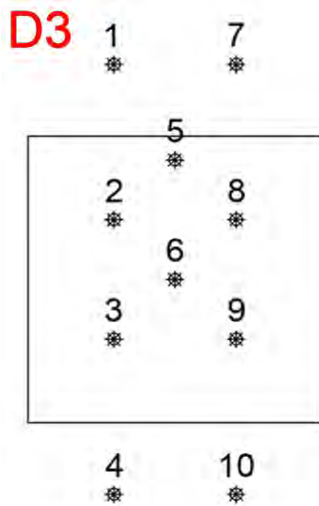
Figura 3.35: Procedura di consolidamento: pompaggio (a) e iniezione (b)

La sequenza di iniezione è la seguente: D3, D2, MPD_C. In seguito sono

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

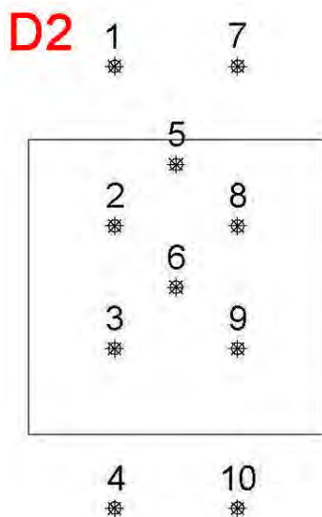
riportate le operazioni (con gli orari relativi) eseguite per effettuare l'iniezione dei tre pannelli; il dettaglio dei singoli pannelli è illustrato in Tabella 3.36 (D3), figura 3.37 (D2), figura 3.38 (MPD_C).

- 14:05: inizio miscelazione, primo sacco inserito nella macchina
- 14:06: secondo sacco inserito nella macchina
- 14:08: terzo sacco inserito nella macchina
- 14:15: **inizio iniezione pannello D3** (foro numero 4)
- 14:22: quarto sacco inserito nella macchina
- Interruzione per pioggia: necessità di coprire la macchina per non sfalsare i valori di acqua nella miscela
- 15:00: fine iniezione pannello D3
- 15:12: puntellamento parete D2b per contenere sforzi di espansione dati da miscela iniettata
- 15:24: **inizio iniezione pannello D2**
- 15:39: quinto sacco inserito nella macchina (*si modifica la quantità di acqua, portandola a 8 litri per sacco*)
- 15:47: interruzione del pompaggio per circa 40 secondi
- 15:52: sesto sacco inserito nella macchina (8l/sacco)
- 16:06: **fine iniezione pannello D2**
- 16:12: settimo sacco inserito nella macchina (8l/sacco)
- 16:16: **inizio iniezione pannello MPD_C**
- 16:33: ottavo sacco inserito nella macchina (8l/sacco)
- Poiché non c'è possibilità di controllare il grado di saturazione del foro, nei casi in cui la miscela non esce dal foro di entrata, si decide di terminare l'iniezione nel foro dopo circa 3 minuti.
- 16:50: fine iniezione MPD_C; lavaggio della macchina, inserendo nella vasca di miscelazione soltanto acqua e pompanola fuori attraverso il dispositivo di iniezione.



Foro	Tempo [s]	Massa [kg]
4	330	26.4
10	350	28
3	85	6.8
9	12	0.96
8	50	4
2	35	2.8
7	28	2.24
6	35	2.8
5	45	3.6
1	257	2.56
		98.16

Figura 3.36: Schema fori Tabella 3.15: Sequenza di iniezione e miscela iniettata



Foro	Tempo [s]	Massa [kg]
4	346	27.68
10	180	14.4
3	152	12.16
9	137	10.96
6	265	21.2
2	13	1.04
8	149	11.92
5	33	2.64
7	166	13.28
1	31	2.48
		117.76

Figura 3.37: Schema fori Tabella 3.16: Sequenza di iniezione e miscela iniettata

3.5.4 Valutazione dell'intervento

Indagini soniche post consolidamento sui pannelli campione. I pannelli consolidati D2 e D3 sono stati esaminati mediante prove soniche in trasparenza e tomografie verticali e orizzontali. Lo scopo della prova è quello di valutare l'effetto dell'intervento di iniezione nei pannelli, e quindi la riduzione effettiva dei vuoti all'interno della muratura; un incremento significativo delle velocità di trasmissione dell'onda, dopo l'iniezione, rappresenta infatti un evidente segno (qualitativamente parlando) della buona riuscita del consolidamento, che ha dunque ridotto il numero di vuoti all'interno del paramento. Il primo passaggio è stato la restituzione dei punti di controllo, definiti in occasione del primo sopralluogo. Utilizzando gli schemi redatti e in alcuni casi individuando nel paramento i punti originali segnati in occasione della prova pre-iniezione, è stata ridefinita la maglia di 6x6 punti necessaria per le trasparenze soniche. È importante ritrovare gli stessi punti per

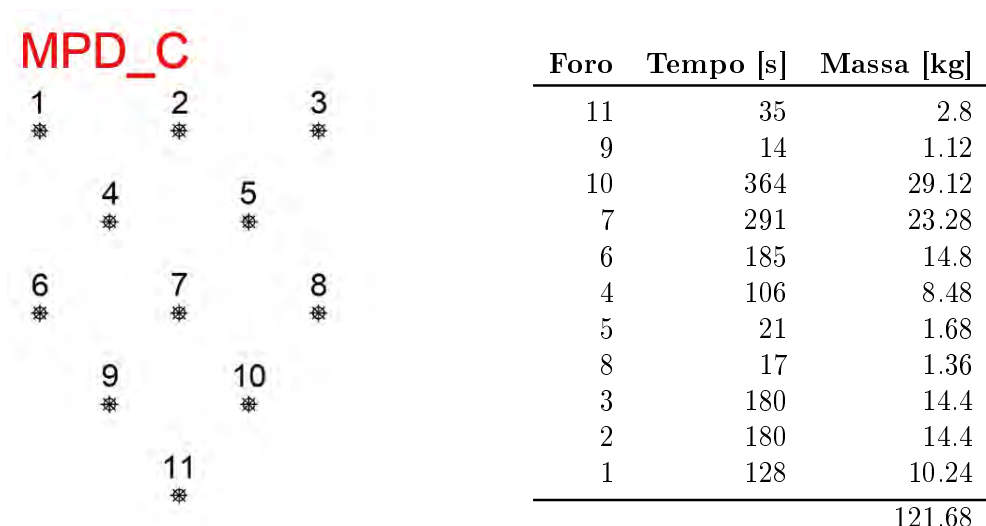


Figura 3.38: Schema fori **Tabella 3.17:** Sequenza di iniezione e miscela iniettata

poter realizzare un confronto veritiero tra lo stato pre-iniettato e lo stato consolidato. Non è stato possibile, tuttavia, individuare tutti i punti, poiché il taglio irregolare eseguito con il demolitore ha esportato delle porzioni di pannello notevoli, alcune delle quali contenevano dei punti di battuta. Molti punti, inoltre, si trovano in corrispondenza del rinforzo applicato, ove, a causa dell'intonaco e della fibra, lo spessore murario è leggermente aumentato. Sono quindi stati rilevati gli aumenti di spessore puntuali, per poter poi elaborare correttamente i dati sonici. Una volta individuata la maglia si è effettuata la prova sonica, prima diretta e poi tomografica. Per le tomografie sono stati installati mediante colla a caldo, figura 3.39(a), sei dischi metallici sul paramento murario; ad ognuno di essi si avvita un accelerometro, assicurando quindi il perfetto posizionamento dei sei ricevitori per tutto il corso della prova. In figura 3.39(b) è riportato il lato A del pannello D3 con i sei accelerometri installati.



Figura 3.39: Accelerometri per prove tomografie soniche

Prove diagonali. La prova di compressione diagonale costituisce il più complesso metodo di indagine sperimentato nel cantiere a L'Aquila. Tale test ha l'obiettivo di

valutare l'efficacia dell'intervento eseguito quantificando l'incremento di resistenza a rottura del pannello consolidato, dovuto all'iniezione e all'applicazione delle fibre. L'esecuzione della prova di compressione diagonale, come spiegato nel Paragrafo 1.4.1.4 e secondo l'attuale set di prova, richiede una particolare preparazione del pannello; è necessario eseguire con una sega circolare diamantata due doppi tagli distanziati di 5 cm per isolare lateralmente il pannello dal resto della muratura. Sono inoltre richiesti tre fori (un carotaggio e un doppio carotaggio) di diametro 25 cm, per poter inserire le travi d'acciaio necessarie per distribuire la spinta dei martinetti. In figura 3.40 è riportato lo schema preparatorio in cui sono indicati i carotaggi e i doppi tagli da eseguire.

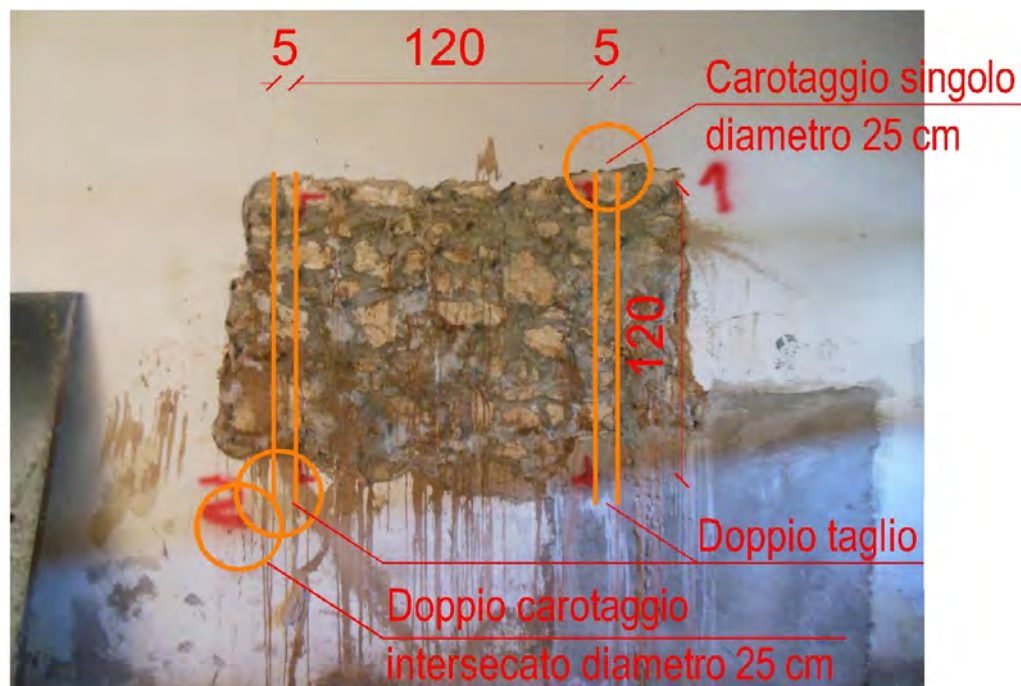


Figura 3.40: Schema preparazione pannelli per prove diagonali

Nonostante le precise indicazioni inviate, i tagli sono stati eseguiti utilizzando un trapano demolitore e realizzando una serie di fori attigui verticali in modo da restituire una fessura continua, figura 3.41(a). Questa metodologia ha provocato una frammentazione dello spigolo murario che è collassato in diverse parti, figura 3.41(b) e il danneggiamento o distacco della fibra applicata, Figure 3.41(c) e 3.41(d). L'impossibilità di controllare le dimensioni del taglio, che come detto risulta molto frastagliato e incoerente, ha inoltre provocato la perdita di alcuni punti di battuta necessari per eseguire le soniche post iniezione. È però doveroso ricordare che la prova diagonale rileva la tensione tangenziale al centro del pannello (Sezione 1.4.1.4), e che dunque, se si riesce ad imprimere correttamente la compressione ai due angoli opposti, il taglio irregolare dei bordi del pannello non influisce particolarmente sui risultati della prova. I fori per inserire le travi d'acciaio sono invece stati realizzati con una carotatrice ancorata al paramento murario.

La fase di preparazione del pannello è quindi proseguita con i tagli eseguiti con motosega a lama circolare eccentrica in corrispondenza dei due angoli opposti, ove applicare le travi in acciaio, figura 3.42(a). Per inserire correttamente le travi,



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.41: Fase di taglio dei bordi del pannello (a, b) e dettagli dei danni subiti dalla fibra (c, d)

infatti, è necessario smussare l'angolo retto con un taglio a 45 gradi, creare uno strato di allettamento regolare, figura 3.42(b), e quindi installare il sistema di prova. Oltre ai tagli a 45, data la condizione del taglio verticale, si è cercato di regolarizzare i bordi del pannello utilizzando la medesima sega circolare, figura 3.42(c); pur essendo il diametro della lama nettamente inferiore allo spessore del muro, il risultato ottenuto migliora decisamente le condizioni di prova. In figura 3.42(d) è riportato il pannello D3, in cui sono evidenti gli angoli smussati e i lati regolarizzati. Nella medesima figura è evidente anche il segno grafico che indica la diagonale del pannello: è infatti opportuno ridisegnare e misurare le quattro diagonali.

In seguito sono state inserite delle putrelle in acciaio (due nell'angolo inferiore, dove andranno posizionati i martinetti e una nell'angolo superiore, con sola funzione di contrasto). Le putrelle d'acciaio vengono quindi solidarizzate con tiranti filettati in acciaio giuntati con un manicotto, Figura 3.43(a). A questo punto si installano i potenziometri, applicati a barre d'acciaio inserite in fori riempiti con colla a caldo nella muratura. Lo schema prevede che i potenziometri 1 e 2 siano applicati nel paramento A, mentre i 3 e 4 nel paramento B. Il potenziometro deve essere "aperto" per circa metà della sua lunghezza di corsa, in modo da dare letture adeguate, e i due potenziometri incrociati non devono assolutamente toccarsi tra di loro, né toccare la muratura. Trovate le giuste posizioni, gli estensimetri vengono saldati con colla a caldo alla barra di supporto, in modo che non si verifichino spostamenti lungo l'asse della barra. Nei pannelli D2 e D3, nel lato B, vengono installati sei trasduttori di deformazione (indicati con la sigla DD1) in corrispondenza delle fibre, per comprendere come il rinforzo in composito si deforma al progredire della compressione diagonale; in figura 3.43(b) sono visibili un potenziometro, lungo la diagonale, e due DD1, nella direzione delle fibre (uno verticale e uno orizzontale). Quando la strumentazione elettronica è installata, si inseriscono i tre martinetti in corrispondenza dell'angolo inferiore; i martinetti devono restare all'interno della sezione muraria e vanno equamente distanziati tra loro, figura 3.43(c). A questo punto si "aprono" i DD1, si attivano cioè i potenziometri, che a causa della loro altissima sensibilità hanno un sistema di protezione. In figura 3.43(d) è riportato il pannello D3, lato B, subito prima della prova: sono visibili i sei DD1, i due potenziometri in diagonali e i tubi idraulici collegati ai tre martinetti.

La prova prevede il susseguirsi di cicli di carico e scarico con progressioni di 10 bar. Nel corso della prova viene rilevato visivamente il progredire del quadro fessurativo, che viene riportato in colori diversi sulla base del valore del carico che ha determinato l'apertura della fessura, figura 3.44(e). Le tavole in Appendice C riportano il quadro fessurativo delle due facce dei tre pannelli.

Martinetti piatti doppi. L'indagine prevede la prova di compressione con martinetti piatti su due pannelli murari: uno non consolidato (nominato MPD_NC) e uno consolidato mediante l'iniezione di miscela a base di calce naturale (Geocalce Fluido), denominato MPD_C.

Determinata la posizione ove eseguire la prova, sono stati fissati i cubetti di appoggio per i trasduttori (4 trasduttori verticali e un trasduttore orizzontale).



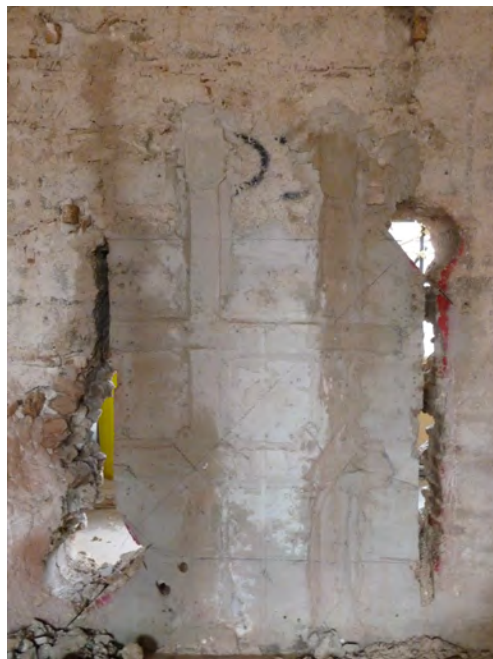
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.42: Fase di taglio dei bordi del pannello (a, b) e dettagli dei danni subiti dalla fibra (c, d)



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.43: Installazione del sistema di prova nel pannello

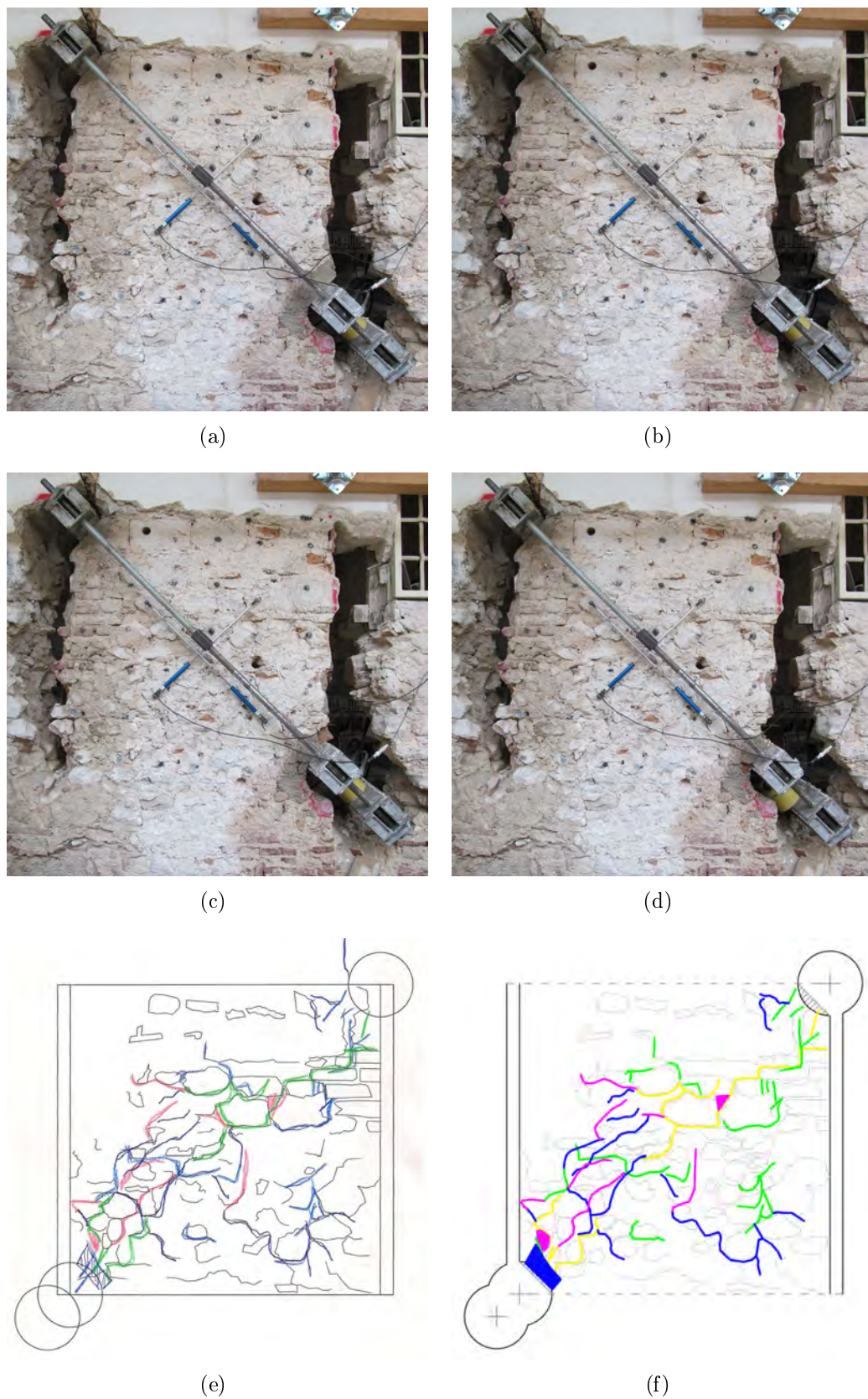


Figura 3.44: Sequenza fotografica della prova diagonale sul pannello D1, lato A (a, b, c, d), scheda di rilevamento fessure lato B (f) e relativo schema del quadro fessurativo riportato in cad (g)

Ogni cubetto è forato al centro di una faccia, per permettere il passaggio della vite necessaria all'applicazione del cubetto nella muratura; per ogni cubetto è quindi necessario forare la parete, inserire un tassello nel foro, e poi avvitare. Ogni cubetto deve essere affisso ad un elemento resistente, affinché il trasduttore fornisca valori di spostamento significativi; nel caso del pannello MPD_NC, non è stato possibile installare quattro trasduttori verticali, a causa della scarsa qualità della parete che non forniva punti di ancoraggio validi. Applicati i cubetti, protetti dalla polvere con nastro adesivo di carta, si sono eseguiti i tagli mediante motosega con lama diamantata eccentrica. Terminati i tagli sono stati puliti e oliati i martinetti semi-circolari, che poi sono stati battuti all'interno della muratura; inseriti i martinetti si sono applicati i trasduttori (togliendo il nastro di carta e pulendo nuovamente i cubetti di supporto) e si sono collegati sia i canali per la distribuzione dell'olio, sia i fili elettrici per l'acquisizione dei dati dei trasduttori. Nel caso in esame si era deciso di installare quattro trasduttori che monitorassero le deformazioni verticali e un trasduttore per gli spostamenti orizzontali, figura 3.46(a). Nel caso del pannello MPD_NC, tuttavia, non è stato possibile installare quattro potenziometri verticali a causa della pessima qualità della muratura, che si disgregava in seguito al foro per il tassello e che quindi non ha permesso, nel breve spazio isolato dai due tagli, di posizionare quattro strumenti, come si vede in figura 3.47(a).

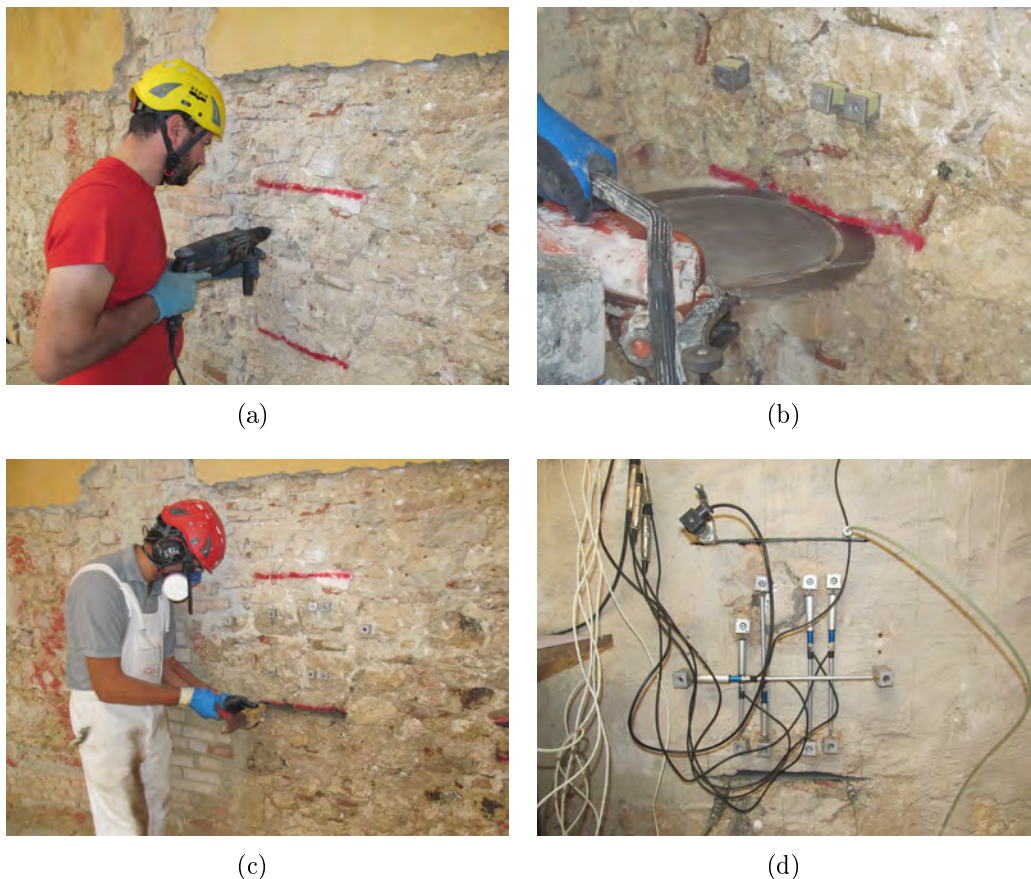


Figura 3.45: Preparazione prova MPD: foratura parete per installazione cubetti di supporto trasduttori (a), taglio muro (b), inserimento martinetto (c), collegamento dispositivi idraulici ed elettrici (d)

Inseriti i martinetti e verificato il corretto funzionamento della pompa oleodinamica manuale e dei trasduttori, è iniziata la prova. La prima fase, detta di *pretest* prevede la compressione della muratura fino a $0.3MPa$. Se il *pretest* non dà problemi si procede sottoponendo il pannello a cicli di carico-scarico continui con incrementi di carico di $0.3MPa$. Il numero dei cicli di carico dipendono dalla resistenza della muratura, che viene compressa fino a quando non inizia a manifestare un comportamento prossimo a rottura.

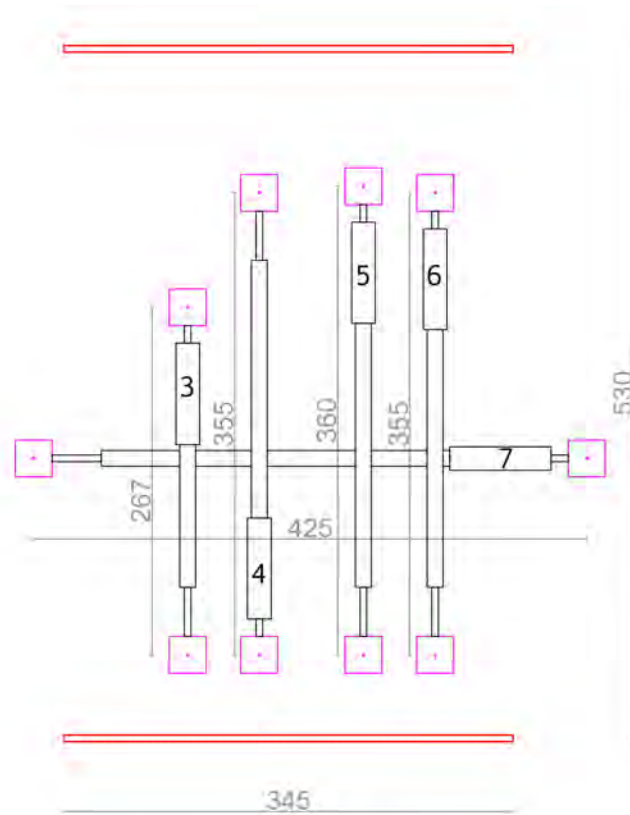
Nel caso del primo pannello testato, MPD_C, si sono effettuati 10 cicli di carico, rilevando una tensione di compressione ultima di $\sigma_u = 3.8MPa$. Il pannello ha risposto in maniera piuttosto regolare, evidenziando un comportamento tendente all'omogeneo; il modulo elastico iniziale è stimato essere $E_{ini} = 6000MPa$, mentre il modulo elastico finale risulta essere $E_{fin} = 800MPa$. Nel corso della prova un problema con la pompa oleodinamica ha provocato dei rallentamenti, che non hanno tuttavia influito sulla corretta esecuzione del test. La durata effettiva delle prove è quindi stimabile a 50 minuti. Le lesioni più significative si sono riscontrate ai bordi del taglio per l'inserimento dei martinetti e hanno una direzione diagonale, figura 3.46(c).

Il secondo pannello testato, MPD_NC, ha evidenziato un comportamento poco regolare, e ha raggiunto la rottura al termine del sesto ciclo, per un valore di $\sigma_u = 1.8MPa$. La prova è durata 53 minuti e ha provocato la rotazione dei conci e l'instaurarsi di fessurazione verticale in prossimità dei giunti, figura 3.47(c).

L'elaborazione e il confronto dei dati acquisiti dalle due prove, darà importanti informazioni per la comprensione dell'efficacia e dell'incremento di prestazioni dovute al consolidamento con iniezione.

3.6 Osservazioni conclusive

Il capitolo 3 descrive le tre campagne sperimentali eseguite, elencando tutti i passaggi effettuati per realizzare i provini e per indagare i comportamenti interessati. Le indagini di Milano hanno permesso di realizzare un gran numero di prove (144 pull-off, 39 pull-out, 6 shear test) volte a conoscere diversi aspetti dell'adesione tra compositi e muratura. Per gli obiettivi della presente tesi si considereranno soltanto i 39 casi di estrazione del supporto, che verranno approfonditamente analizzati nel capitolo seguente. Durante l'applicazione dei connettori sono emerse delle complicazioni di cui l'analisi dovrà tener conto, ossia la difficoltà di saturare il foro da parte della resina epossidica (che è parzialmente colata lungo il paramento murario) e la consistente quantità di fibra che i connettori realizzati con 47 trefoli richiedono (e dunque la fibra va ad addensarsi all'interno del foro, rendendo difficile l'iniezione e lasciando meno spazio alla matrice di permeare efficacemente ogni trefolo). Le indagini svolte a Cremona hanno permesso di testare un nuovo set-up di prova, e costituiscono un esempio di valutazione dell'efficienza su edificio esistente. Rispetto alla sperimentazione di Milano, i 9 provini di Cremona non sono realizzati ad hoc e si trovano disposti lungo 3 direzioni differenti, tali da complicare sia l'iniezione dei tubi d'acciaio, sia l'applicazione del martinetto idraulico e dei potenziometri. L'aspetto più interessante resta in ogni caso l'ideazione del sistema "a doppio composito" che velocizza e semplifica di molto la connessione tra



(a)

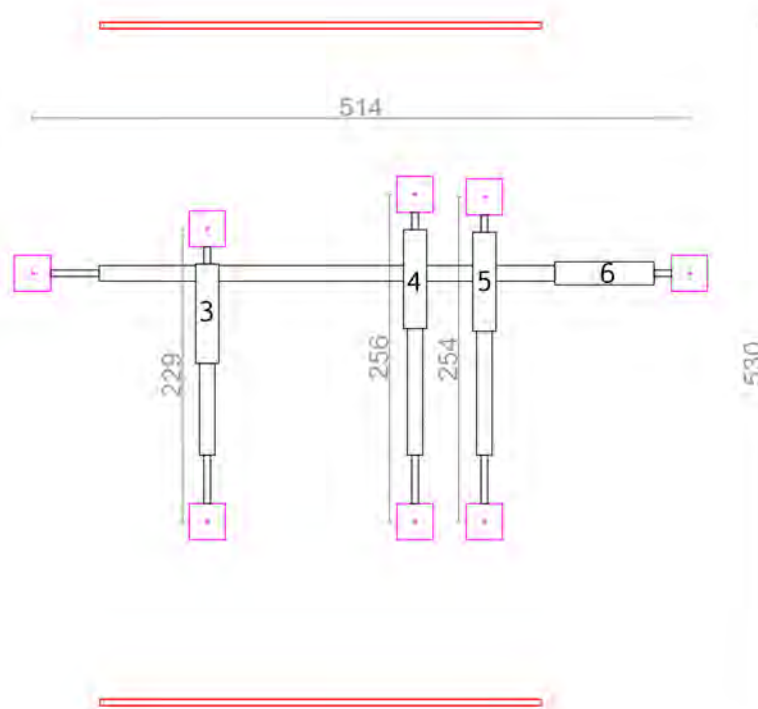


(b)



(c)

Figura 3.46: Provino MPD_C: schema (a), fase di prova (b), dettaglio lesione diagonale a fine prova (c)



(a)



(b)



(c)

Figura 3.47: Provino MPD_NC: schema (a), fase di prova (b), dettaglio fessure a fine prova (c)

lo spike e la macchina di prova. Il caso de L'Aquila è un esempio di consolidamento di un edificio complesso e vincolato, e il piano di prove eseguito è particolarmente completo e preciso, con l'intento di conoscere sia caratteristiche qualitative che quantitative della muratura esistente, sia di testare e analizzare in sito una nuova metodologia di consolidamento di un pannello murario (iniezione di malta a base di calce idraulica naturale accoppiato ad un rinforzo superficiale in SRG collaborante mediante connettori in fibra). Le prove eseguite serviranno a valutare l'intervento e in particolare a quantificare l'apporto dell rinforzo in composito; ai fini della seguente tesi costituisce un importante esempio in sito di utilizzo dei connettori in fibra in un intervento completo.

Le difficoltà e le osservazioni rilevate in sito durante l'applicazione dei rinforzi e la preparazione dei provini, saranno di particolare importanza nello svolgimento dell'analisi dei risultati delle tre sperimentazioni, presentata nel capitolo seguente. Questa permetterà di ampliare la conoscenza sui connettori, di individuarne le criticità e di validarne alcune ipotesi. È di particolare importanza, infatti che la fase di analisi tenga conto delle condizioni ambientali, al fine di poter interpretare i dati nel modo più veritiero possibile.

Capitolo 4

Analisi dei risultati

Il capitolo presenta i risultati delle sperimentazione eseguite, proponendo diverse analisi e confronti finalizzate alla comprensione del comportamento del provino. Inizialmente sono presentate le indagini “ad hoc” eseguite a Milano, presso il cantiere ESEM, in cui 39 connettori sono stati realizzati e portati a rottura con prove di pull-out. In seguito si illustrano i 9 casi di pull-out eseguiti a Cremona sul cornicione di un edificio esistente recentemente restaurato. Nel caso de L’Aquila invece si è effettuata una valutazione sperimentale di un intervento di consolidamento in cui i connettori in fibra sono stati utilizzati per conettere due strati di rinforzo in fibra applicati sulle pareti di pannelli murari precedentemente consolidati mediante iniezione. I dati della sperimentazione di Milano servono ad analizzare diverse combinazioni di fibra e matrice utilizzate per realizzare connettori in materiale composito. Il caso studio di Cremona è un esempio di applicazione dei connettori, e una valutazione della loro efficienza in un intervento di consolidamento realmente effettuato. Nel caso studio de L’Aquila si incrociano i risultati di diverse prove (soniche, endoscopie, martinetti piatti doppi, prove di compressione diagonale) per determinare l’efficienza del consolidamento proposto, e per presentare un esempio di applicazione dei connettori all’interno di un sistema complesso.

4.1 Sperimentazione materiali presso cantiere ESEM, Milano

La sperimentazione effettuata presso la scuola edile di Milano ha permesso uno studio approfondito dei materiali Kerakoll. In particolare sono state eseguite prove di pull-off (non oggetto della presente tesi) e prove di pull-out, i cui risultati vengono in seguito esposti.

4.1.1 Prove pull-out

La prova di pull-out (prova di estrazione dal supporto) serve a valutare la resistenza di un connettore inghisato nella parete in modo da analizzarne le prestazioni. Il setup di prova è descritto in precedenza nel capitolo 3, mentre nel capitolo 2 viene studiato lo stato dell'arte in merito alla letteratura esistente.

Per l'esecuzione dei test si è utilizzato un martinetto idraulico cavo a doppio effetto, collegato sul lato inferiore ad un treppiede metallico che permette di ripartire le tensioni sulla muratura e superiormente ad una cella di carico; la procedura di prova è descritta compiutamente nella sezione 4.1.1. Per l'esecuzione ci si è serviti di un martinetto idraulico cavo a doppio effetto, collegato sul lato inferiore ad un treppiede metallico che permette di ripartire le tensioni sul supporto e superiormente ad una cella di carico, con collegata apposita carpenteria metallica, necessaria per poter agganciare i campioni, preparati durante le fasi precedenti (figura 4.1). Il setup si compone ulteriormente da 3 potenziometri, applicati con un angolo di 120° , che permettono di leggere l'allungamento dei connettori oltre la zona di inghisaggio (Pot_1, Pot_2 e Pot_3). I dati dei potenziometri e della cella di carico sono registrati tramite acquisitore HBM tipo QuantumX e visualizzati su apposito programma di acquisizione. Durante la prova, condotta fino a rottura tramite pompa idraulica manuale, sono stati misurati gli spostamenti del rinforzo rispetto al substrato (d), come media degli spostamenti misurati dai tre potenziometri, e il carico di trazione. Il carico massimo (F_{\max}), diviso per l'area di rinforzo, permette di calcolare la resistenza a trazione delle fibre (f_{\max}). Le resistenze ottenute sono state poi confrontate con la resistenza ultima del rinforzo.

L'estrazione del campione, a prova ultimata, ha consentito di rilevare visivamente la qualità dell'iniezione all'interno della muratura, in modo da confrontare la lunghezza di ancoraggio teorica ($L.A.$) dovuta alla profondità di perforazione, con l'effettiva lunghezza di ancoraggio data dalla corretta distribuzione della miscela iniettata ($L.A. efficace$). Ciò ha permesso di individuare dei casi in cui l'iniezione non è stata eseguita a regola d'arte, pertanto le lunghezze reali di ancoraggio sono inferiori a quelle ipotizzate ($L.A. \leq L.A. efficace$).

In seguito vengono riportate alcune analisi sui dati delle 39 prove eseguite su pannelli in laterizio, in base alla campagna sperimentale organizzata presso il cantiere ESEM. Nell'Appendice B si possono visualizzare i risultati completi; sono stati trasposti infatti il carico massimo e il relativo spostamento massimo, ottenuti dall'elaborazione delle curve carico-spostamento e la percentuale di sforzo delle fibre, rispetto al carico raggiunto e al numero di trefoli. I campioni sono stati suddivisi in base alla "TIPOLOGIA MATRICE", organica e inorganica, e secondo

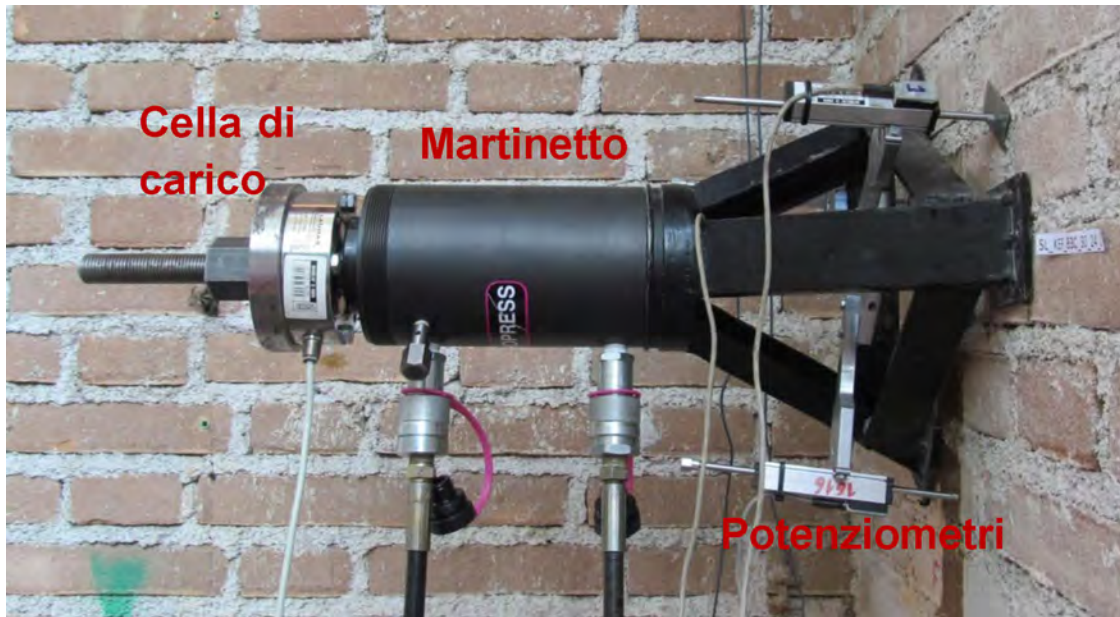


Figura 4.1: Setup di prova

il tipo di “COMPOSITO”. Nella campagna sperimentale sono 3 le matrici utilizzate: resina epossidica bicomponente (*Kerakoll EpoFill*), legante cementizio *Kerakoll EcoBinder* e malta a base di calce idraulica naturale per iniezioni, *Kerakoll Geocalce Fluida*. Il “NOME CAMPIONE” è stato dato in base a sei diversi parametri, descritti in ordine dal primo termine:

- fibra utilizzata, secondo le due diverse densità: bassa (SL) e media (SM);
- matrice, divisa tra le 3 utilizzate: KEF (*EpoFill*), KEB (*EcoBinder*) e KGL (*Geocalce Fluida*);
- posizione fisica del provino in base al pannello di laterizio: B4C, B3L e B3C (con C ed L rispettivamente lato corto e lato lungo della struttura);
- lunghezza di aderenza di 10, 20 o 30 cm;
- numero di trefoli presenti nel composito, 24 e 47;
- numero della prova in base alla tripletta di riferimento

Le colonne “L. ADERENZA” e “L.A. EFFICACE” riportano i valori della profondità di esecuzione dei fori per le prove e dell’effettiva qualità di iniezione, verificata dopo i test, mentre le due finali “Fmax/L.A.” e “Fmax/L.A. EFFICACE” mostrano il comportamento del carico distribuito in base alla lunghezza di aderenza teorica ed effettiva. Il “PRECARICO” è dovuto al fatto che prima di eseguire formalmente i test i provini sono stati sottoposti ad una lieve tensione, in modo da poter visualizzare correttamente gli spostamenti (dati dai potenziometri) durante l’iniziale aumento di carico.

Le modalità di rottura, sulla base delle osservazioni condotte, sono state catalogate come segue (figura 4.2):

- **conica**: coinvolge la rottura a trazione del supporto, che si stacca dal pannello mediante la formazione di un cono di dimensioni variabili (figura 4.2(a));
- **estrazione mattone**: la rottura a taglio del giunto di malta provoca l'espulsione dell'intero elemento in laterizio (figura 4.2(b));
- **scorrimento**: mancata aderenza tra supporto e matrice (figura 4.2(c));
- **trazione**: rottura per trazione della fibra (figura 4.2(d));
- **conica + scorrimento**: combinazione di due diverse modalità, che coinvolge inizialmente la resistenza del supporto e provoca infine lo sfilamento del connettore (figura 4.2(e));
- **trazione + scorrimento** (figura 4.2(f)).

In quest'ultimo caso, verificatosi solo una volta, il comportamento del connettore non è stato uniforme: dopo la rottura a trazione di alcuni trefoli, si è sfilato dalla parete a causa di una iniezione non efficace (la resina ha inghiato soltanto i pochi trefoli rotti a trazione, nella parte inferiore del fiocco). Un'unica prova ha registrato dei dati inconsistenti ed è stata quindi eliminata dalle analisi; ciò che si è verificato è stato lo scorrimento del connettore dal tubo di acciaio, necessario per l'ancoraggio alla macchina di prova (si è riscontrata la presenza di una certa quantità di ruggine all'interno del tubo, probabile causa del mancato ammorsamento). Il campione è stato catalogato mediante la dicitura "**rottura sistema di prova**" (figura 4.2(g)). I dati totali rilevati possono dunque considerarsi 38.

In figura 4.3 si possono vedere le modalità di rottura generali riscontrate per le prove pull-out. La rottura dominante riguarda senza dubbi la combinazione tra la formazione superficiale conica del substrato e il successivo scorrimento della matrice dal pannello. Seguono la rottura per trazione (6 casi), avvenuta quasi esclusivamente per lunghezze di aderenza di 30 cm, e la semplice rottura conica (5 casi). Le altre modalità sono state meno frequenti.

Le tipologie di rottura, evidenziate nel corso della sperimentazione, possono essere confrontate con i risultati ottenuti in una recente sperimentazione (Paganoni e D'Ayala, 2014) . Secondo le loro previsioni, in accordo con la pubblicazioni le principali modalità possono essere riassunte come in Tabella 4.1:

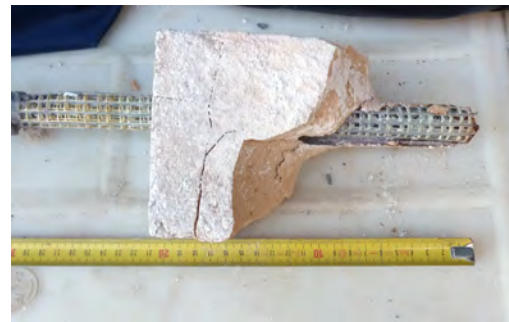
Tabella 4.1: Possibili modalità di rottura (Paganoni e D'Ayala, 2014)

Modalità di rottura	
1	Scorrimento
	a tra fibra e matrice
	b tra matrice e materiale di supporto
c giunti della muratura	
2	Rottura per trazione di
	a muratura
	b giunti di malta della muratura
c fibra del connettore	
3	Rottura mista
combinazione delle precedenti	

Come si può notare, le tipologie presentate sono simili a quelle appena descritte per la sperimentazione ESEM: i casi raccolti possono essere inseriti all'interno di



(a)



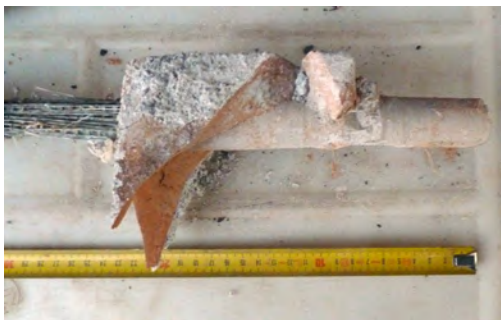
(b)



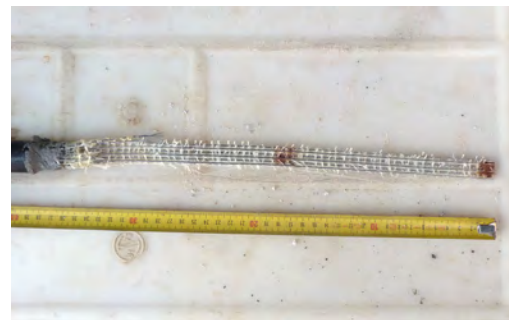
(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 4.2: Modalità di rottura riscontrate



Figura 4.3: Percentuali per tipologia di rottura

questa nomenclatura, in modo da rendere uniformi i risultati per la creazione di un database eventuale. La Tabella 4.2 riassume le modalità di rottura, modificate rispetto alla nuova suddivisione.

La Tabella 4.3 riporta i risultati delle singole prove; per la nomenclatura utilizzata si rimanda all'Allegato B, descritto in precedenza, e al Capitolo 3 (RIFERIMENTO) per le caratteristiche meccaniche dei singoli materiali.

Tabella 4.2: Trasposizione modalità di rottura

Campione	Modalità di rottura	Paganoni, D'Ayala (2013)
SL_KEF_B4C_10_24_1	scorrimento	1b
SL_KEF_B4C_10_24_2	estrazione mattone	1c
SL_KEF_B4C_10_24_3	estrazione mattone	1c
SL_KEB_B4C_10_24_1	conica	2a
SL_KEB_B4C_10_24_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEB_B4C_10_24_3	conica	2a
SL_KGL_B4C_10_24_1	conica	2a
SL_KGL_B4C_10_24_2	conica	2a
SL_KGL_B4C_10_24_3	conica	2a
SL_KEF_B3L_20_24_1	trazione	2c
SL_KEF_B3L_20_24_2	trazione	2c
SL_KEF_B3L_20_24_3	estrazione mattone	1c
SL_KEB_B3L_20_24_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEB_B3L_20_24_2	scorrimento	1b
SL_KEB_B3L_20_24_3	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3L_20_24_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3L_20_24_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3L_20_24_3	rottura sistema di prova	/
SL_KEB_B3L_20_47_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEB_B3L_20_47_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEB_B3L_20_47_3	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3L_20_47_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3L_20_47_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3L_20_47_3	conica + scorrimento	2a + 1b
SM_KEB_B3L_20_47_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SM_KEB_B3L_20_47_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SM_KEB_B3L_20_47_3	conica + scorrimento	2a + 1b
SM_KGL_B3L_20_47_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SM_KGL_B3L_20_47_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SM_KGL_B3L_20_47_3	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEF_B3C_30_24_1	trazione	2c
SL_KEF_B3C_30_24_2	trazione + scorrimento	2c + 1b
SL_KEF_B3C_30_24_3	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEB_B3C_30_24_1	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KEB_B3C_30_24_2	scorrimento	1b
SL_KEB_B3C_30_24_3	trazione	2c
SL_KGL_B3C_30_24_1	trazione	2c
SL_KGL_B3C_30_24_2	conica + scorrimento	2a + 1b
SL_KGL_B3C_30_24_3	trazione	2c

Tabella 4.3: Risultati prove di pull-out

Campione	F_{max} [N]	d_{max} [mm]	F_{max} [N]	CoV	$\frac{F_{max}}{F_{u, fibra}}$	$\frac{F_{max}}{F_{u, fibra}}$	F_{max} L.A. [N/mm]	$\frac{F_{max}}{L.A. efficace}$ [N/mm]	$\frac{F_{max}}{L.A. efficace}$ [N/mm]
SL_KEF_B4C_10_24_1	8307	4.42	10147	22.59%	21.21%	24.05%	83.07	83.07	101.47
SL_KEF_B4C_10_24_2	9419	4.34	10147	22.59%	24.05%	32.47%	94.20	94.1	101.47
SL_KEF_B4C_10_24_3	12714	3.42	10147	22.59%	32.47%	25.91%	127.14	127.14	101.47
SL_KEB_B4C_10_24_1	2527	1.28	7739	60.33%	6.45%	29.46%	25.27	63.17	103.09
SL_KEB_B4C_10_24_2	11538	5.98	7739	60.33%	29.46%	23.37%	115.38	115.38	103.09
SL_KEB_B4C_10_24_3	9151	2.82	7739	60.33%	23.37%	19.76%	91.51	130.73	103.09
SL_KGL_B4C_10_24_1	8098	2.59	9653	14.12%	20.68%	26.09%	80.98	80.98	96.53
SL_KGL_B4C_10_24_2	10217	2.88	9653	14.12%	26.09%	27.18%	102.17	102.17	96.53
SL_KGL_B4C_10_24_3	10643	2.89	9653	14.12%	27.18%	24.65%	106.43	106.43	96.53
SL_KEF_B3L_20_24_1	23420	3.10	22278	7.44%	59.80%	58.83%	117.1	117.1	111.39
SL_KEF_B3L_20_24_2	23038	5.45	22278	7.44%	58.83%	52.03%	115.19	115.19	111.39
SL_KEF_B3L_20_24_3	20378	7.30	22278	7.44%	52.03%	56.89%	101.89	101.89	111.39
SL_KEB_B3L_20_24_1	11549	0.89	18067	47.81%	29.49%	49.84%	57.75	57.75	93.08
SL_KEB_B3L_20_24_2	14788	5.60	18067	47.81%	37.76%	71.15%	73.94	82.15	93.08
SL_KEB_B3L_20_24_3	27866	4.98	18067	47.81%	71.15%	46.14%	139.33	139.33	93.08
SL_KGL_B3L_20_24_1	19518	4.93	22346	17.90%	49.84%	64.28%	97.6	97.6	111.73
SL_KGL_B3L_20_24_2	25173	3.73	22346	17.90%	64.28%	57.06%	125.87	125.87	111.73
SL_KGL_B3L_20_24_3	13411	1.01	22346	17.90%	34.24%	109.61	125.87	125.87	111.73
SL_KEB_B3L_20_47_1	21922	2.05	29508	46.04%	28.58%	58.93%	109.61	109.61	171.33
SL_KEB_B3L_20_47_2	45193	5.05	29508	46.04%	58.93%	27.92%	225.96	225.96	171.33
SL_KEB_B3L_20_47_3	21409	1.23	29508	46.04%	27.92%	38.48%	107.04	178.41	171.33
SL_KGL_B3L_20_47_1	34106	6.98	26436	44.01%	44.47%	170.53	170.53	170.53	132.18
SL_KGL_B3L_20_47_2	32153	5.58	26436	44.01%	41.92%	160.76	160.76	160.76	132.18
SL_KGL_B3L_20_47_3	13050	1.36	26436	44.01%	17.02%	65.25	65.25	65.25	132.18
SM_KEB_B3L_20_47_1	22577	2.55	25085	12.55%	29.44%	112.88	112.88	112.88	125.42
SM_KEB_B3L_20_47_2	24060	2.39	25085	12.55%	31.37%	120.3	120.3	120.3	125.42
SM_KEB_B3L_20_47_3	28618	4.89	25085	12.55%	37.32%	143.09	143.09	143.09	125.42
SM_KGL_B3L_20_47_1	19724	2.89	17162	14.11%	25.72%	98.62	98.62	98.62	85.81
SM_KGL_B3L_20_47_2	16849	2.61	17162	14.11%	21.97%	84.24	84.24	84.24	85.81
SM_KGL_B3L_20_47_3	14912	3.06	17162	14.11%	19.44%	74.561	74.561	74.56	85.81
SL_KEF_B3C_30_24_1	21534	2.00	19718	49.07%	54.99%	71.78	71.78	71.78	65.73
SL_KEF_B3C_30_24_2	28358	3.88	19718	49.07%	72.41%	94.53	94.53	94.53	65.73
SL_KEF_B3C_30_24_3	9253	1.45	19718	49.07%	23.65%	30.87	30.87	30.87	65.73
SL_KEB_B3C_30_24_1	28750	8.73	31463	10.25%	73.41%	95.83	95.83	95.83	104.88
SL_KEB_B3C_30_24_2	30610	6.35	31463	10.25%	78.16%	102.03	102.03	102.03	104.88
SL_KEB_B3C_30_24_3	35029	5.44	31463	10.25%	89.45%	116.76	116.76	116.76	104.88
SL_KGL_B3C_30_24_1	29730	7.45	31698	6.35%	75.92%	99.1	99.1	99.1	105.66
SL_KGL_B3C_30_24_2	31610	5.14	31698	6.35%	80.72%	105.37	105.37	105.37	105.66
SL_KGL_B3C_30_24_3	33753	5.80	31698	6.35%	86.19%	112.51	112.51	112.51	105.66

4.1.2 Confronti per medesima matrice

In seguito si vanno ad analizzare le modalità di rottura, le curve di carico/spostamento e i diversi risultati ottenuti per ogni parametro indagato per singola matrice; successivamente saranno confrontati i risultati generali.

4.1.2.1 EpoFill

La matrice organica di resina epossidica iperfluida bicomponente presenta la gamma più ampia tra le modalità di rottura, segno di un comportamento non regolare e che può essere interpretato solo attraverso un'analisi della qualità di iniezione. Le ispezioni visive, a fine prova, hanno infatti confermato le difficoltà delle fasi di preparazione: la prova necessita di un foro orizzontale per il corretto aggrappo del campione alla macchina, ma l'elevata fluidità della matrice non permette il corretto riempimento se non in presenza di maggiori inclinazioni, con il rischio ulteriore che il materiale possa percolare all'interno del pannello murario. Laddove l'iniezione è avvenuta in modo efficace (anche se non tutti i trefoli si sono mescolati con la matrice), l'adesione con il supporto risulta soddisfacente (figura 4.4): si verificano principalmente rotture per trazione della fibra (34%) e rotture a taglio nel pannello in laterizio, che provocano l'estrazione del singolo elemento mattone (la modalità di rottura si è verificata solo per questa matrice, in 3 casi).

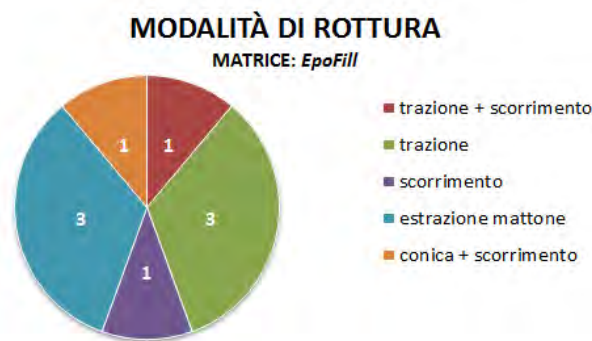


Figura 4.4: Modalità di rottura per matrice EpoFill

Le Figure 4.5(a), 4.5(b) e 4.5(c) mostrano l'andamento dei campioni in carico/spostamento per le diverse lunghezze di aderenza. Si possono notare delle fasi ben definite all'interno delle curve: la prima parte elastica, è definita da un andamento pressoché rettilineo, e termina al raggiungimento del carico massimo; segue una fase di decremento del carico, sempre rettilinea, ma con diversa inclinazione. Questa fase si può protrarre fino a rottura completa del provino, o può dare seguito ad un'ultima fase, con inclinazione minore, in cui i potenziometri rilevano spostamenti maggiori ma con una minore perdita di carico: è questo il caso in cui la rottura diventa combinata, provocando lo scorrimento della matrice all'interfaccia con il composito.

Al fine di rappresentare i carichi massimi in corrispondenza degli spostamenti ottenuti dai campioni, viene presentato il seguente grafico. La figura 4.6 raccoglie i massimi suddivisi per la matrice di riferimento EpoFill: per lunghezze di aderenza di 10 cm, il comportamento è abbastanza uniforme; per L.A. 20 cm invece la

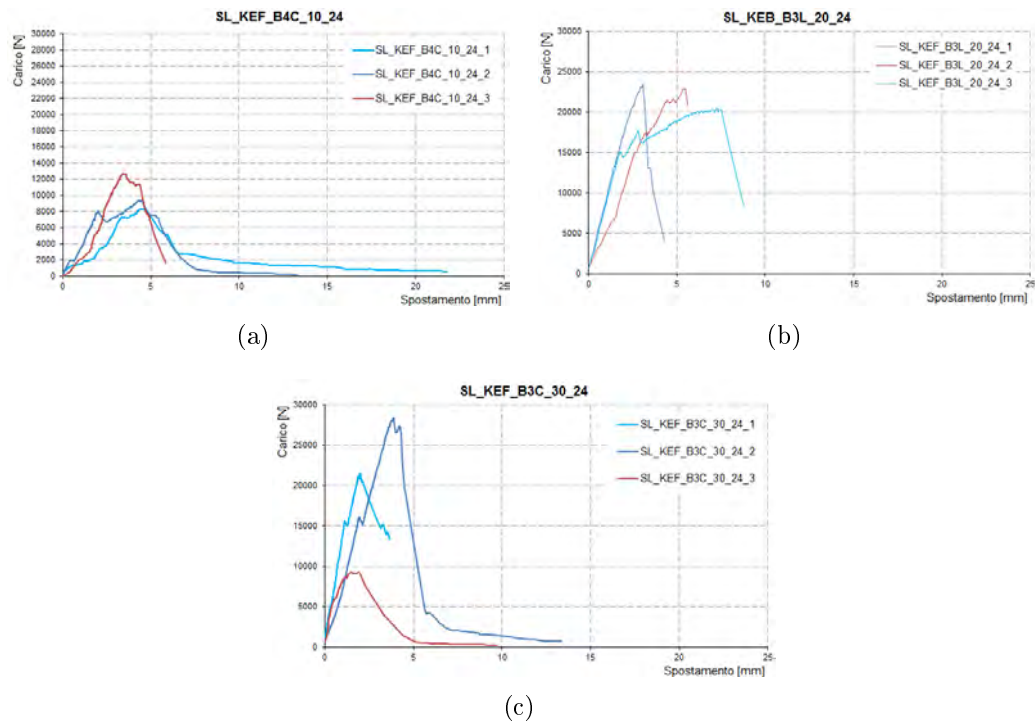


Figura 4.5: Grafico carico/spostamento diviso per terne di prove

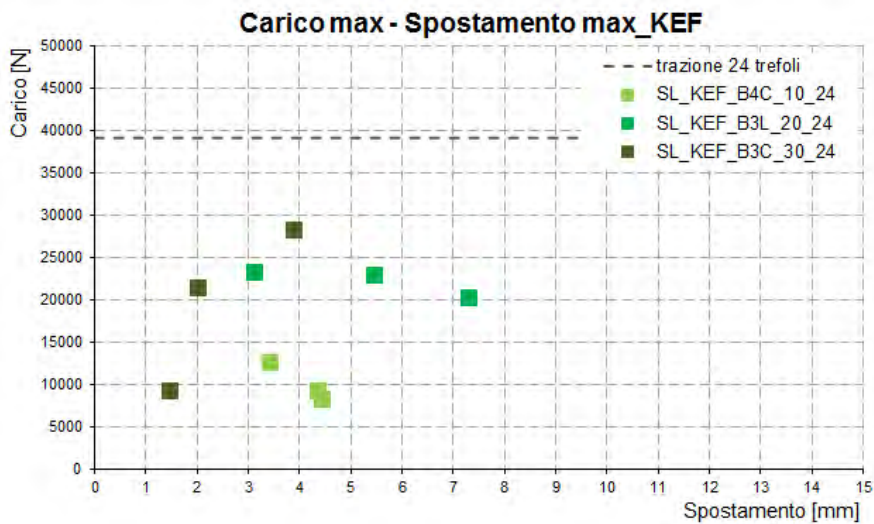


Figura 4.6: Grafico carico max/spostamento max per matrice EpoFill

differenza si nota principalmente sugli spostamenti massimi; infine per i 30 cm di aderenza, non si evidenziano tendenze di alcun tipo.

Per quanto riguarda i carichi massimi di prova, il confronto in figura 4.7 conferma il comportamento non regolare del composito. I carichi maggiori, mediati per la terna di prove, sono stati ottenuti per aderenze di 20 cm, con risultati comunque maggiori del doppio rispetto alle lunghezze di 10 cm. Questo conferma la necessità di poter realizzare i test avendo prima ottenuto una buona qualità di iniezione. Gli spostamenti relativi al carico massimo (figura 4.8) hanno una notevole variabilità, anche se la media si attesta attorno ai 4 mm per le prime lunghezze di adesione. Anche per quanto riguarda il confronto tra carico massimo e lunghezza efficace di aderenza il comportamento è simile per una aderenza di 10 e 20 cm, con valori medi che superano i 90 N/mm (figura 4.9). I dati minori si registrano costantemente per le lunghezze maggiori di aderenza.

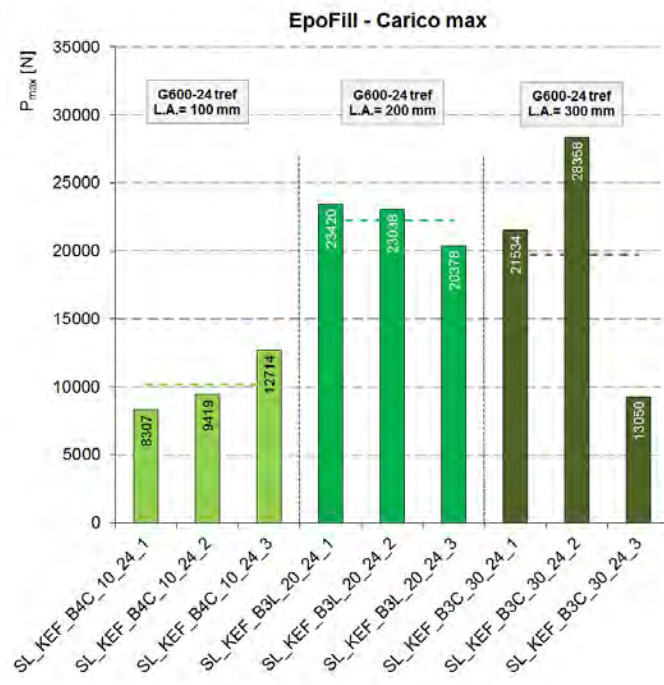


Figura 4.7: Confronto carichi massimi (F_{max}), matrice EpoFill

La Tabella 4.4 riporta i valori medi dei risultati ottenuti durante la campagna sperimentale, confrontandoli secondo i principali parametri.

Tabella 4.4: Confronto risultati

Campione	media	media	media
	F_{max} [N]	$\frac{F_{max}}{F_{u, fibra}}$	$\frac{F_{max}}{L.A. efficace}$ [N/mm]
SL_KEF_B4C_10_24	10147	25.91%	101.468
SL_KEF_B3L_20_24	22278	56.89%	111.392
SL_KEF_B3C_30_24	19718	50.35%	65.728

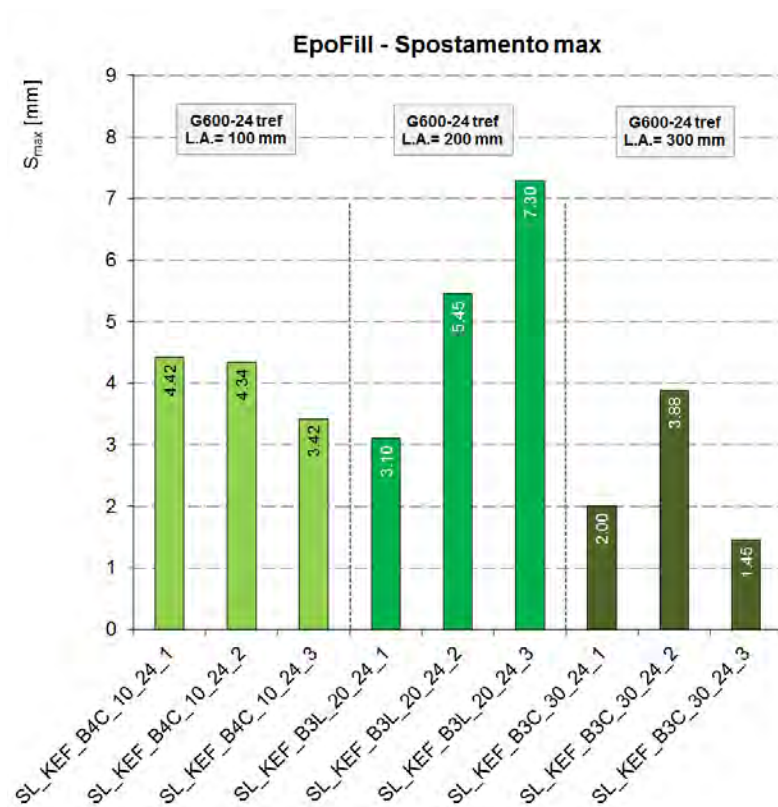


Figura 4.8: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), matrice EpoFill

Le curve di involucro carico/spostamento di figura 4.10, per la matrice organica, permettono di osservare i diversi comportamenti riscontrati. I campioni con lunghezza di ancoraggio 10 cm evidenziano una fase elastica con inclinazione minore rispetto ai rimanenti, che sviluppano carichi maggiori a parità di spostamento. Per maggiori lunghezze di aderenza però gli spostamenti ultimi sono limitati, e si attestano attorno a 10 mm.

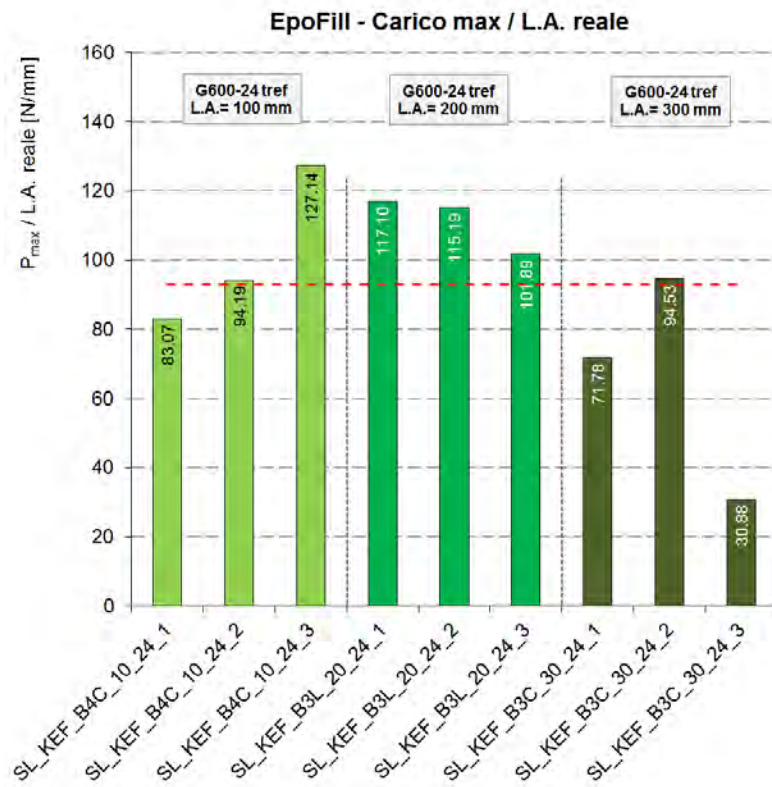


Figura 4.9: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), matrice EpoFill.

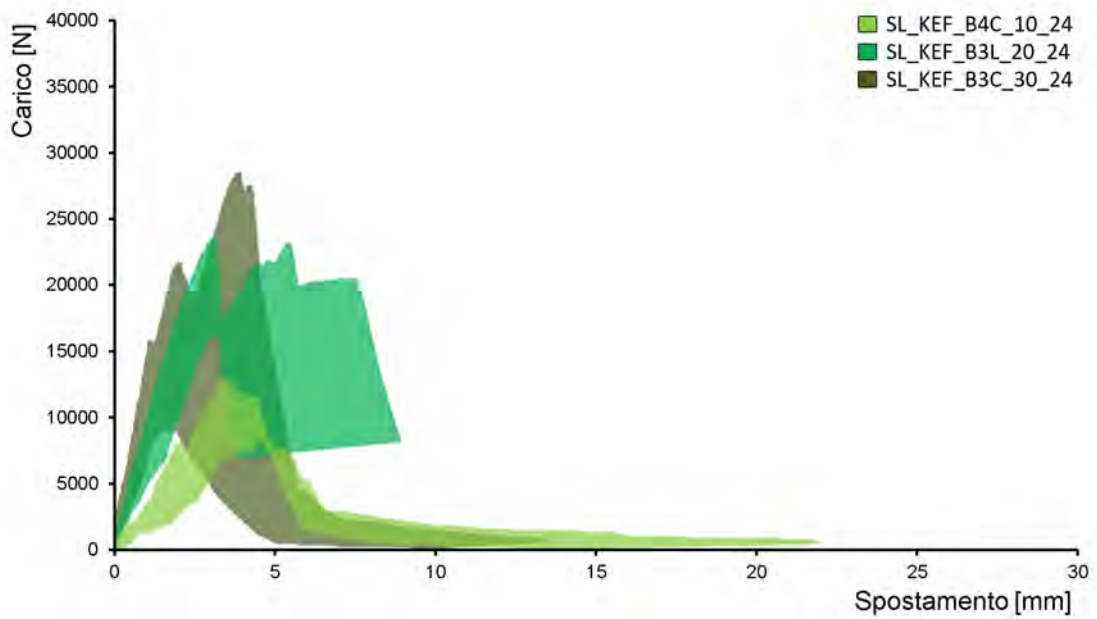


Figura 4.10: Confronto curve carico/spostamento a parità di matrice (EpoFill)

4.1.2.2 EcoBinder

Diversamente dal composito a matrice organica, per cui le prove sono state effettuate solo su campioni composti da 24 trefoli di fibra in acciaio, con l'*EcoBinder*, a base di malta cementizia fluida per iniezioni, sono state utilizzate anche composizioni da 47 trefoli, suddivise in base alla diversa densità del materiale (bassa SL, media SM). Le modalità di rottura propongono una netta presenza di rotture combinate tra supporto (conica) e aderenza (scorrimento), con il 67% dei casi totali. Altre rotture meno frequenti si apprezzano in figura 4.11: si dividono tra semplici rotture coniche (13%) o di scorrimento (13%). Solo un caso ha coinvolto la trazione delle fibre.

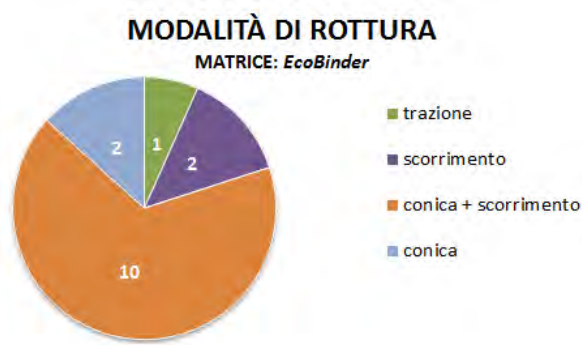


Figura 4.11: Modalità di rottura per matrice EcoBinder

Confrontando tutte le curve carico/spostamento, visibili in figura 4.12, si può osservare come l'inclinazione del tratto elastico iniziale sia pressoché identica per tutte le prove, salvo la diversità del carico massimo registrato. Eccetto che per lunghezze di ancoraggio di 10 cm, poi, anche la fase di spostamento post-picco sembra essere equivalente nel corso dei test, a conferma del comportamento dato dai fallimenti combinati conico e di scorrimento.

I punti di carico massimo, riferiti alle curve carico/spostamento, offrono poche indicazioni sulle previsioni di comportamento (figura 4.13). Mentre i carichi mantengono una parziale linearità di valori, riferiti alle singole terne, gli spostamenti massimi invece sono diversificati nella maggior parte dei casi.

I carichi massimi raggiunti durante le prove sono visibili in figura 4.14. Appare evidente e significativo come i valori crescano in base alla lunghezza di aderenza e al numero di trefoli del composit; a parità di trefoli (24) notiamo medie di 7.7 kN per i 10 cm di ancoraggio, poco superiori al doppio (18.07 kN) per i 20 cm e di 31.5 kN per i 30 cm. I casi da 47 trefoli dimostrano un carico medio più alto, a conferma che un maggior quantitativo di fibra aumenta la resistenza del connettore. Tuttavia i dati mostrano un fatto interessante: soltanto un provino (SL_KEB_B3L_20_47_2) ha ottenuto un valore di carico massimo doppio rispetto ai provini da 24 trefoli. È probabile che questo sia un caso (l'unico) in cui il connettore da 47 trefoli sia stato perfettamente iniettato, e dunque si sia creato un sistema particolarmente efficiente. Come analizzeremo approfonditamente in seguito, all'aumentare del numero di trefoli (e a parità di foro di iniezione) lo spazio a disposizione della matrice diminuisce, ma soprattutto aumenta la difficoltà della matrice di permeare totalmente i singoli trefoli, e quindi di creare un sistema composito efficiente. Gli

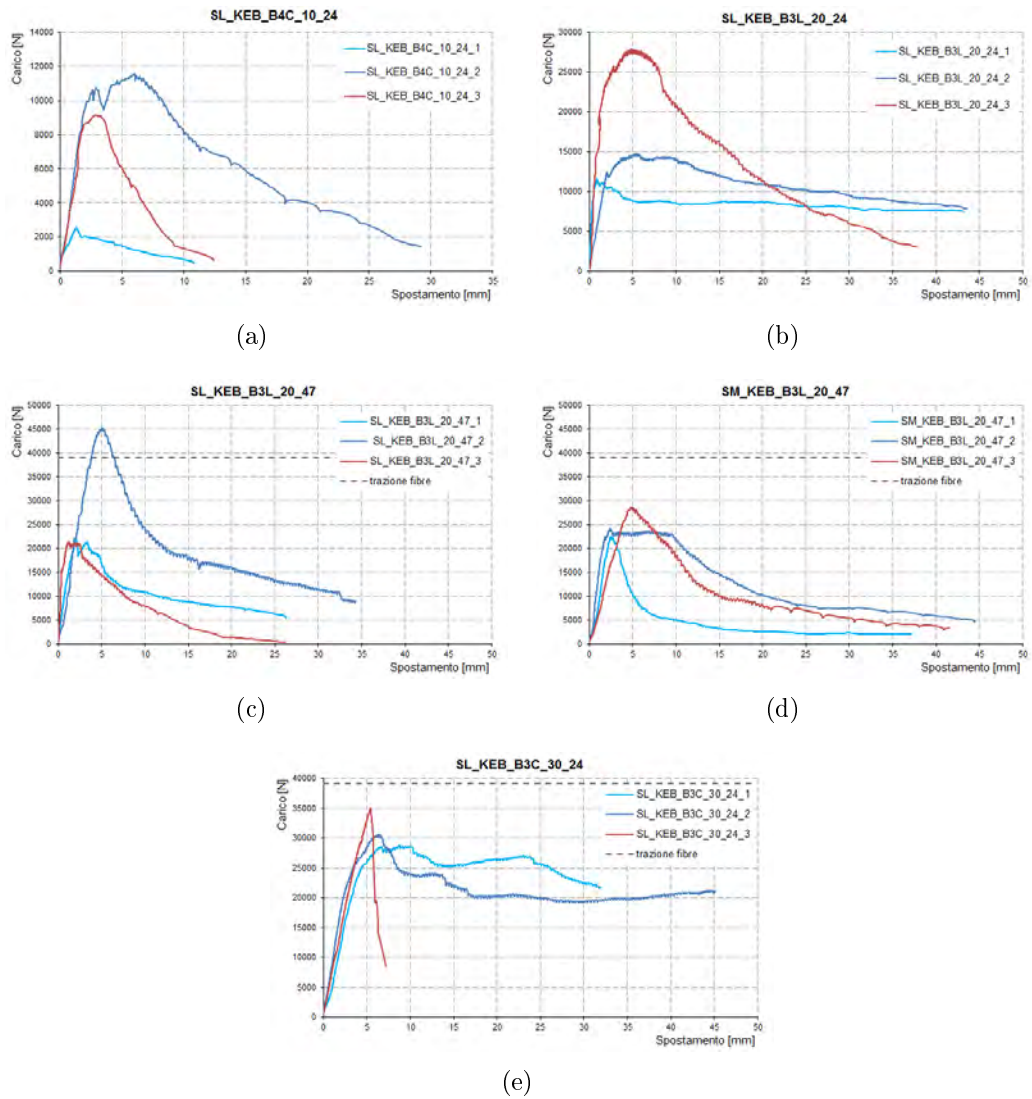


Figura 4.12: Grafico carico/spostamento diviso per terne di prove

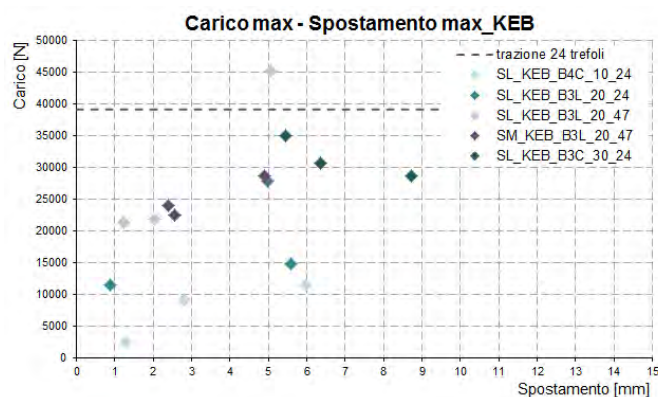


Figura 4.13: Grafico carico max/spostamento max per matrice EcoBinder

altri due provini (il numero 1 e il numero 3) di bassa densità (G600) e di 47 trefoli raggiungono un carico massimo simile (21-22 kN) inferiore alla metà del provino

numero 2. Carico che è di poco superiore al valore medio dei tre provini G600 da 24 trefoli. Nel caso dei 47 trefoli in fibra a media densità (G2000), il valore medio diminuisce ancora, a confermare la riduzione dell'efficienza all'aumentare della difficoltà di iniezione da parte della matrice.

Il grafico per gli spostamenti massimi, in figura 4.15, non dimostra altrettanta facilità di lettura (non si nota un andamento pseudo lineare). I risultati sono piuttosto variabili; lunghezze di aderenza di 30 cm, sebbene denotino valori tutti superiori ai 5 mm, offrono le correlazioni più evidenti. I dati sul carico massimo, diviso per lunghezza di adesione efficace, sono meno dispersi. La media dei risultati, di 119.56 N/mm, è superiore al caso di utilizzo di matrice organica, con punte di valori raggiunte per la stessa categoria di fibra citata per i carichi massimi (figura 4.16).

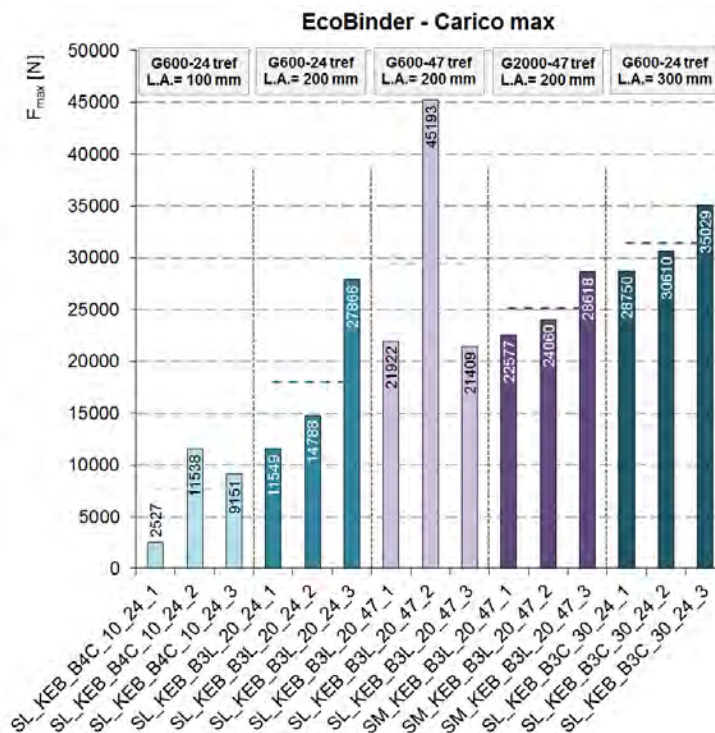


Figura 4.14: Confronto carichi massimi (F_{max}), matrice EcoBinder

La Tabella 4.5 riporta i valori medi dei risultati ottenuti durante la campagna sperimentale, confrontandoli secondo i principali parametri.

Le curve di involuppo carico/spostamento di figura 4.17, per la matrice cementizia, permettono di osservare i diversi comportamenti riscontrati. L'andamento è uniforme in termini di spostamenti ultimi, dato che si raggiungono sempre dai 30 ai 45 mm. Le anomalie si presentano per i 47 trefoli di bassa densità, con lunghezza di ancoraggio 20 cm, a causa dell'elevato valore di carico raggiunto, e per la prova sui 30 cm di aderenza, che dopo 45 mm di scorrimento presenta un carico ultimo superiore ai 20 kN.

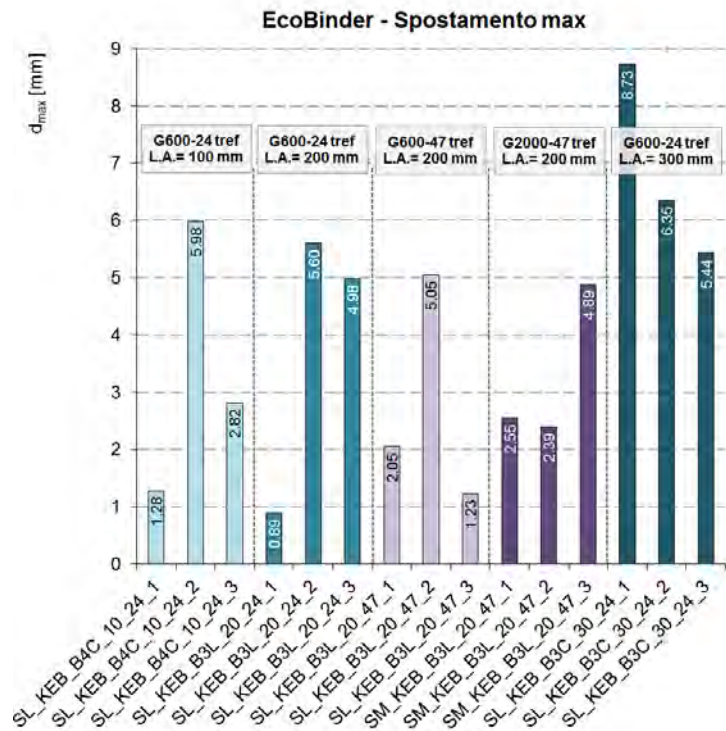


Figura 4.15: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), matrice EcoBinder

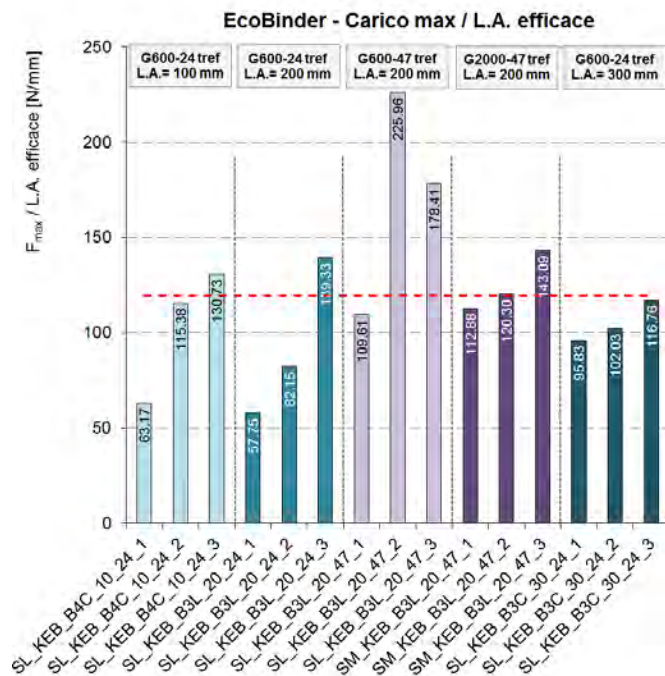


Figura 4.16: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), matrice EcoBinder

Tabella 4.5: Confronto risultati

Campione	media F_{\max} [N]	media $\frac{F_{\max}}{F_{u, \text{fibra}}}$	media $\frac{F_{\max}}{L.A. \text{efficace}}$ [N/mm]
SL_KEB_B4C_10_24	7739	19.76%	103.092
SL_KEB_B3L_20_24	18067	46.14%	93.0759
SL_KEB_B3L_20_47	29508	38.48%	171.327
SM_KEB_B3L_20_47	25085	32.71%	125.424
SL_KEB_B3C_30_24	31463	80.34%	104.876

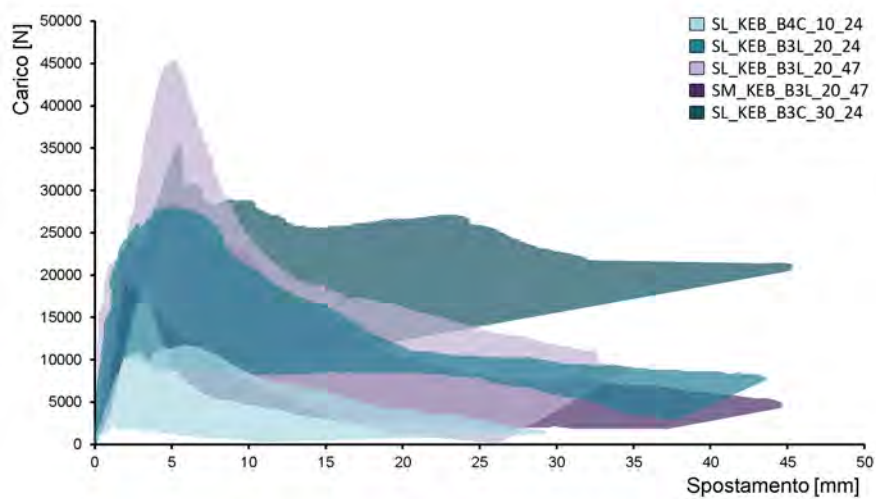


Figura 4.17: Confronto curve carico/spostamento a parità di matrice (EcoBinder)

4.1.2.3 Geocalce Fluido

Un'analisi compiuta sulla matrice a base di calce di idraulica naturale, fluida per iniezioni, mostra sulle modalità di rottura una netta prevalenza di fallimenti combinati, divisi tra una prima fase conica, per estrazione del materiale di supporto e da una seconda parte di scorrimento della matrice dal foro di iniezione (figura 4.18). Questo dato può essere dovuto alla presenza di prove eseguite, come per l'*EcoBinder*, con l'utilizzo di un numero maggiore di trefoli dovuto alla presenza di fibre d'acciaio di densità diversa. Altri fallimenti che si verificano comprendono rotture coniche (20%) e scorrimenti (7%). Le rotture a trazione della fibra sono state ottenute nei casi di massima lunghezza di ancoraggio; questo conferma il buon grado di adesione che si forma con il supporto in laterizio e come tale caratteristica influenzi la rottura del composito.

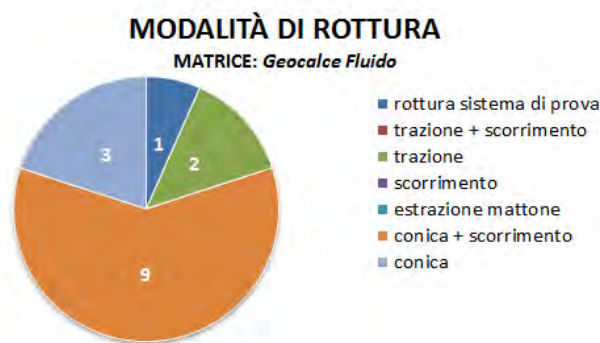


Figura 4.18: Modalità di rottura per matrice Geocalce Fluido

Il confronto di tutte le curve carico/spostamento, in figura 4.19, permette di osservare come il tratto iniziale elastico sia pressoché uguale per i campioni testati; gli spostamenti aumentano invece in corrispondenza di una maggiore lunghezza di ancoraggio, e all'aumentare del numero di trefoli (applicato solo per L.A. 20 cm). Le rotture a trazione sono immediatamente riconoscibili a causa dell'improvvisa perdita di carico, che avviene senza incrementi di spostamento.

Dalle curve sopra citate è possibile ricavarne i punti di massimo in termini di carico e spostamento relativo. La figura 4.20 mostra un comportamento regolare dei campioni: diversamente dalle altre matrici, è possibile ricavare qui una tendenza in base alla variazione di aderenza e del numero di trefoli. Aumentando la lunghezza di ancoraggio, crescono linearmente sia il carico che lo spostamento massimo di prova. Anche il passaggio da 24 a 47 trefoli, per aderenze di 20 cm, mostra un aumento di tipo lineare.

In figura 4.21 vengono proposti i carichi massimi ottenuti durante le prove, divisi in base alla lunghezza di aderenza e al numero di trefoli. L'andamento è crescente per i campioni da 24 trefoli, con un incremento del 29.5% tra i 20 e i 30 cm di ancoraggio, minore rispetto al primo salto nelle lunghezze. Risulta opposta invece la tendenza per i connettori da 47 trefoli, diversi per densità di fibra. L'istogramma evidenzia come i campioni "SM" raggiungano carichi minori del 35.08% rispetto agli "SL". Ciò che si può ipotizzare è che il ridotto spazio libero tra i trefoli, per densità superiori dell'acciaio, renda maggiormente difficoltosa la penetrazione delle matrici, soprattutto le inorganiche che possono contenere inerte nella miscela.

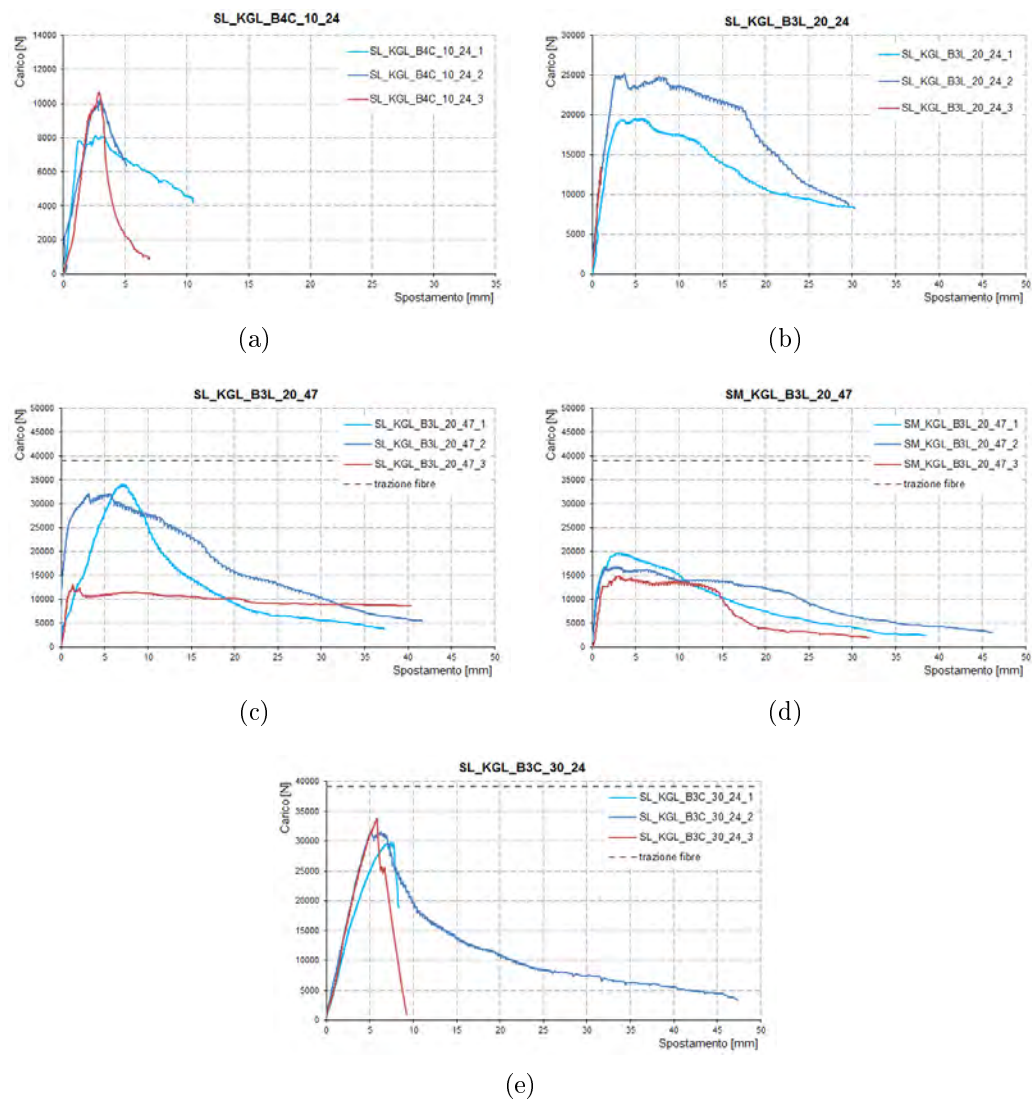


Figura 4.19: Grafico carico/spostamento diviso per terne di prove

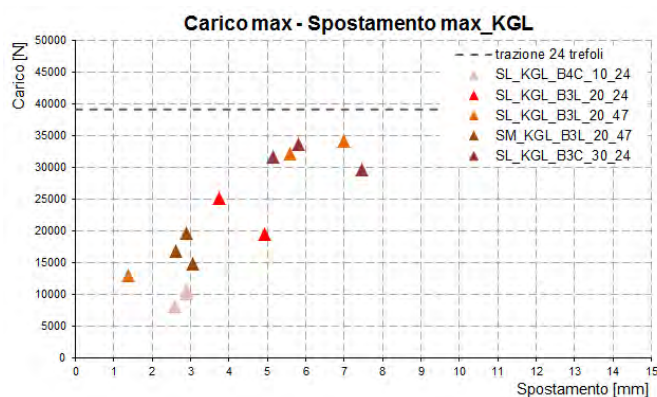


Figura 4.20: Grafico carico max/spostamento max per matrice Geocalce Fluido

Basse densità di fibra consentono invece una distribuzione uniforme della matrice all'interno del foro, a partire dal centro fino ai bordi più esterni. Il confronto, per

densità inferiori, a parità di lunghezza di aderenza di 20 cm, conferma tale ipotesi: sebbene le modalità di rottura siano le medesime per le due serie di campioni, nel caso dei 47 trefoli si ottengono carichi massimi più elevati, anche se solo del 15.5%. Si può dedurre quindi che una corretta distribuzione dei trefoli, all'interno dell'area del foro, incrementa il carico supportato dal connettore. Gli spostamenti, relativi ai carichi massimi di prova, seguono fedelmente lo stesso andamento linearità crescente (figura 4.22). I risultati rispecchiano quindi quelli ottenuti dalle curve di carico max/spostamento, di cui si è già accennato. Osservando il rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio, in figura 4.23, si può notare un comportamento praticamente eguale per tutti i campioni: la media complessiva risulta di 106.00 N/mm. Solamente nel caso di provini da 47 trefoli, SL, per lunghezza di aderenza 20 cm, viene superata tale media; il dato conferma le osservazioni precedenti.

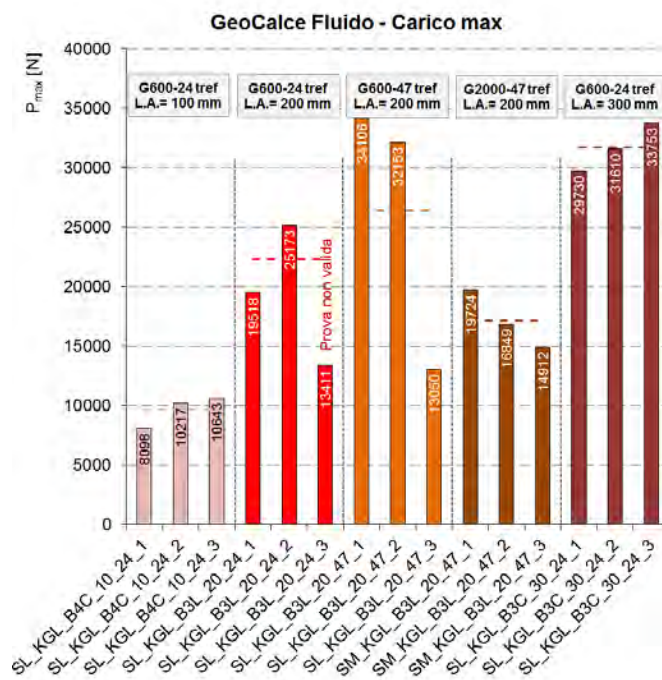


Figura 4.21: Confronto carichi massimi (F_{max}), matrice Geocalce Fluida

In Tabella 4.6 sono riportati i valori medi dei risultati ottenuti durante la campagna sperimentale, confrontati secondo i principali parametri. È confermata la tendenza di crescita lineare, in base alla lunghezza di ancoraggio.

Le curve di involuppo carico/spostamento di figura 4.24, per la matrice a base di calce idraulica naturale, permettono di osservare i diversi comportamenti riscontrati. L'andamento delle curve è simile, anche se le rappresentazioni offrono scale diverse in base a carichi e spostamenti raggiunti. Il range di spostamento è molto variabile, da un minimo di 10 mm a massimi che superano i 45 mm, con fasi di scarico dovute allo scorrimento della matrice dal pannello di inclinazione variabile.

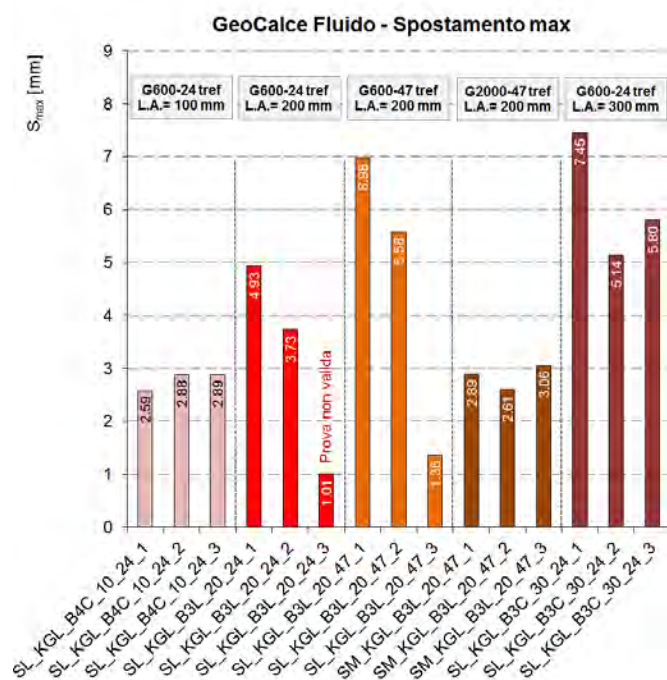


Figura 4.22: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), matrice Geocalce Fluido

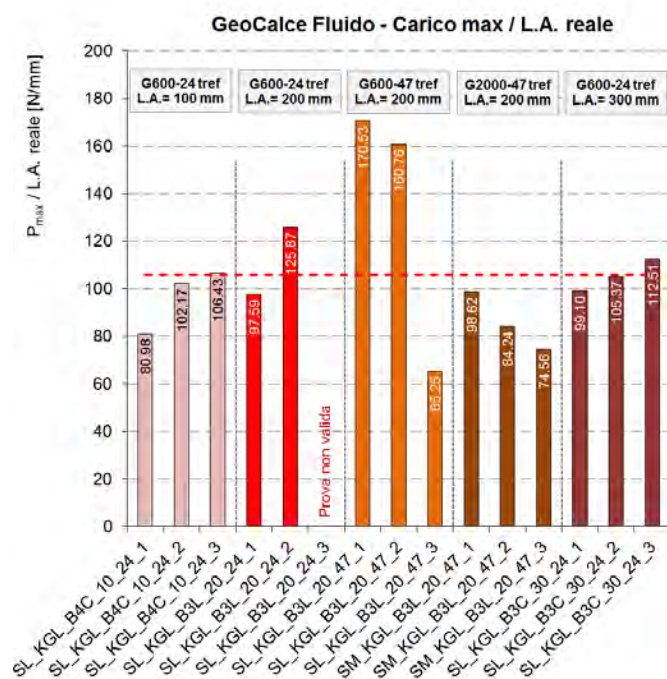


Figura 4.23: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), matrice Geocalce Fluido

Tabella 4.6: Confronto risultati

Campione	media F_{\max} [N]	media $\frac{F_{\max}}{F_{u, \text{fibra}}}$	media $\frac{F_{\max}}{L.A. \text{efficace}}$ [N/mm]
SL_KGL_B4C_10_24	9653	24.65%	96.526
SL_KGL_B3L_20_24	22346	57.06%	111.728
SL_KGL_B3L_20_47	26436	34.47%	132.181
SM_KGL_B3L_20_47	17162	22.38%	85.809
SL_KGL_B3C_30_24	31698	80.94%	105.659

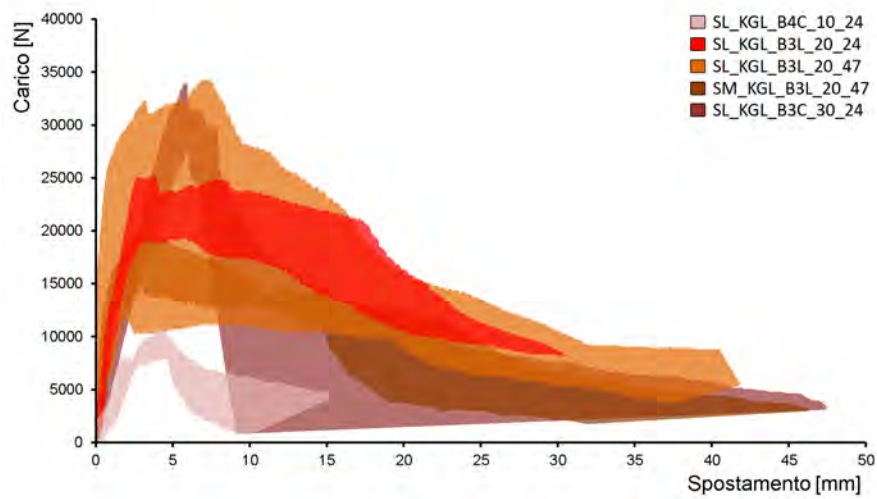


Figura 4.24: Confronto curve carico/spostamento a parità di matrice (Geocalce Fluido)

4.1.3 Confronti per medesima l.a.

Un secondo confronto riguarda i connettori con la medesima lunghezza di aderenza, ossia con la stessa quantità di fibra inghisata sulla muratura. Le tre lunghezze di aderenza sperimentate sono 10 cm (L.A. 10), 20 cm (L.A. 20) e 30 cm (L.A. 30), e la loro influenza sull'effetto rinforzante del connettore verrà in seguito analizzato.

4.1.3.1 L.A. 10.

I nove connettori da 10 cm portati a rottura hanno reagito in maniera efficace allo sforzo applicato: come si nota in figura 4.25, infatti, più del 50% dei provini ha causato una rottura conica della parete, quasi un quarto ha provocato l'estrazione del mattone e soltanto un 11% ha subito uno scorrimento, ad evidenziare un mancato ammorsamento tra fiocco e parete. Tuttavia, andando ad analizzare i carichi massimi supportati, figura 4.26 si nota che i valori raggiunti sono molto lontani dalla resistenza a trazione dei 24 trefoli che formano il connettore. In altre parole, se il comportamento del connettore è efficace, in termini di resistenza ultima non risulta efficiente, poiché la fibra da cui è composto può sostenere valori di carico decisamente superiori. Si può quindi affermare che la quantità di muratura influenzata dal connettore non è sufficiente a contrastare lo sforzo agente; in altre parole il connettore ha grandi riserve di resistenza, ma la muratura collassa molto prima (nella gran parte dei casi). Si può quindi decretare che una L.A. di 10 cm non è sufficiente per valorizzare totalmente le prestazioni della fibra.

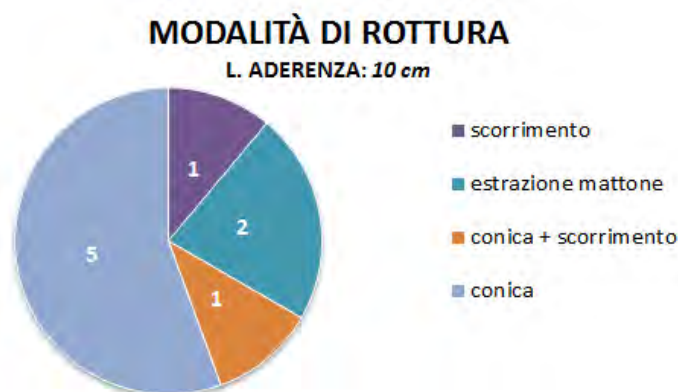


Figura 4.25: Modalità di rottura per L.A. di 10 cm

Entrando nel dettaglio dei campioni, si illustrano in seguito, per mezzo di istogrammi, alcuni valori notevoli. In figura 4.27 sono riportati i carichi massimi raggiunti dai provini testati. Controllando i valori medi si nota che la resina (EpoFill) raggiunge i carichi maggiori (media di circa 10 kN), seguita da Gecoalce (differenza di qualche decina di Newton), mentre la matrice cementizia KEB rompe per valori nettamente inferiori (prossimi agli 8 kN). La lettura critica del grafico fa capire come il valore di KEB sia pesantemente influenzata dal provino numero 1, che raggiungendo un carico di 2527 N abbassa notevolmente il valore medio calcolato: in quel caso un'iniezione poco efficace ha determinato la realizzazione di un connettore di lunghezza di aderenza reale di 4 centimetri, capace dunque di sostenere un carico decisamente peggiore. Tale osservazione si è potuta effettuare nel momento

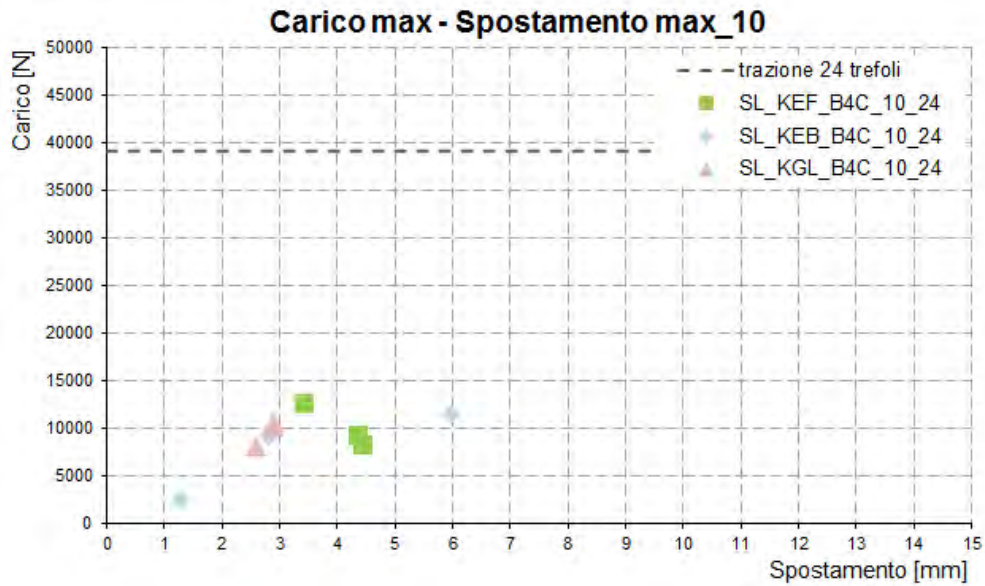


Figura 4.26: Valori carico max/spostamento max per connettori con L.A. di 10 cm

della rottura ed estrazione del fiocco, e quindi compiendo un'indagine visiva che ha rilevato l'anomalia. Se eliminassimo il dato incoerente, anche KEB restituirebbe una media di circa 10 kN, perfettamente in linea con le altre due matrici.

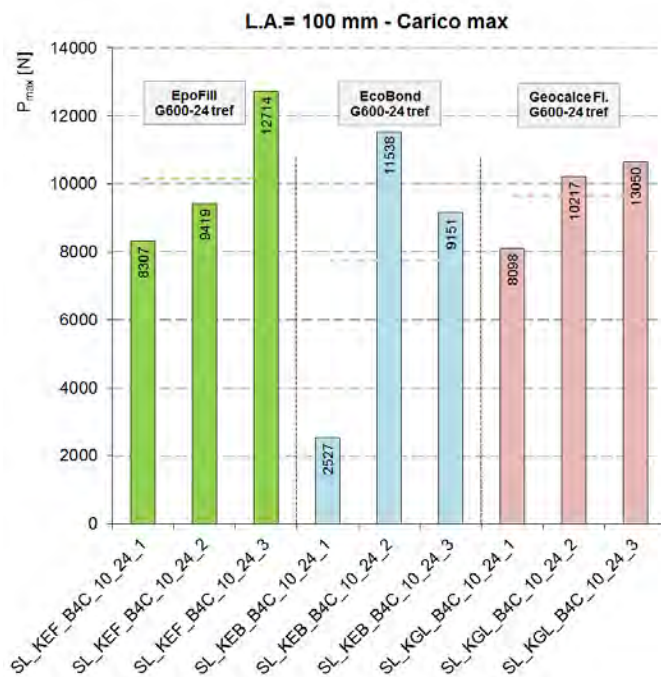


Figura 4.27: Confronto carichi massimi (F_{max}), L.A. 10 cm

In figura 4.28 sono riportati gli spostamenti misurati nel momento di massimo carico. I tre provini di KEF e KGL hanno un comportamento costante, mentre KEB ancora mostra delle anomalie tra i suoi tre risultati.

L'istogramma in figura 4.29 mostra il rapporto tra carico massimo e lunghezza di ancoraggio e prova a determinare l'influenza della lunghezza di ancoraggio sul raggiungimento della pull-out capacity, ossia lo sfruttamento del connettore (che carico subisce ogni millimetro). Si tratta di un valore utile per paragonare connettori con diverse l.a., per capire in quale caso il sistema sia più efficiente. Nel caso di l.a. di 10 cm si ha un $F_{\max}/L.A.$ efficace di 100.36 N/mm; è importante osservare che laddove le indagini visive post intervento hanno rilevato delle lunghezze di ancoraggio reali inferiori a quelle teoriche (10 cm), il rapporto ha tenuto conto della reale lunghezza del connettore. Per questo motivo, il grafico in figura 4.29 è tra tutti quello che dà un giudizio più utile per capire la reale efficienza dei connettori; difatti i risultati mostrano un'efficienza di KEB e KEF in media (leggermente) superiore a quella di KGL. È importante però non dimenticare le difficoltà di iniezione di KEB per fori da 10 cm, che quindi ne possono limitare l'utilizzo.

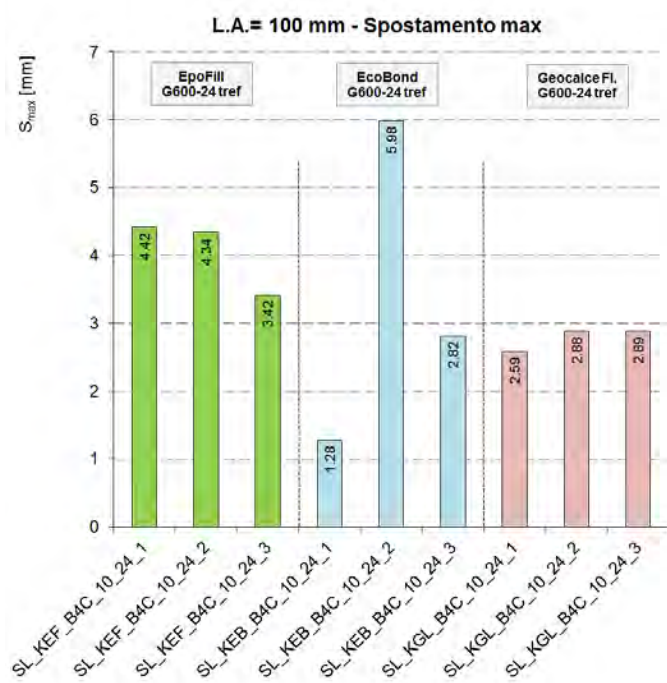


Figura 4.28: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{\max}), L.A. 10 cm

Le curve di involuppo carico/spostamento in figura 4.30 mettono a confronto il comportamento dei tre compositi. È interessante notare che la fase elastica è molto simile per ogni composito: le tre curve salgono infatti praticamente con la stessa pendenza. Il comportamento post rottura è invece differente, con le organiche che riportano spostamenti maggiori della matrice inorganica.

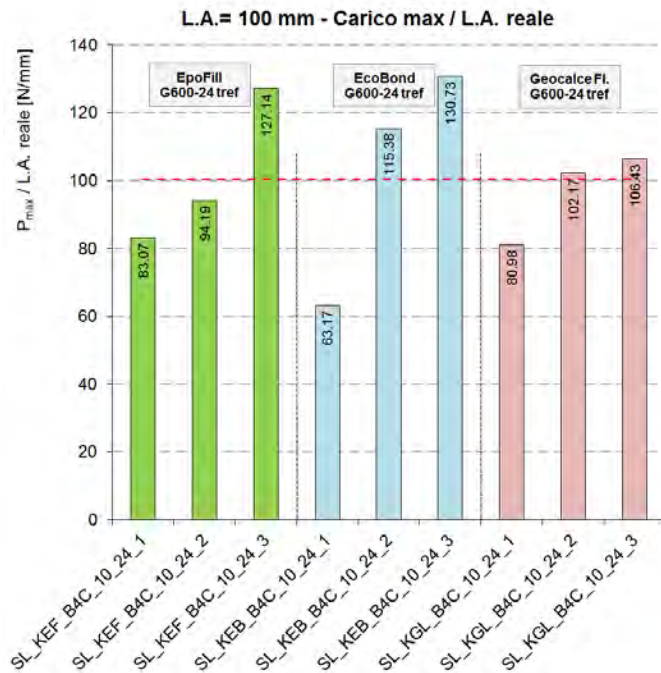


Figura 4.29: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), L.A. 10 cm

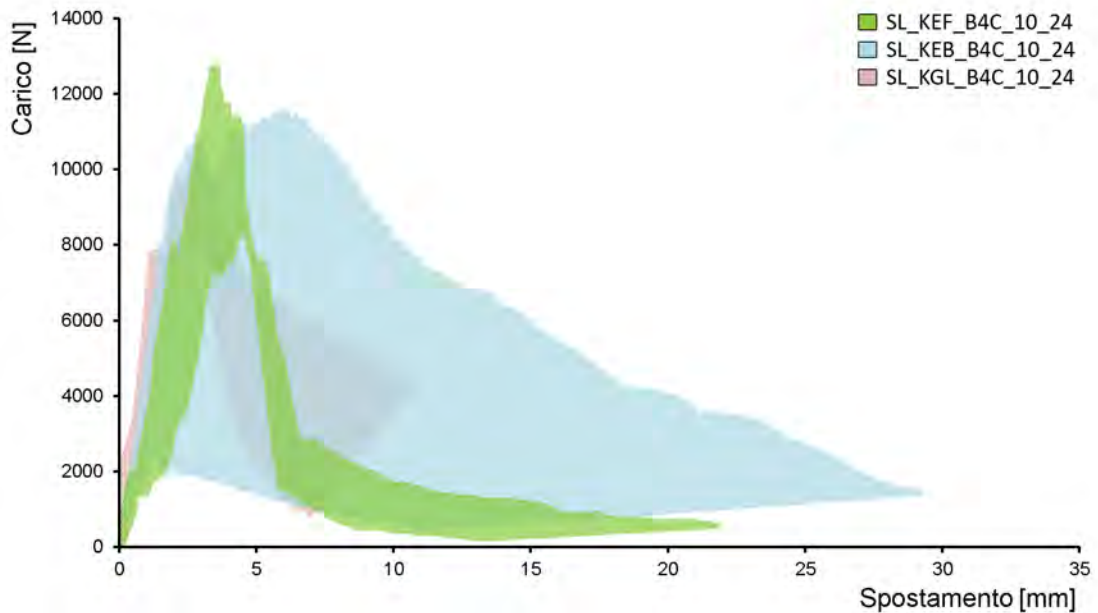


Figura 4.30: Confronto curve carico/spostamento a parità di L.A. (10 cm)

4.1.3.2 L.A. 20.

Il numero di connettori con lunghezze di aderenza di 20 cm testati sono più numerosi di quelli con L.A. di 10 e di 20 cm. Essendo la L.A. di 20 cm la soluzione intermedia, si sono aumentate le variabili, inserendo anche il numero di trefoli e la densità di matrice; il paragrafo seguente si occuperà di affrontare l'influenza di questi due nuovi aspetti. Considerando soltanto la lunghezza di aderenza, la figura 4.31 mostra come la modalità di rottura nettamente prevalente sia la combinazione di rottura conica e scorrimento. Quello che accade nella gran parte dei casi, dunque, è che la muratura inizia a rompersi in maniera conica, ma essendo lo strato di mattone interessato dalla presenza dei connettori particolarmente spesso, la resistenza del paramento è tale che da un certo valore del carico è il connettore stesso che si sfilava. Non si raggiunge il carico massimo in occasione della frattura della muratura, bensì in seguito allo scorrimento del connettore all'interno del foro in cui è stato creato.

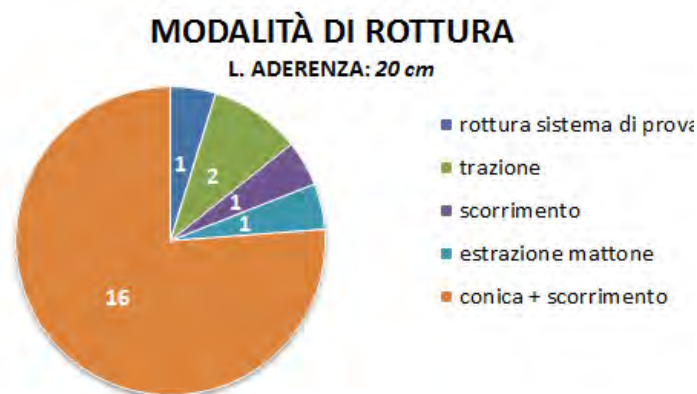


Figura 4.31: Modalità di rottura per L.A. di 20 cm

Questo significa che una porzione di resistenza del fiocco non viene sfruttata: esso infatti potrebbe raggiungere valori di carico maggiore, ma esce dalla muratura poiché la forza di adesione (per una superficie inserita 20 cm sulla muratura) non è sufficiente a contrastare lo sforzo normale. Come si vede in figura 4.32 la gran parte dei provini collassa per valori di carico poco superiore alla metà del carico di rottura a trazione delle 24 fibre; i valori più alti corrispondono ai connettori da 47 trefoli a bassa densità. I casi di rottura diversi da "conica + scorrimento" hanno percentuali davvero irrilevanti; si verifica un caso di estrazione del mattone, uno di totale scorrimento, uno di rottura del sistema di prova (l'unico verificatosi in tutta la campagna prove) e due casi di rottura a trazione del connettore; entrambi i casi di rottura a trazione si sono verificati nei connettori iniettati con la matrice *EpoFill*.

Entrando nel dettaglio dei campioni, si illustrano in seguito, per mezzo di istogrammi, alcuni valori notevoli. In figura 4.33 si nota, tra i connettori da 24 trefoli, una differenza abbastanza ridotta per quanto riguarda la resistenza media dei connettori: sia *EpoFill* che *Geocalce Fluida* riportano valori di carico massimo attorno ai 23 kN. Diverso è il caso di *EcoBinder*, che riporta un valore medio di circa 18 kN; è bene sottolineare che la liquidità della matrice cementizia non ha permesso

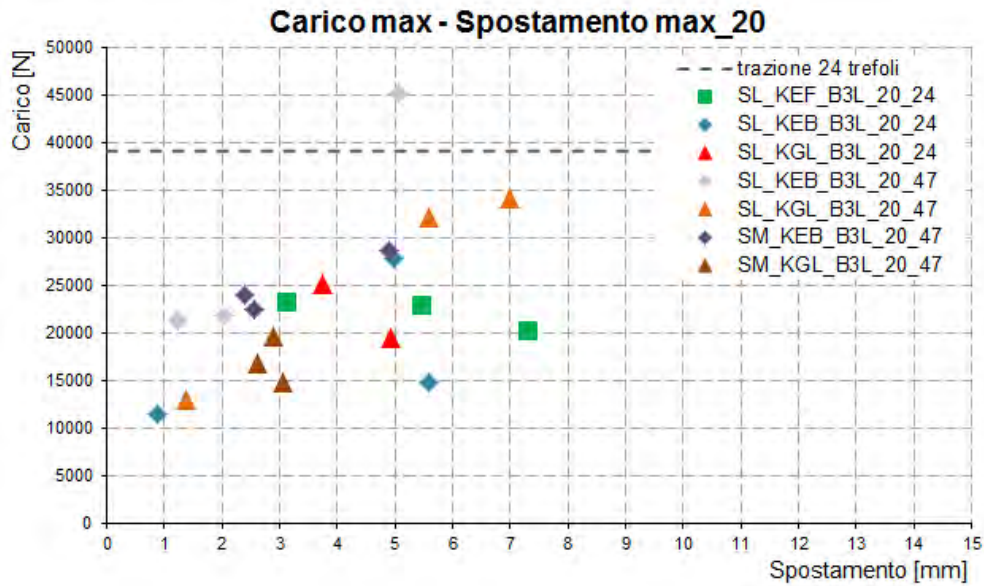


Figura 4.32: Istogramma carico max/spostamento max per connettori con L.A. di 20 cm

una completa saturazione, e quindi i valori ultimi sono pesantemente influenzati dalla mancata realizzazione “a regola d’arte” del connettore. Il terzo provino di *EcoBinder*, tuttavia, raggiunge un valore ultimo superiore ai 27 kN, maggiore di qualunque valore degli altri provini: il provino sicuramente è stato iniettato in modo migliore degli altri due; un comportamento simile lo osserviamo per il secondo provino di *EcoBinder* G600 da 47 trefoli: come già illustrato nel confronto tra le resine, tale provino raggiunge un carico ultimo nettamente superiore agli altri due. Questa disparità tra i valori singoli e il valore medio presente soltanto nei provini KEB dimostra che la matrice cementizia può raggiungere ottimi risultati, ma la realizzazione dei connettori è particolarmente insidiosa, a causa della estrema liquidità della matrice che non satura totalmente il foro. Altri valori notevoli si hanno in figura 4.34, da cui non si possono tuttavia trarre particolari informazioni, se non una notevole varietà di comportamenti (spostamento al raggiungimento del carico massimo) da parte della stessa tipologia di provini. In figura 4.35 si nota come il valore medio di $F_{\max}/L.A.$ efficace sia 119.05 N/mm, dunque superiore ai provini di l.a. 10 cm. Questo significa che una lunghezza di 20 cm permette al connettore di lavorare con più efficacia, ossia di distribuire uno sforzo maggiore per ogni centimetro della sua lunghezza. Le curve di involucro carico/spostamento in figura 4.36 mettono a confronto il comportamento dei sette tipi di campione. In questo caso la fase elastica dei vari compositi mostra alcune differenze: la curva più pendente è quella del KGL da 47 trefoli, seguita dal KEB (sempre da 47) e la meno pendente è quella del KEF da 24. Il comportamento post rottura è invece abbastanza simile, con spostamenti notevoli, proprio ad illustrare lo scorrimento del connettore (avvenuto nell’80% dei casi).

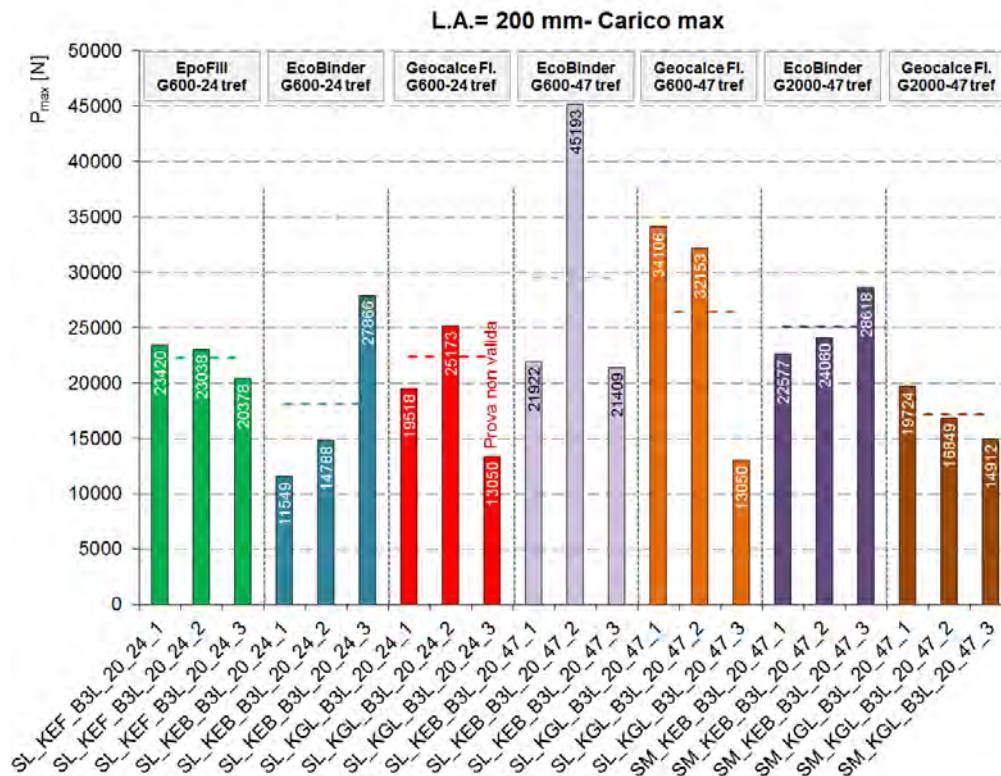


Figura 4.33: Confronto carichi massimi (F_{max}), L.A. 20 cm

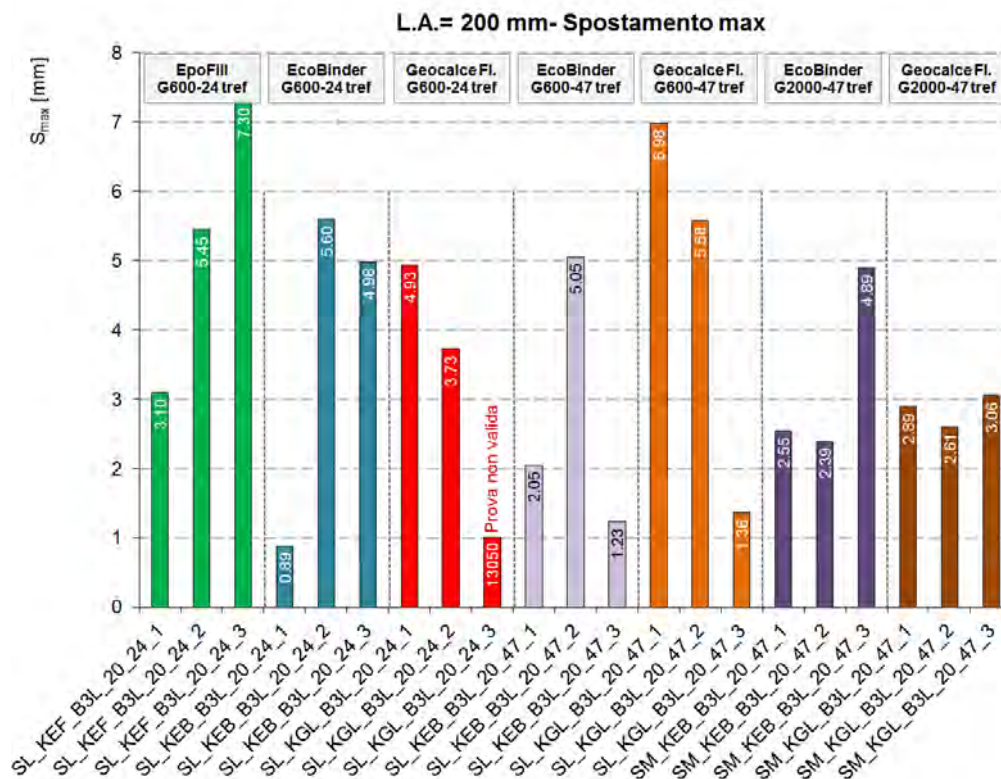


Figura 4.34: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), L.A. 20 cm

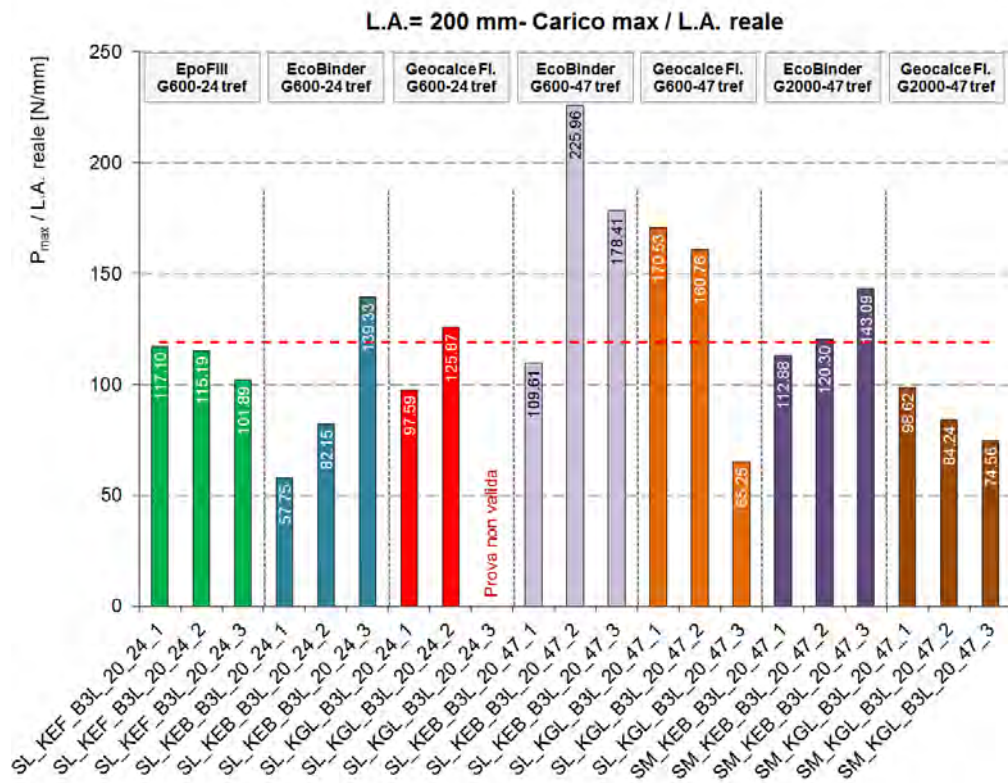


Figura 4.35: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), L.A. 20 cm; media = 119.05 N/mm

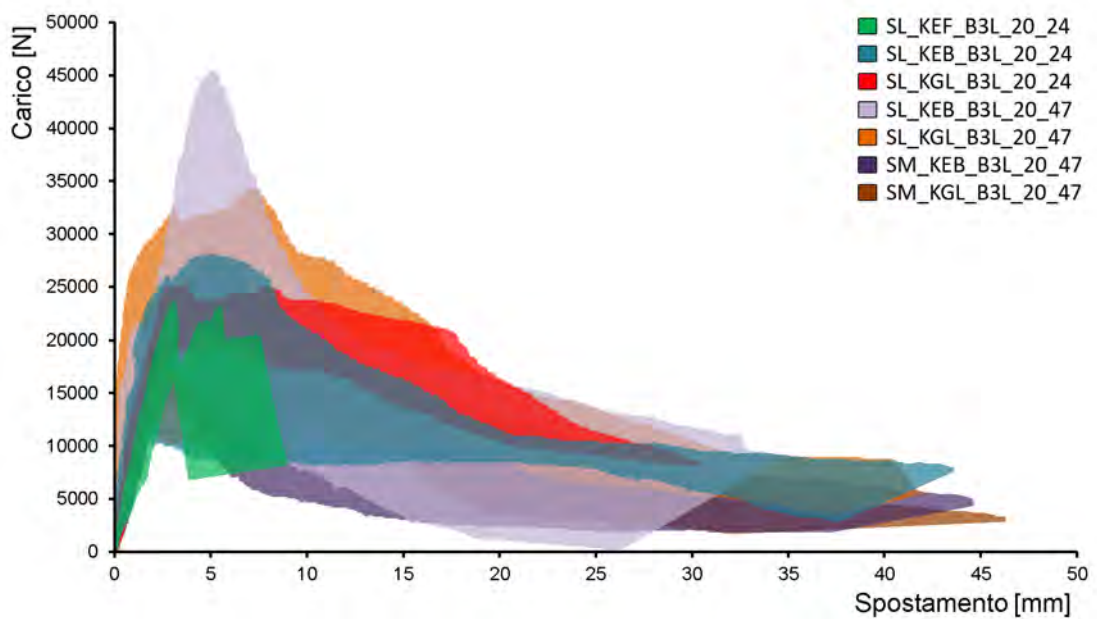


Figura 4.36: Confronto curve carico/spostamento a parità di L.A. (20 cm)

4.1.3.3 L.A. 30.

I risultati assoluti migliori si sono ottenuti con la lunghezza di ancoraggio maggiore. Nel caso di L.A. 30 cm, figura 4.37, più del 50% dei provini sono giunti a rottura per trazione (in piccola parte combinata a scorrimento), a dimostrare che il connettore era ben ammorsato alla muratura e che soltanto carichi prossimi alla rottura della fibra provocano il collasso del sistema. Un 33% dei casi riporta conica e scorrimento e soltanto nell'11% dei casi si verifica semplice scorrimento, probabilmente dovuto ad un'incompleta saturazione da parte della miscela del foro di iniezione, e quindi, di un consolidamento mal eseguito da parte del composito.

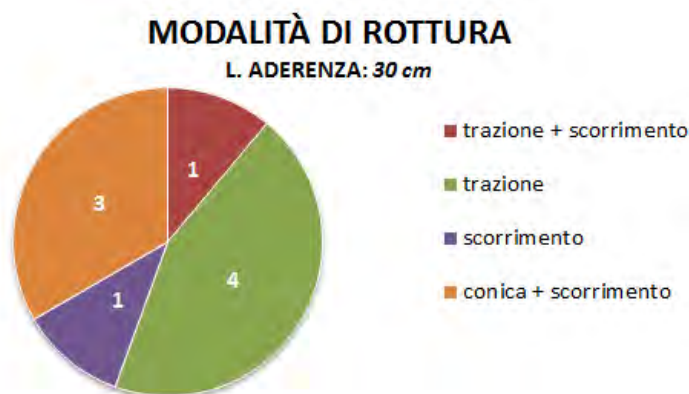


Figura 4.37: Modalità di rottura per L.A. di 30 cm

In figura 4.38 si nota che i valori massimi di carico non sono molto lontani dalla resistenza ultima a trazione di 24 trefoli, a dimostrazione che il connettore rompe per condizioni prossime al collasso della fibra: la rottura a trazione è quindi perfettamente giustificata. Soltanto nel caso del KEF si rilevano valori di carico e spostamento molto bassi; il comportamento inefficace del *EpoFill* è dovuto alla mancata saturazione del foro di iniezione: come si è rilevato in sito, il connettore presentava una parziale presenza di resina, che quindi faceva collaborare soltanto una parte dei trefoli.

In figura 4.39 si nota infatti che il carico massimo medio di *EpoFill* è nettamente inferiore al carico massimo di *EcoBond* e *Geocalce Fluida*, che hanno tra loro valore medio molto simile (31 kN). Possiamo dire che per lunghezze di ancoraggio di 30 cm, se il connettore è realizzato opportunamente, è la resistenza dei trefoli che determina il comportamento a rottura, indifferentemente dalla matrice usata (caso di *EcoBond* e *Geocalce Fluida*). *EpoFill* sembrerebbe suggerire un'idea diversa, ma è opportuno sottolineare la difficoltà ad iniettare questo tipo di matrice (capitolo 3), che quindi non ha provocato la perfetta realizzazione del materiale composito. In figura 4.40 sono riportati gli spostamenti massimi, mentre in figura 4.41 sono riportati i valori del rapporto tra il carico massimo e la l.a efficace; in questo caso il valore medio è di 92.09 N/mm, inferiore sia a l.a. 10 che a l.a. 20.

A ulteriore dimostrazione dell'influenza della fibra (più che della matrice) per le l.a da 30, le curve di involuppo carico/spostamento in figura 4.42 mostrano un comportamento elastico molto simile per i tre materiali compositi. Superato il carico massimo, i tre campioni riportano un andamento completamente diverso, con KEB

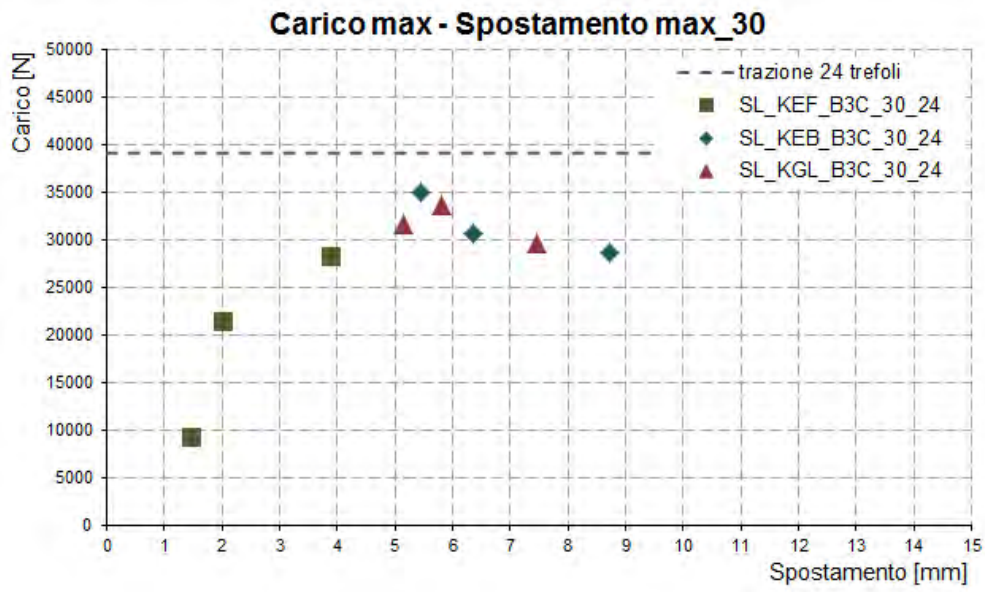


Figura 4.38: Istogramma carico max/spostamento max per connettori con L.A. di 30 cm

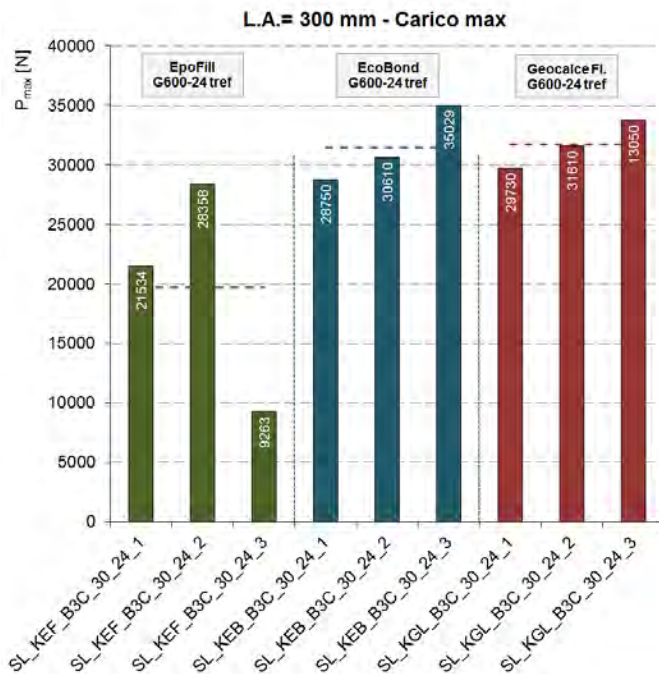


Figura 4.39: Confronto carichi massimi (F_{max}), L.A. 30 cm

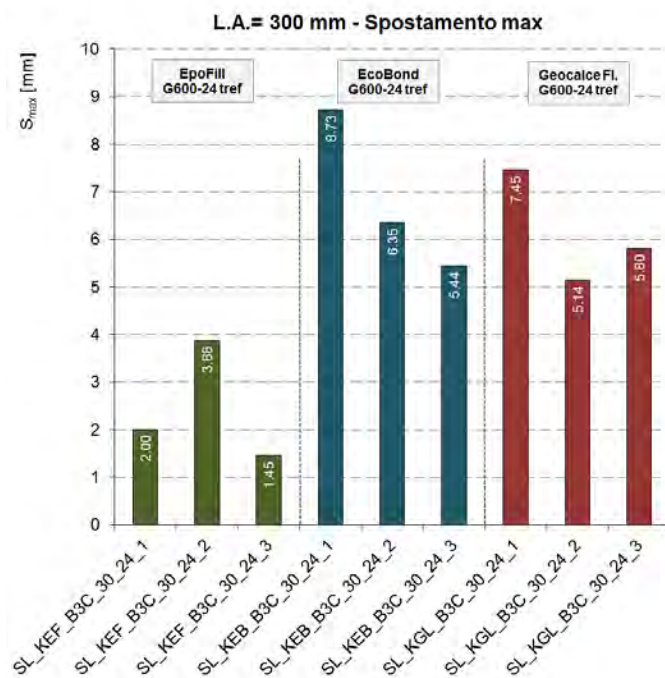


Figura 4.40: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), L.A. 30 cm

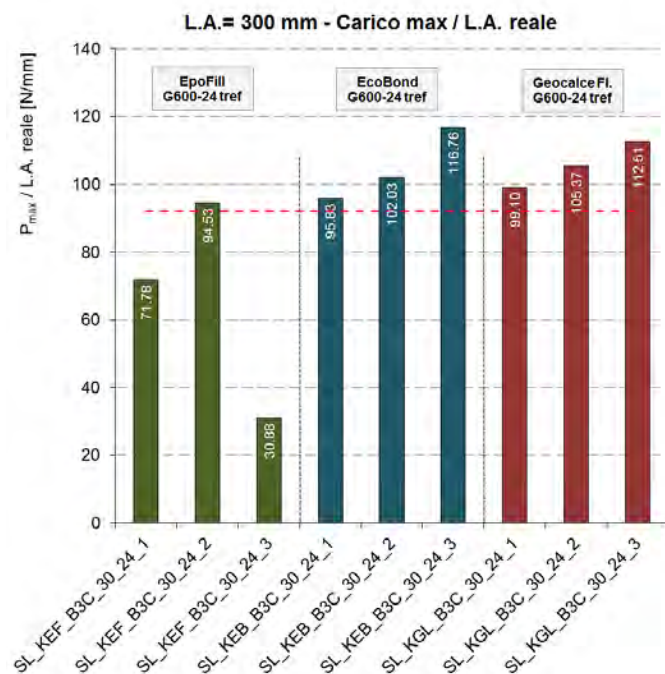


Figura 4.41: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), L.A. 30 cm

che mantiene valori di carico molto alti, con KGL che riporta spostamenti elevati, ma il cui carico scende con andamento iperbolico e KEF, che riporta spostamenti minimi.

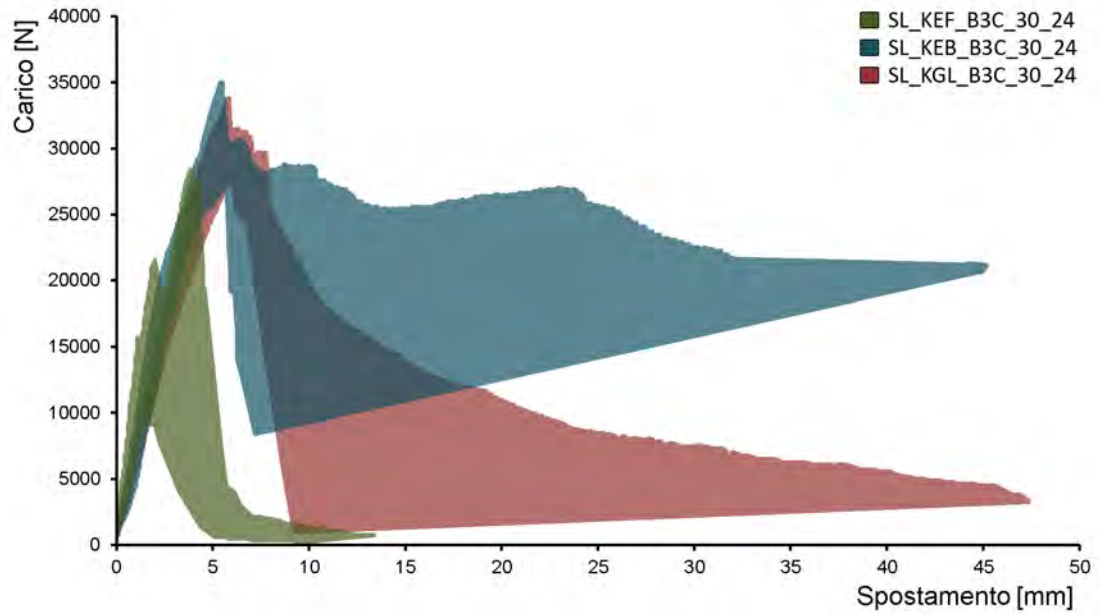


Figura 4.42: Confronto curve carico/spostamento a parità di L.A. (30 cm)

4.1.4 Confronti per numero di trefoli

Relativamente al numero di trefoli sono stati realizzati 2 tipi di connettori: a 24 e a 47 trefoli. In realtà, si sono utilizzati due tipi di fibra per i connettori a 47 trefoli: a media ($SM = 4.72$ trefoli/cm) e a bassa densità ($SL = 1.57$ trefoli/cm), quindi i campioni risultano di due tipi diversi, nonostante il numero di trefoli sia lo stesso. La differenza tra la bassa e la media densità non riguarda le proprietà meccaniche, bensì l'iniettabilità del foro: un tessuto a bassa densità ha una larghezza decisamente superiore ad un tessuto a media densità, e quindi la saturazione del foro da parte della resina è maggiormente ostacolata.

4.1.4.1 24 trefoli

Si riportano in seguito le informazioni relative a tutti i connettori da 24 trefoli, realizzati con diverse fibre e inghisati per diverse L.A. alla muratura. In figura 4.43 sono riportate le diverse modalità di rottura dei connettori: il comportamento prevalente è di rottura "conica + scorrimento", sebbene si verificano diversi casi di rottura a trazione della fibra e di rottura conica della muratura. Si può dire che il numero di trefoli non è un parametro notevole per caratterizzare un connettore, o meglio, che a parità di trefoli, il connettore può avere dei comportamenti notevolmente diversi dovuti al tipo di matrice e alla L.A.



Figura 4.43: Modalità di rottura per i connettori da 24 trefoli

La figura 4.44, mostra infatti una dispersione di dati notevoli, proprio ad illustrare la varietà di casi che i connettori a 24 trefoli possono presentare. L'istogramma in figura 4.45 mostra che i valori di carico crescono in particolare seguendo le diverse L.A. ma che la resistenza ultima per lo stesso composito (stessa matrice e stesso numero di trefoli) può più che triplicare. I valori di spostamento sono riportati in figura 4.46 e il rapporto carico/L.A. efficace è illustrato in figura 4.47

Nemmeno nel comportamento elastico e plastico, il numero di trefoli influisce particolarmente: in figura 4.48 si notano andamenti diversi per le diverse curve carico/spostamento.

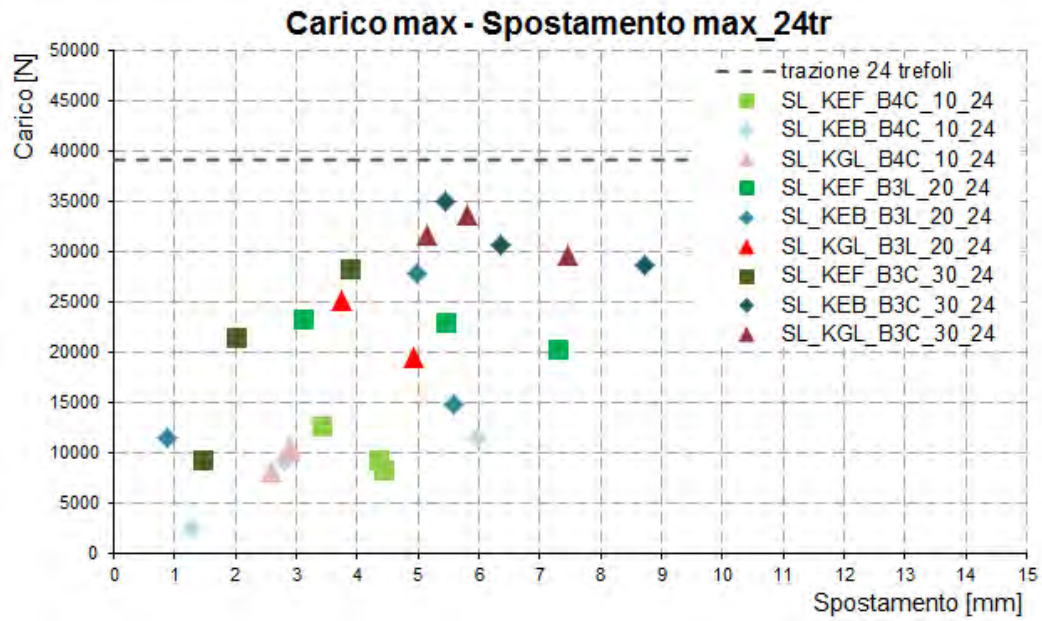


Figura 4.44: Istogramma carico max/spostamento max per i connettori da 24 trefoli

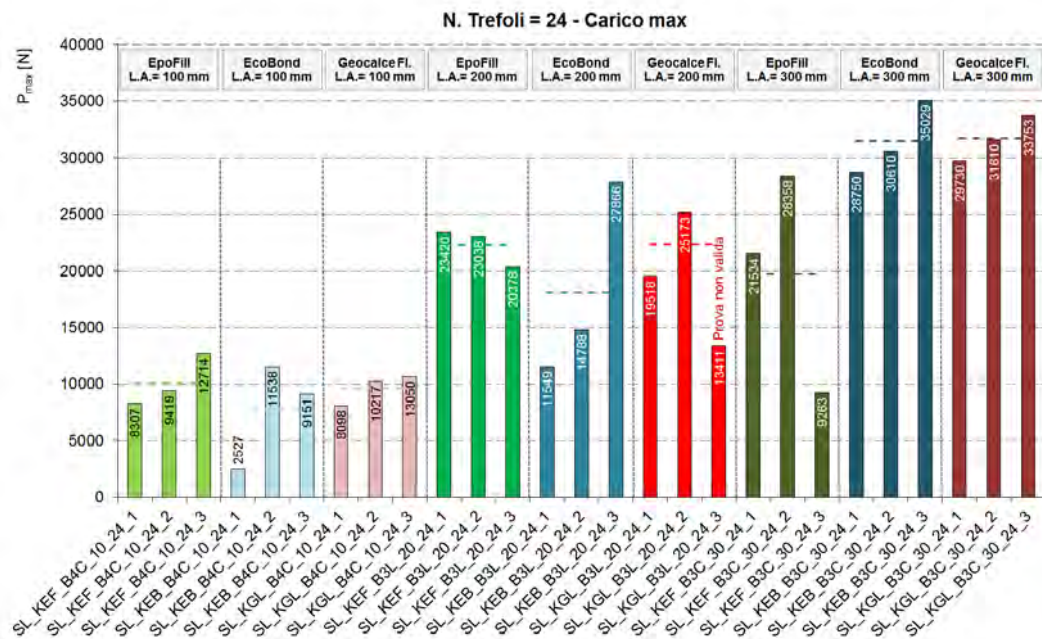


Figura 4.45: Confronto carichi massimi (F_{max}), 24 trefoli

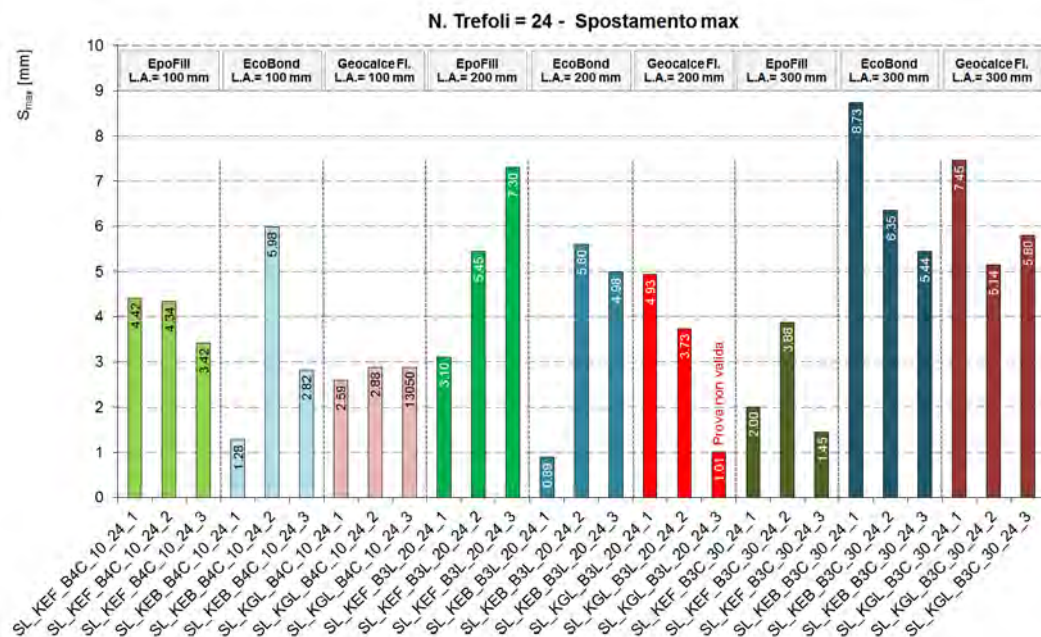


Figura 4.46: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), 24 trefoli

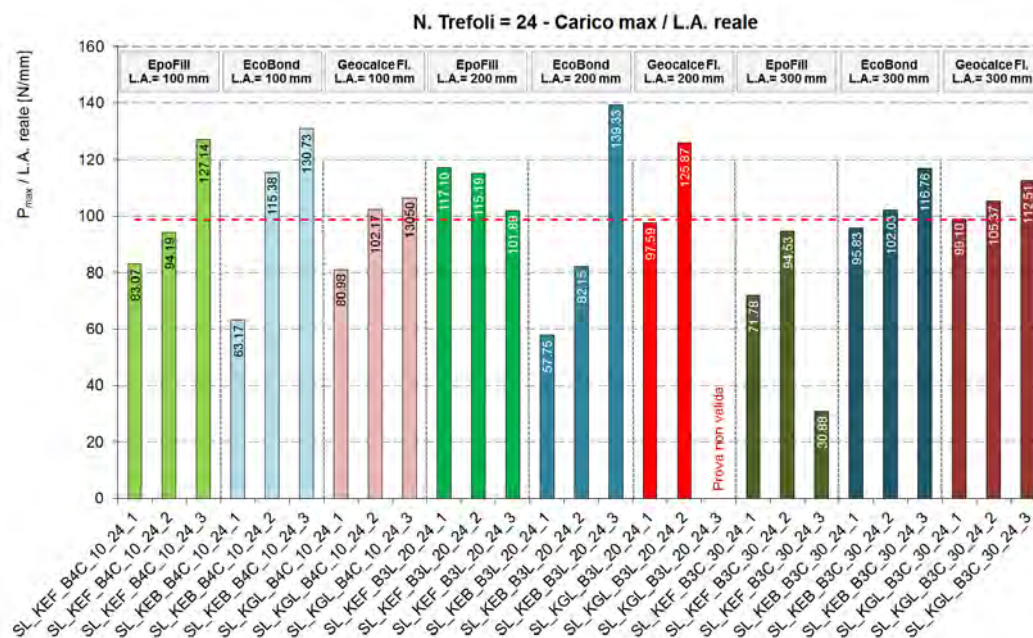


Figura 4.47: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), 24 trefoli

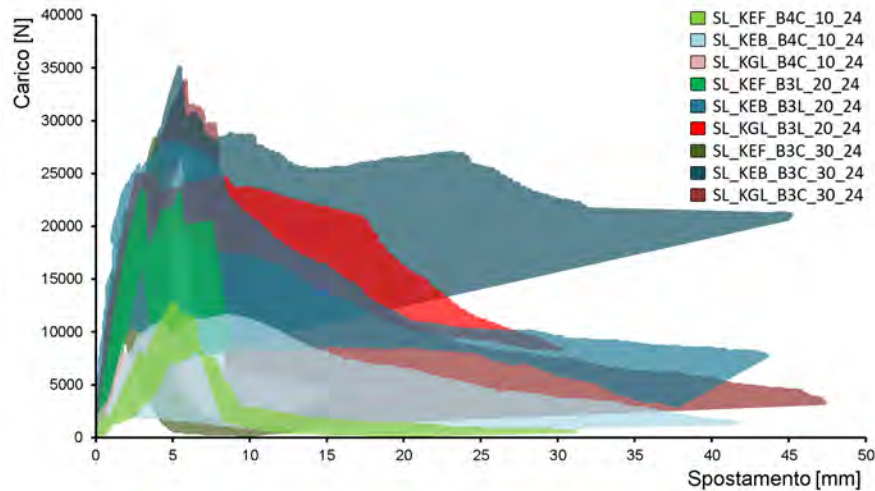


Figura 4.48: Confronto curve carico/spostamento a parità di numero trefoli (24)

4.1.4.2 47 trefoli

Per quanto riguarda la modalità di rottura, il 100% dei casi hanno riportato una modalità di rottura di tipo “conica + scorrimento”: arrivare alla resistenza ultima della fibra sarebbe probabilmente impossibile e, essendo stati sperimentati connettori da 47 solo per l.a da 20 cm, l’influenza del muro era tale da provocare lo scorrimento dalla parete.

La figura 4.49 mostra una dispersione notevole dei dati. Si nota che i valori maggiori di carico sono raggiunti da connettori realizzati con fibra a bassa densità, che quindi hanno permesso una più facile iniezione della miscela. Tale supposizione è confermata dalla figura 4.50 in cui i valori di carico raggiunti sono decisamente superiori per le basse densità. Nonostante la quantità maggiore di rete di supporto, la bassa densità permette alla miscela di penetrare nel foro con semplicità maggiore rispetto alla media densità.

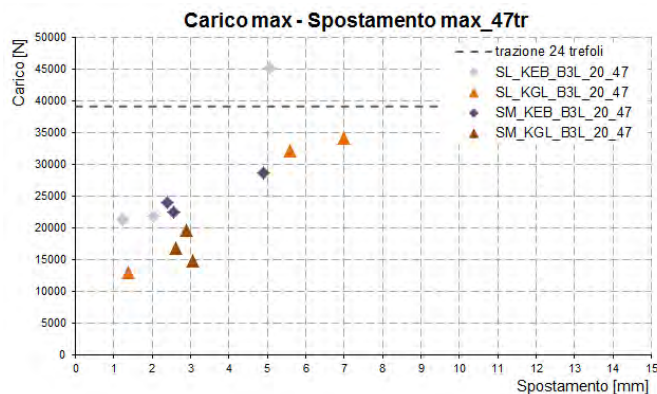


Figura 4.49: Istogramma carico max/spostamento max per i connettori da 47 trefoli

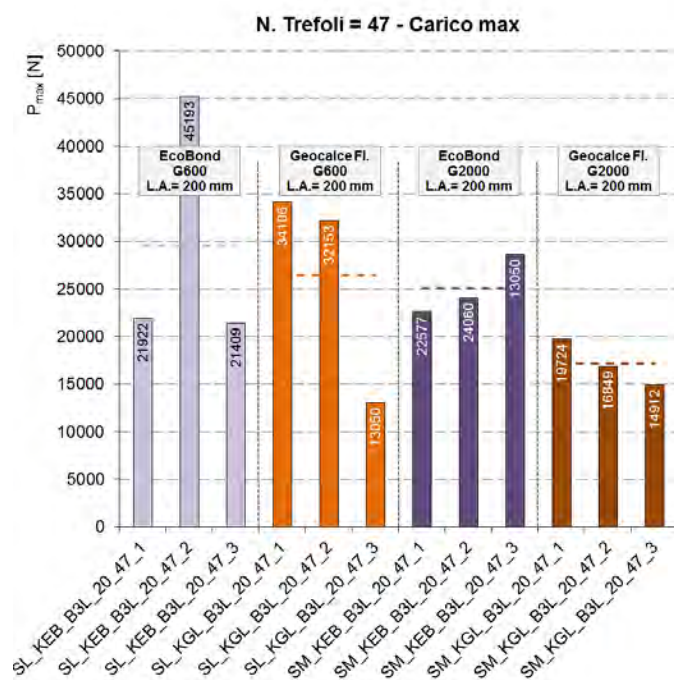


Figura 4.50: Confronto carichi massimi (F_{max}), 47 trefoli

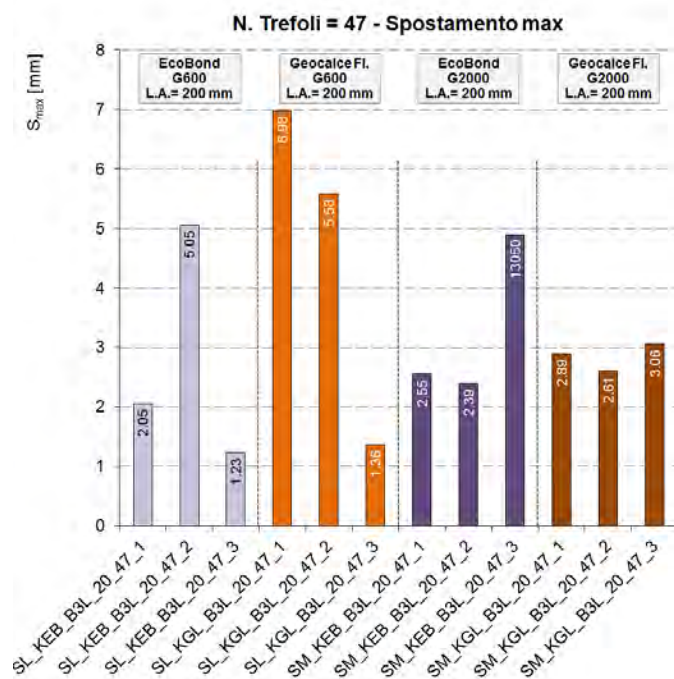


Figura 4.51: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max}), 47 trefoli

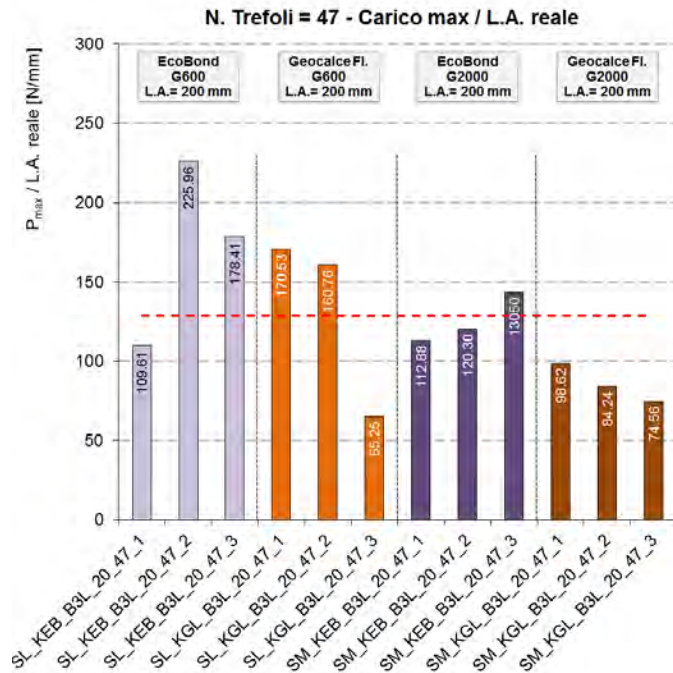


Figura 4.52: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), 47 trefoli

Le curve di rottura, figura 4.53 mostrano dei comportamenti molto diversi; ancora una volta si può dire che il numero di trefoli non è parametro significativo per fare variare il comportamento.

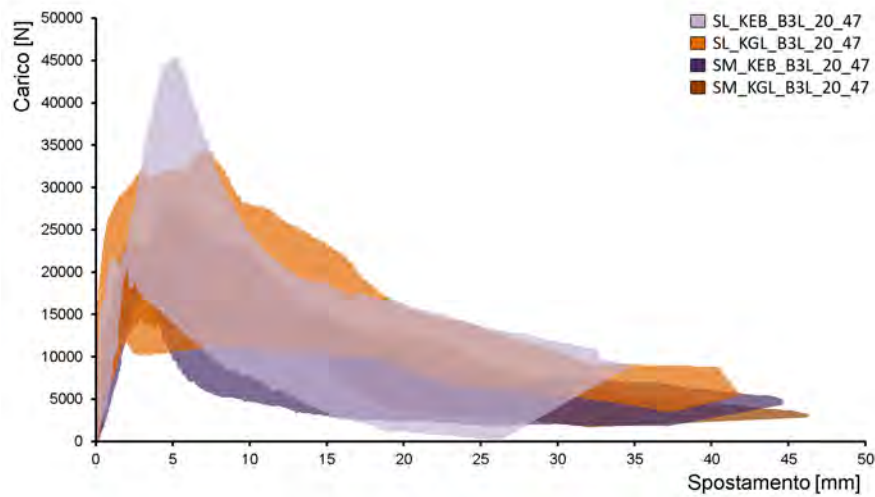


Figura 4.53: Confronto curve carico/spostamento a parità di numero trefoli (47)

4.1.5 Risultati generali

Dopo aver terminato i possibili confronti, e aver analizzato i diversi parametri, si riportano i risultati completi ottenuti nelle prove, al fine di ricavare alcuni dati d'insieme che possano essere utili nello sviluppo di un setup adatto a sperimentazioni in sito, e indicazioni generali di comportamento sui materiali impiegati. Innanzitutto, le modalità di rottura generali (sezione ??) mostrano come la causa principale di rottura sia in realtà una combinazione di due tipologie più semplici: una di tipo conico, che coinvolge lo strato di supporto in laterizio, anche se in modo diverso e con inclinazioni che non trovano particolari riscontri; una di scorrimento, causata da una progressiva perdita di aderenza all'interfaccia tra supporto e composito (matrice). Si nota come, mentre le singole rotture avvengono tendenzialmente per minori lunghezze di aderenza, a partire dai 20 cm queste si combinano in favore di carichi massimi maggiori e coinvolgendo le caratteristiche diverse dei compositi (attrito, tensione di trazione delle fibre d'acciaio, ecc.). Unendo i grafici di carico max/spostamento max per tutte le prove effettuate, ciò che emerge in figura 4.54 è un comportamento semi-lineare di aumento del carico e dello spostamento relativo, che dipende in parte dalla maggiore lunghezza di aderenza e di conseguenza dal numero di trefoli utilizzati. In realtà i valori sono relativamente sparsi, quindi la lettura risulta più efficace se divisa per parametri.

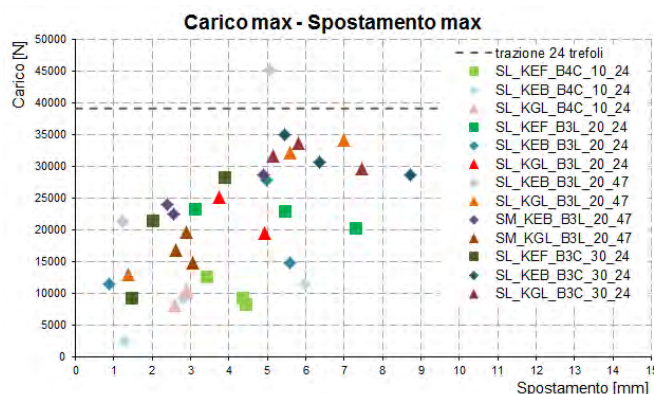


Figura 4.54: Grafico carico max/spostamento max generale

In Tabella 4.7 si presentano i valori medi in termini di carico massimo (F_{max}), rapporto tra la tensione nel rinforzo e la resistenza a trazione ultima delle fibre ($F_{max}/F_{u, fibra}$) e rapporto tra carico massimo e lunghezza di aderenza efficace ($F_{max}/L.A. efficace$). I risultati riassumono i dati ottenuti da tutte le prove, e le medie sono ottenute dalle tre prove effettuate in base ai diversi parametri della sperimentazione.

Nel contesto generale possono essere inseriti anche lo studio dei carichi massimi di prova e il rapporto tra carico massimo ottenuto e la lunghezza di aderenza efficace. Il primo caso (vedi figura 4.55) mostra aspetti decisamente significativi. Ciò che emerge è come il carico di prova dipenda in modo quasi lineare dalla lunghezza di ancoraggio. L'aumento di carico è leggibile nei test eseguiti sui campioni di 24 trefoli, con il comportamento migliore ottenuto per la matrice *Geocalce Fluido*, mediato tra le tre diverse lunghezze di prova. Diverso è il confronto, a parità di lunghezza di aderenza (20 cm) per i campioni di 47 trefoli con acciaio a bassa (SL)

Tabella 4.7: Confronto risultati

Campione	media F_{\max} [N]	media $\frac{F_{\max}}{F_{u, \text{fibra}}}$	media $\frac{F_{\max}}{L.A. \text{efficace}}$ [N/mm]
SL_KEF_B4C_10_24	10147	25.91%	101.468
SL_KEB_B4C_10_24	7739	19.76%	103.092
SL_KGL_B4C_10_24	9653	24.65%	96.526
SL_KEF_B3L_20_24	22278	56.89%	111.392
SL_KEB_B3L_20_24	18067	46.14%	93.0759
SL_KGL_B3L_20_24	22346	57.06%	111.728
SL_KEB_B3L_20_47	29508	38.48%	171.327
SL_KGL_B3L_20_47	26436	34.47%	132.181
SM_KEB_B3L_20_47	25085	32.71%	125.424
SM_KGL_B3L_20_47	17162	22.38%	85.809
SL_KEF_B3C_30_24	19718	50.35%	65.728
SL_KEB_B3C_30_24	31463	80.34%	104.876
SL_KGL_B3C_30_24	31698	80.94%	105.659

o media (SM) densità. Il comportamento è migliore nel caso di bassa densità: la matrice può espandersi e rendere uniforme il campione da testare. Nel confronto però è la matrice cementizia *EcoBinder* ad ottenere le migliori prestazioni. La media totale dei carichi ottenuti è 20640 N.

I dati ottenuti nel rapporto con la lunghezza efficace di aderenza confermano quanto appena detto. La figura 4.56 mostra come il carico dipenda dalla profondità di inghisaggio: i risultati tendono praticamente tutti alla media generale, di 108.24 N/mm. Le eccezioni si leggono per le prove sui campioni di 47 trefoli, che in alcuni casi (SL_KEB) denotano valori assoluti più elevati, in altri casi (SM_KGL) decisamente inferiori alla media; questo a dimostrare come la resistenza data da 47 trefoli non possa essere sfruttata pienamente, a causa della difficoltà ad iniettare in un tessuto così fitto. Si evidenzia infine come la matrice organica *EpoFill*, per lunghezze di ancoraggio di 30 cm, restituisca i risultati peggiori per entrambi i confronti: questo dato può essere spiegato con la pessima qualità di iniezione durante la preparazione dei campioni. Purtroppo la maggiore fluidità del prodotto e le condizioni di prova (che prevedono un foro orizzontale) non hanno permesso il corretto confezionamento del composito, e il campione è stato inghisato solo nella zona inferiore, amalgamando pochi trefoli all'interno.

Le curve di inviluppo carico/spostamento di figura 4.57, suddivise per tipologia di fibra, permettono di osservare i diversi comportamenti riscontrati. Le prove mostrano una fase elastica iniziale praticamente immutata a parità di carico: le inclinazioni variano proporzionalmente alla lunghezza di ancoraggio, e i valori di picco si ottengono mediamente tra i 5 e i 10 mm di spostamento. Le curve che riportano i maggiori spostamenti sono relative quasi esclusivamente alle rotture combinate (conica + scorrimento): emerge un' inclinazione in fase di scorrimento che tende ad uniformarsi per i diversi campioni. Le anomalie di comportamento si registrano in due casi per la matrice cementizia, a causa del maggiore carico

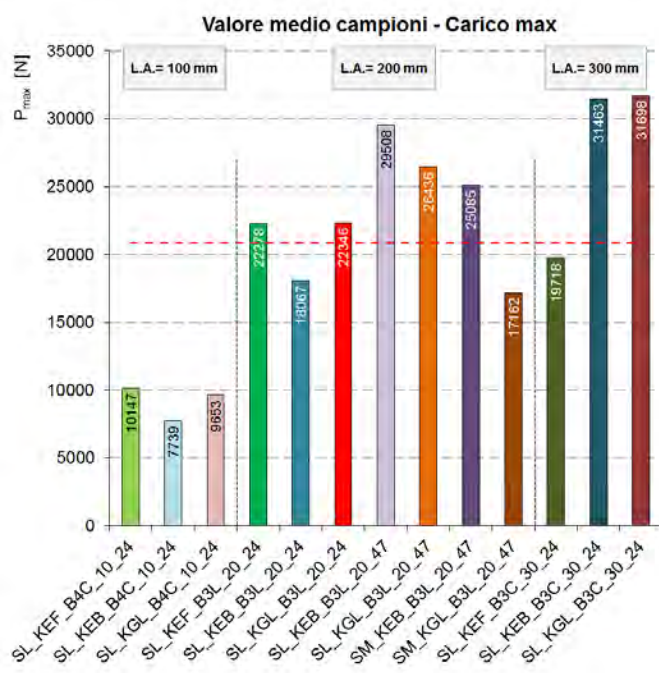


Figura 4.55: Confronto carichi massimi (F_{max}), mediati su terne di campioni

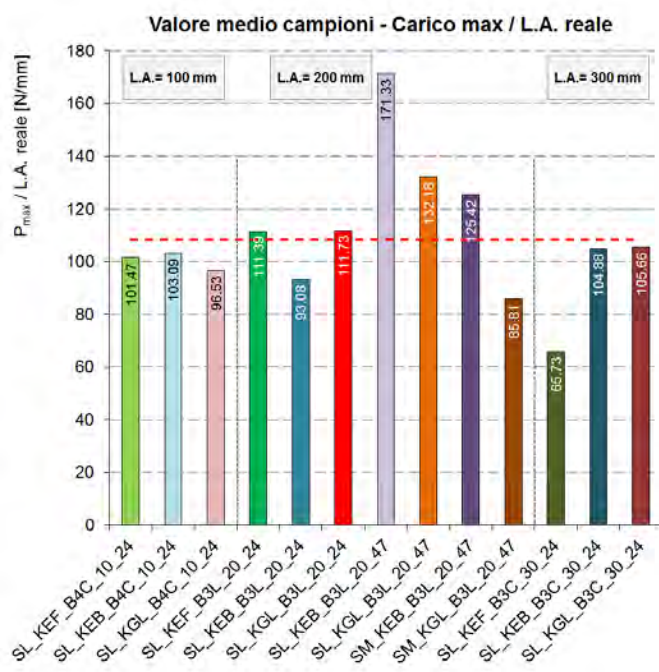


Figura 4.56: Confronto rapporto carico massimo su lunghezza di ancoraggio ($F_{max}/L.A.$ efficace), mediato su terne di campioni

ottenuto nei test (47 trefoli a bassa densità) e dallo spostamento di 45 mm rilevato per un carico superiore ai 20000 N (L.A. di 30 cm).

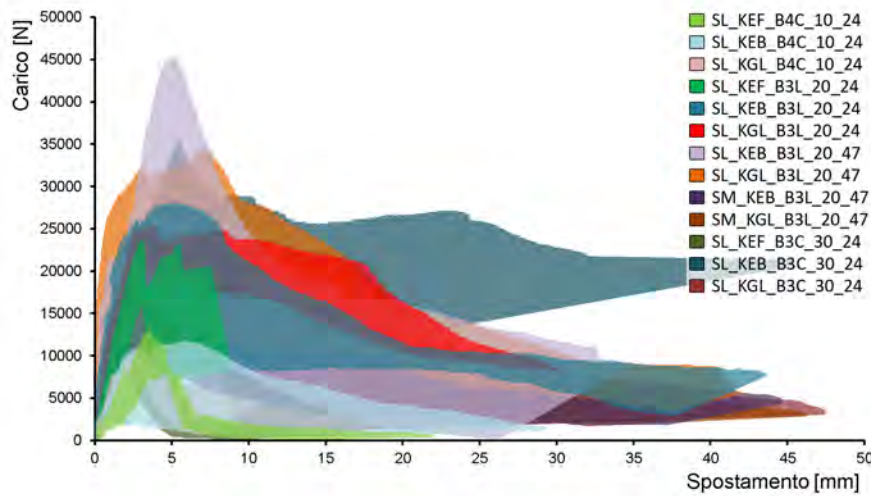


Figura 4.57: Confronto curve carico/spostamento

4.1.5.1 Modalità di rottura e inclinazione in fase di scorrimento

Durante la fase di analisi dei dati sono emerse informazioni importanti sulle modalità di rottura. Il primo confronto che si intende fare è l'influenza della modalità di rottura sul carico sostenuto dal provino. Si ipotizza che una rottura conica provochi un notevole sforzo nel connettore, mentre in una rottura per scorrimento la distribuzione del carico sia ridotta. Per confrontare i valori si prende come unità di misura lo sforzo per unità di lunghezza [N/mm], ottenuto dividendo il carico massimo raggiunto per la lunghezza di ancoraggio reale. Questo valore permette di confrontare connettori con lunghezze di aderenza differenti. In tabella 4.8 si propone la media dei valori di $F/l.a.$ calcolati per ogni tipo di rottura.

Tabella 4.8: Influenza del tipo di rottura nella resistenza del connettore

	estrazione mattoni	scorrimento	conica	conica + scorrimento	trazione	trazione + scorrimento
$F/l.a.$	107.74	89.09	105.08	109.8	105.41	94.53

Come ci si aspettava, c'è un'evidente differenza tra il valore delle rotture totalmente coniche, di trazione, o di estrazione del mattone (molto simili tra loro, poiché non si verifica scorrimento in nessuno dei tre casi), e le rotture a solo scorrimento. Ci si aspettava che la rottura combinata (conica + scorrimento) restituisse dei valori compresi tra i due casi estremi, invece i dati in sito restituiscono una media che è superiore a quella di qualsiasi altro tipo di rottura. È opportuno sottolineare, tuttavia, che il numero dei dati a disposizione non è costante, ossia la media calcolata per le rotture combinate è frutto di un numero di valori decisamente superiore alle medie di tutti gli altri tipi di rottura. Dunque si considerino i valori di tabella 4.8 indicativi ma non significativi. Si propone invece un'altra via

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

per studiare l'effetto del tipo di rottura, ossia esaminando *l'inclinazione in fase di scorrimento*.

La numerosa distribuzione, nel 51% dei casi, di rotture combinate che coinvolgevano un comportamento di adesione (lo scorrimento per attrito della matrice sul supporto) ha dato la possibilità di studiare il fenomeno più da vicino. Un primo confronto dei grafici carico/spostamento, in base al comune tipo di rottura, ha evidenziato la somiglianza del tratto finale delle curve, dopo aver raggiunto il punto di massimo carico. In secondo luogo, si è deciso di studiare l'inclinazione di questo tratto di curva: sono stati raccolti i valori compresi tra l'inizio della fase di scorrimento (corrispondente per la maggior parte dei ad una fase di post picco con decremento del 10 o 20% del carico massimo) e la fine (carico e spostamento ultimi). Il tratto individuato è stato linearizzato in modo da ottenere le variazioni relative e rilevare dunque la pendenza del segmento. Seguono tre grafici che mettono a confronto le inclinazioni in fase di scorrimento delle tre modalità di rottura che interessano: una rottura per solo scorrimento (figura 4.58), una rottura combinata conica+scorrimento (figura 4.58) e una rottura totalmente conica. (figura 4.58).

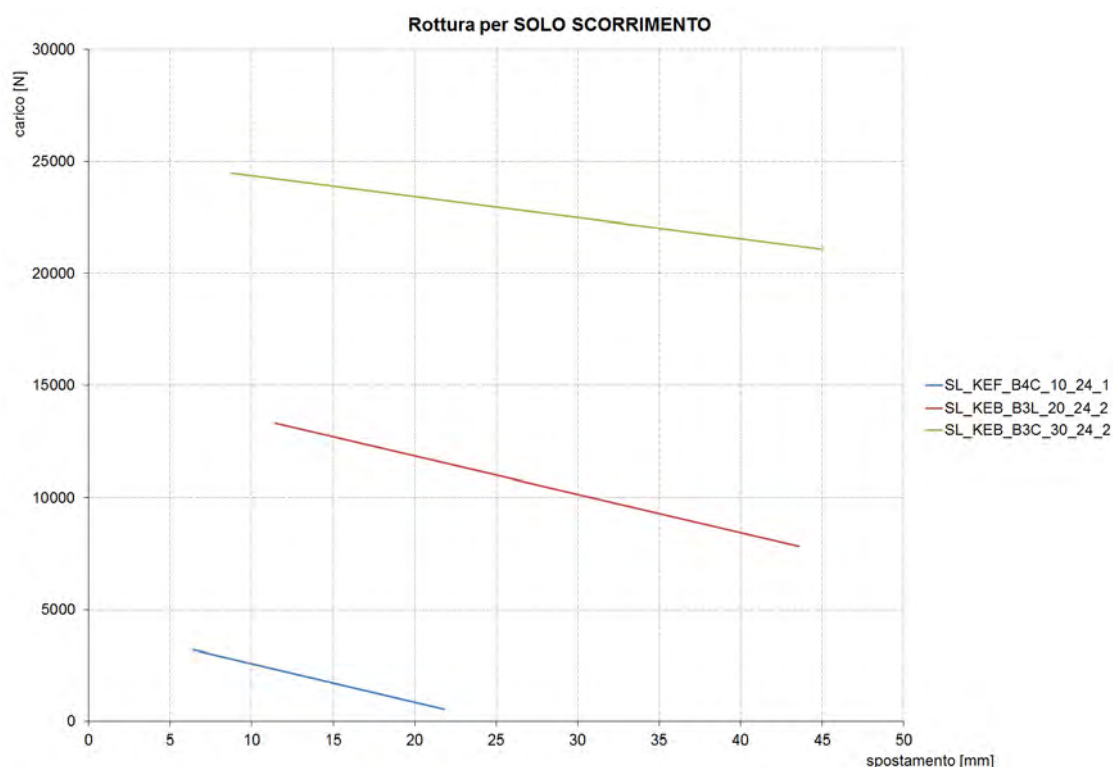


Figura 4.58: Inclinazione in fase di scarico per provini con rottura per solo scorrimento

I grafici linearizzati sono posti nello stesso sistema di assi cartesiani, per poter confrontare meglio i tre casi: non è importante una lettura puntuale dei valori, quanto più un'interpretazione degli andamenti. Notiamo che il caso di puro scorrimento (figura 4.58), presenta un'inclinazione della retta pressochè costante e con un'inclinazione decisamente contenuta: è comprensibile che non essendoci una rottura a trazione, una volta che è stato raggiunto il carico massimo tale carico diminuisce leggermente mentre avviene uno scorrimento notevole del connettore,

che si muove lungo il proprio asse senza trovare una particolare resistenza. È interessante notare che i segmenti sono pressochè paralleli, e la differenza in valore assoluto dipende dal fatto che sono relativi a tre connettori con tre lunghezze di aderenza differenti.

Il secondo grafico (figura 4.59) mostra la grande quantità dei casi, ossia quelli che hanno subito una rottura di tipo combinata. In questo caso l'inclinazione è meno costante ma, a parte due segmenti pseudo-orizzontali, limitata ad un angolo abbastanza ristretto.

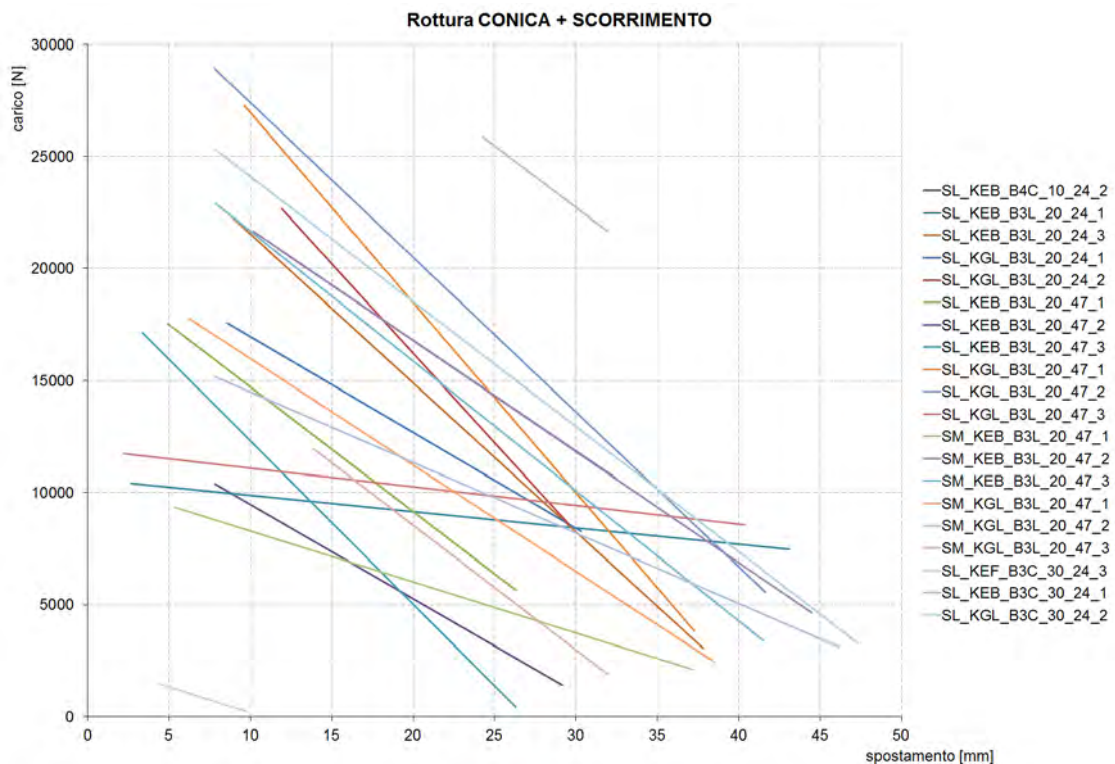


Figura 4.59: Inclinazione in fase di scarico per provini con rottura combinata

La differenza è probabilmente dovuta alle diverse percentuali di rottura conica e di scorrimento che il provino ha subito: più la rottura è conica, più il segmento è inclinato, più la rottura è di tipo scorrimento, più il provino è orizzontale. I due casi anomali corrispondono ai provini SL_KEB_B3L_20_24_1 e SL_KGL_B3L_20_47_3, che già avevano mostrato un comportamento particolare poiché il carico massimo raggiunto è nettamente inferiore ai loro rispettivi due provini gemelli (figura 4.33) così come lo spostamento corrispondente al valore di carico massimo (figura 4.33). Il fatto che i due connettore si siano rotti per valori di carico basso (a causa, ad esempio, di un'iniezione scorretta o delle caratteristiche puntuali della muratura peggiori) ha provocato una scarsa reazione della muratura, che dunque ha permesso grandi scorrimenti per variazioni di carico relativamente ridotte. Nel resto dei casi, come detto, si legge un andamento che varia leggermente al variare dell'influenza del tipo di rottura.

In figura 4.60 sono riportati i casi di rottura totalmente conica, tutti verificatosi per lunghezze di aderenza di 10 cm. In questi casi l'inclinazione è molto marcata e

lo spostamento ridotto: la resistenza a trazione della muratura richiede uno sforzo notevole, e nel momento che il carico massimo è superato, il fiocco si rompe in modo istantaneo senza subire particolare scorrimento. Si nota un solo caso particolare, SL_KEB_B4C_10_24_1, che ha un andamento decisamente più orizzontale degli altri 4 provini; tale campione (già considerato in precedenza) è caratterizzato da un'iniezione incompleta che ha consolidato il connettore soltanto per una lunghezza di 40 mm (invece che 100). Questo spiega il motivo dell'anomalia.

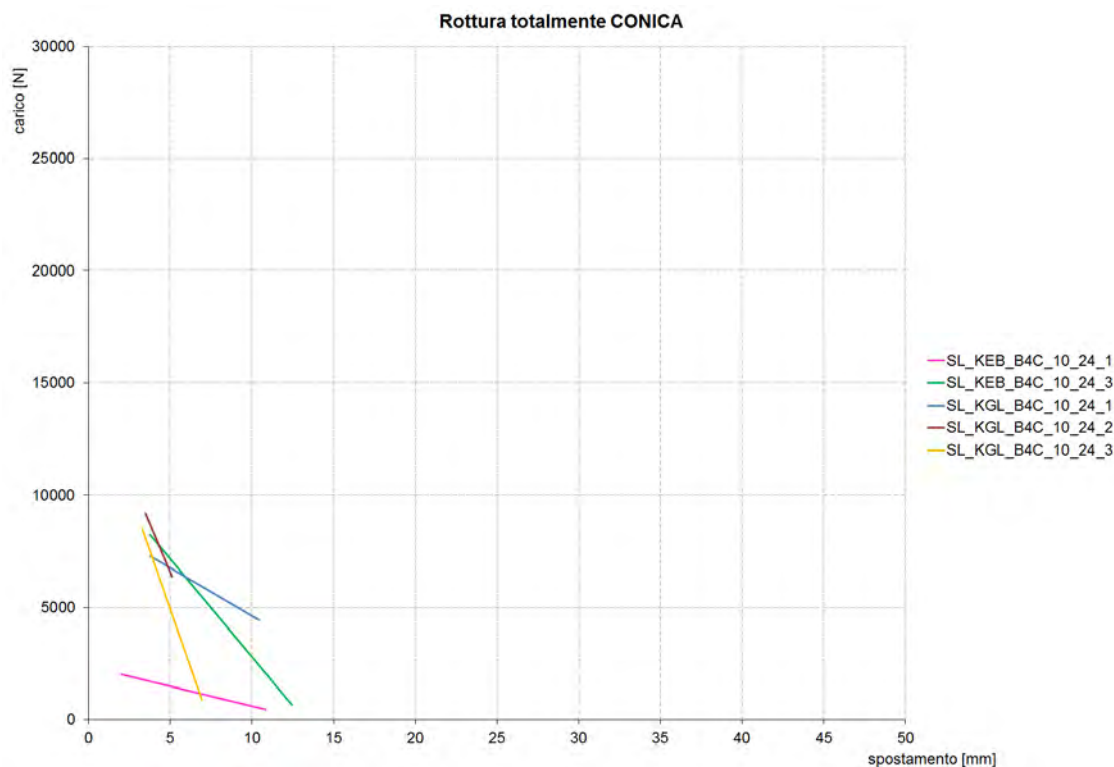


Figura 4.60: Inclinazione in fase di scarico per provini con rottura totalmente conica

I risultati di questa fase sono visibili in figura 4.61. L'istogramma comprende sia la rottura combinata che la semplice rottura per scorrimento (un terzo tipo di rottura, conica, è stato inserito nella ricerca, ma i valori emersi erano troppo elevati e non presentavano alcun andamento riconoscibile): per lo scorrimento semplice si ottengono bassi valori di inclinazione, con una media di -145.55 N/mm, che sta a significare uno sfilamento del provino senza elevate perdite di carico; nel fallimento combinato, anche se la media si alza a -488.34 N/mm, si può notare un comportamento tendenzialmente uniforme per i diversi campioni testati.

Nel secondo caso sembra evidente che la fase di scorrimento sia influenzata dalla precedente rottura a trazione di parte della pannello di supporto. Il carico diminuisce poi con più rapidità, in relazione agli stessi spostamenti, per i campioni formati da 47 trefoli, anche se la media è vicina a quella totale. In conclusione, potrebbe rivelarsi interessante un riproposizione su larga scala di tale analisi in modo da chiarire questo fenomeno, o affiancare a questa modalità di rottura combinata un approccio di tipo analitico-matematico, coinvolgendo parametri come l'attrito o lo sforzo tagliente all'interfaccia tra substrato e composito.

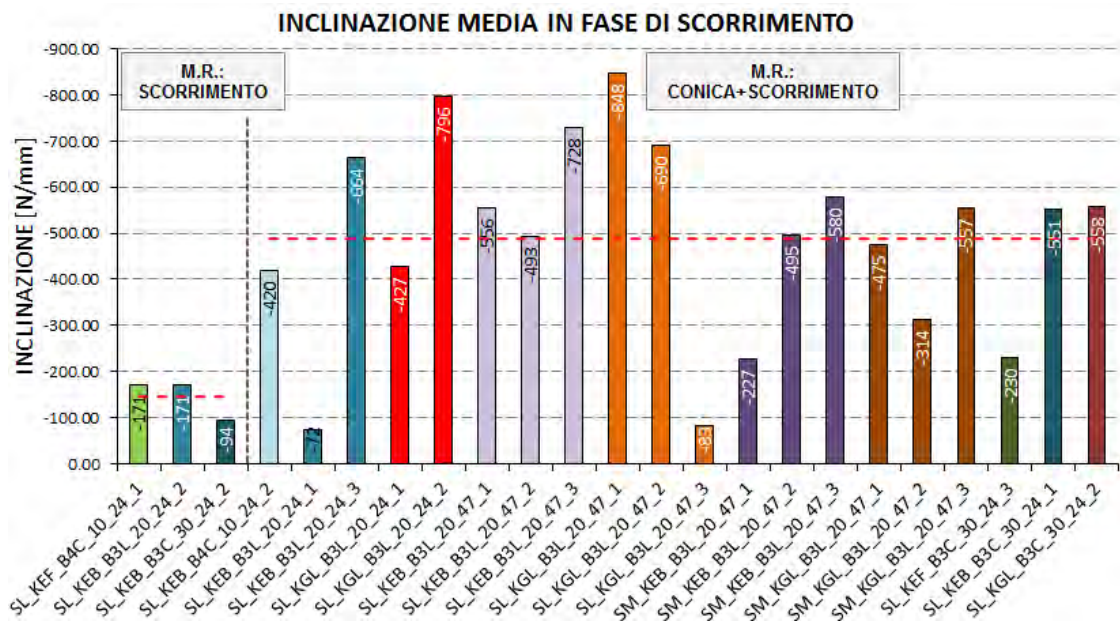


Figura 4.61: Inclinazioni medie di scorrimento per modalità di rottura

4.2 Caso studio: edificio privato in via Ugolani Dati a Cremona

In seguito sono riportati e descritti i risultati di 9 prove pull-out eseguite su un cantiere privato a Cremona. Lo scopo della sperimentazione, oltre a verificare la resistenza di progetto del consolidamento, è stato quello di ottenere una corretta calibrazione del setup di prova (figura 4.62), in vista della campagna sperimentale di Milano (cantiere ESEM) eseguita successivamente; si è infatti testato sia il metodo di ancoraggio dei campioni alla macchina di prova, sia l'utilizzo dei potenziometri per valutare gli spostamenti durante l'esecuzione dei test. Dato che l'applicazione dei fibrorinforzati doveva rimanere funzionale dopo l'esecuzione delle prove, i campioni sono stati caricati secondo uno stato limite di servizio, deciso congiuntamente alla committenza sulla base del 50% circa del carico massimo a trazione delle fibre.



Figura 4.62: Setup di prova

A partire dal carico max (F_{max}) raggiunto e dalle proprietà della fibra, come area e tensione massima dei singoli trefoli, fornite dalla ditta produttrice, è stato infine studiato il rendimento del composito. I risultati generali sono visibili in Tabella 4.9, dove con η è indicato il rendimento del consolidamento; per la nomenclatura dei provini si rimanda al paragrafo 3.4.

I parametri della sperimentazione comprendono l'utilizzo di compositi formati da matrice a base di calce idraulica naturale per iniezioni (KGL "Kerakoll Geocalce Fluido") e fibre in acciaio a bassa densità (SL "GeoSteel G600", 1.57 trefoli/cm). La lunghezza di ancoraggio è pressoché identica per tutti i campioni, di 60 cm; l'unica differenza è data dalla diversa disposizione dei campioni sul cornicione, divisa tra verticale, orizzontale e inclinata.

Tabella 4.9: Risultati pull-out Cremona; N :numero di trefoli, A :area trefolo, T_{\max} :tensione massima trefolo, T :tensione applicata, η :rendimento.

Campione	F_{\max} [N]	d_{\max} [mm]	Modalità di rottura	N [n]	A [mm ²]	T_{\max} [N/mm ²]	T [N/mm ²]	η [%]
SL_KGL_V1	23504	3.97	—	29	0.538	3033	1506	49.67%
SL_KGL_V2	23369	6.64	—	31	0.538	3033	1401	46.20%
SL_KGL_V3	23135	1.66	—	31	0.538	3033	1387	45.74%
SL_KGL_O1	20834	-	Fallimento del sistema di prova	30	0.538	3033	1291	42.56%
SL_KGL_O2	19409	-	Scorrimento	30	0.538	3033	1203	39.65%
SL_KGL_O3	24066	-	—	30	0.538	3033	1491	49.16%
SL_KGL_I1	23083	14.66	—	30	0.538	3033	1430	47.15%
SL_KGL_I2	16815	24.34	Scorrimento	30	0.538	3033	1042	34.35%
SL_KGL_I3	24144	5.67	—	31	0.538	3033	1448	47.73%

Nonostante i campioni non siano stati portati a rottura, due casi hanno presentato lo scorrimento del composito all'interfaccia con il supporto (figura 4.63(a)): questo tipo di rottura implica probabilmente una cattiva qualità nella fase di esecuzione del rinforzo, e di conseguenza uno sviluppo non adeguato dell'aderenza di interfaccia. I carichi raggiunti sono infatti inferiori in media del 23.1% rispetto ai risultati ottenuti sugli altri campioni. In un unico caso invece, si è assistito alla "rottura del sistema di prova" (figura 4.63(b)): ciò che si è verificato è stato lo scorrimento del connettore dal tubo di acciaio, necessario per l'ancoraggio alla macchina di prova. Il carico massimo è tuttavia leggermente inferiore alla media generale (11.5%), pertanto la prova può considerarsi ugualmente conclusa con successo.

La figura 4.64 mostra l'andamento dei campioni in carico/spostamento per le diverse disposizioni di prova. Come si può notare, sono assenti i dati dei provini orizzontali: a causa della difficoltà di una corretta installazione dei potenziometri a contrasto con la parete verticale (geometria del cornicione), la prova ha potuto registrare i soli carichi di trazione. Le curve presentano un andamento elastico

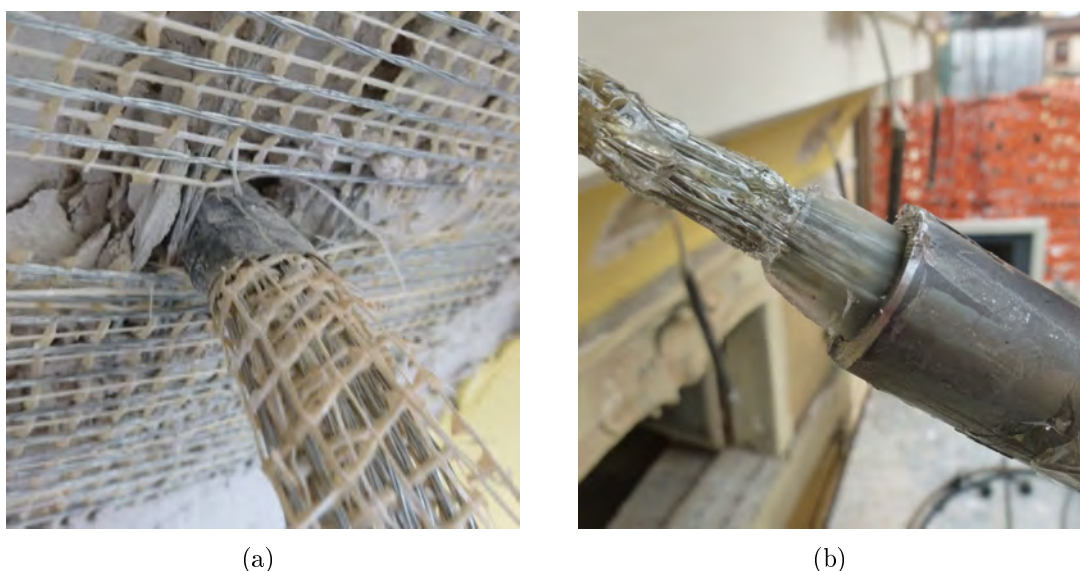


Figura 4.63: Modalità di rottura riscontrate

praticamente identico, con inclinazioni molto elevate e spostamenti massimi poco superiori ai 5 mm. Il campione SL_KGL_inclinato2 si comporta invece in modo differente, a causa dello scorrimento che ne causa la rottura: il carico tende infatti a stabilizzarsi dopo i 15 kN, mentre gli spostamenti aumentano per una fase quasi orizzontale fino a 25 mm. Questo dato conferma il mancato sviluppo di una corretta aderenza tra matrice e supporto, provocando maggiori spostamenti; il carico rimane costante probabilmente a causa dell'elevata lunghezza di ancoraggio, che mantiene sufficientemente alta la superficie di contatto.

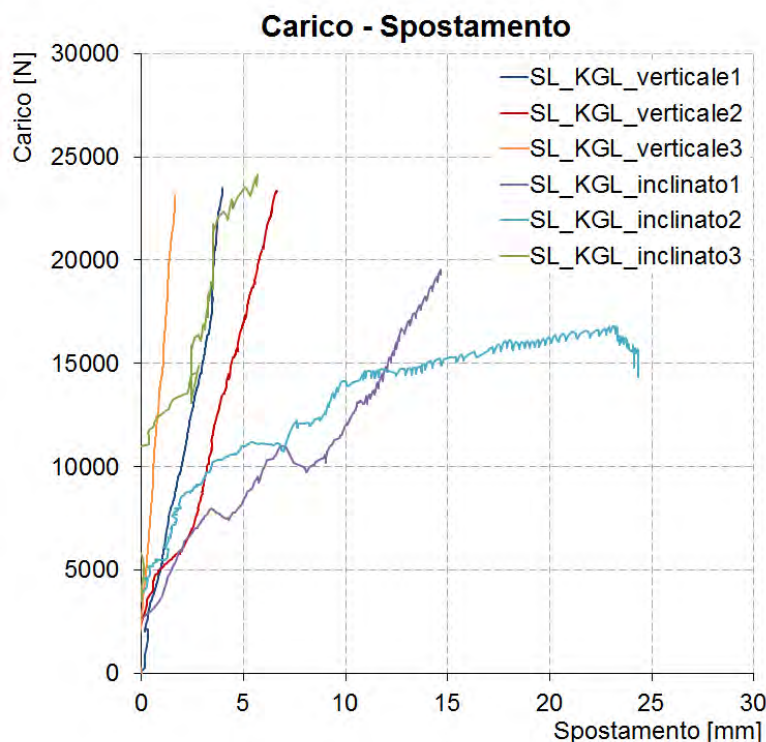


Figura 4.64: Grafico carico/spostamento prove pull-out

Per quanto riguarda i carichi massimi di prova, il confronto in figura 4.65 conferma il comportamento regolare dei campioni; i carichi raggiunti rispecchiano lo stato limite di servizio richiesto. I valori inferiori sono dovuti al diverso comportamento riscontrato durante la prova: lo scorrimento della matrice sul supporto provoca la stabilizzazione del carico per valori inferiori ai 20 kN, e la prova è stata interrotta per non compromettere eccessivamente la funzionalità del rinforzo (che dovrà comunque essere ripristinato in seguito). Il caso che coinvolge la rottura del sistema di prova è legato all'aderenza del campione alla macchina di prova, pertanto restituisce dati poco utilizzabili. Gli spostamenti relativi al carico massimo (figura 4.66) presentano infine una notevole variabilità: sembra che i dati ottenuti sui campioni verticali siano inferiori del 72.5% rispetto agli stessi su supporto inclinato. Molto probabilmente il valore è legato alle condizioni di prova e di posizionamento degli strumenti, che nei campioni verticali sono semplici e affidabili. Tuttavia, la posizione può avere influenzato anche le capacità di adesione del composito; i provini inclinati possono essere stati eseguiti con maggiore difficoltà, impedendo

una corretta e omogenea iniezione della malta. Solo una estrazione completa dei campioni, e quindi un'ispezione visiva degli stessi, avrebbe forse potuto chiarire queste ipotesi.

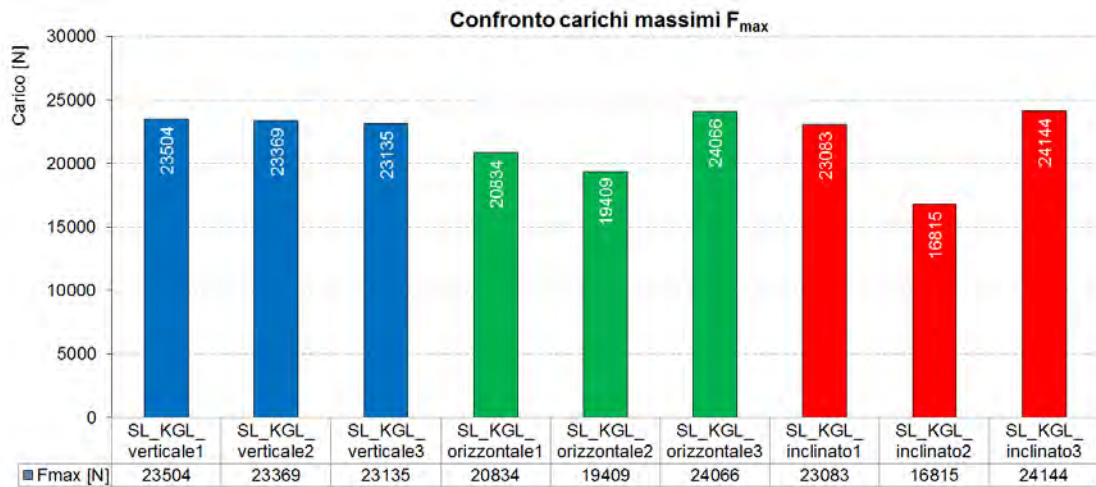


Figura 4.65: Confronto carichi massimi (F_{max})

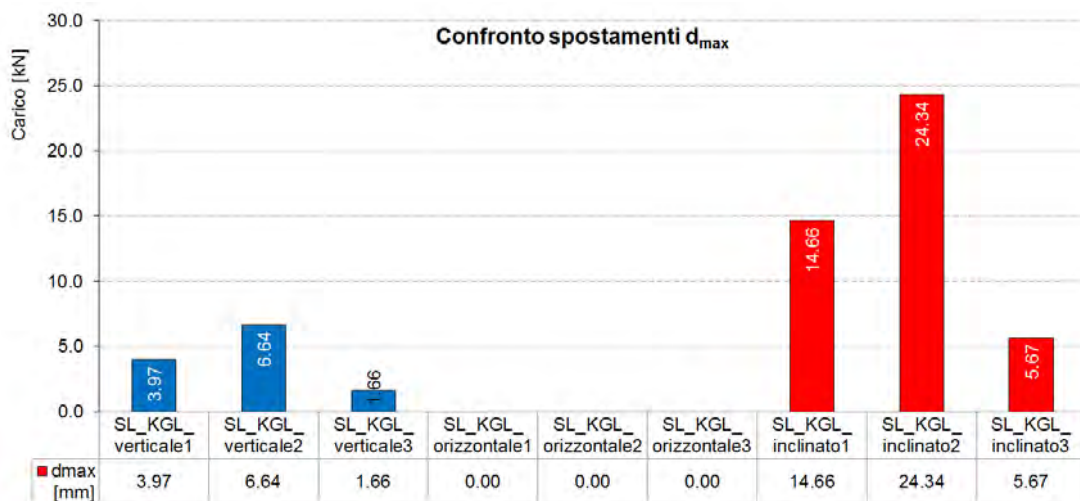


Figura 4.66: Confronto spostamenti a carico massimo (d_{max})

4.3 Caso studio: aggregato N. 1005 a L'Aquila

Il caso studio seguito a L'Aquila ha permesso di sperimentare diverse tecniche di indagine e di raccogliere informazioni riguardo il comportamento di un pannello murario rinforzato con materiale composito e iniezione di miscela naturale. Nel complesso sono state eseguite due serie di prove soniche (una pre-consolidamento e una post-consolidamento), videoendoscopie, prove con martinetti piatti doppi e prove diagonali. Il capitolo riporta i dati rilevati e la loro elaborazione, al fine di darne un'interpretazione atta a valutare complessivamente e localmente l'efficacia del consolidamento e l'apporto di resistenza fornito dalla fibra.

4.3.1 Risultati prove soniche

Si illustrano in seguito i risultati delle prove soniche effettuate a L'Aquila. Partendo dalle velocità e conoscendo lo spessore murario è stato possibile calcolare la velocità come media di tre misurazioni eseguite su uno stesso percorso. Per ogni pannello si è ricavato, attraverso il software Golden Surfer, un'immagine rappresentativa dei vuoti all'interno della muratura, sia per le soniche in trasparenza sia per le tomografie. Si propongono infine dei confronti, sia di tipo quantitativo sulle velocità rilevate, sia di tipo qualitativo sulla presenza dei vuoti e quindi sulla consistenza e compattezza del pannello murario.

4.3.1.1 Pannello D1

Il pannello D1 è considerato il campione non rinforzato, che non è stato quindi consolidato e i cui dati servono come parametro di confronto con i due pannelli consolidati D2 e D3; sul campione D1 non rinforzato si sono eseguite delle prove soniche (trasparenza, tomografia verticale e tomografia orizzontale) per determinare lo stato della muratura. Le prove dirette sono estestate eseguite utilizzando il sensore di accelerazione sul lato esterno dell'edificio e il martello strumentato sul lato interno, figura 4.67.

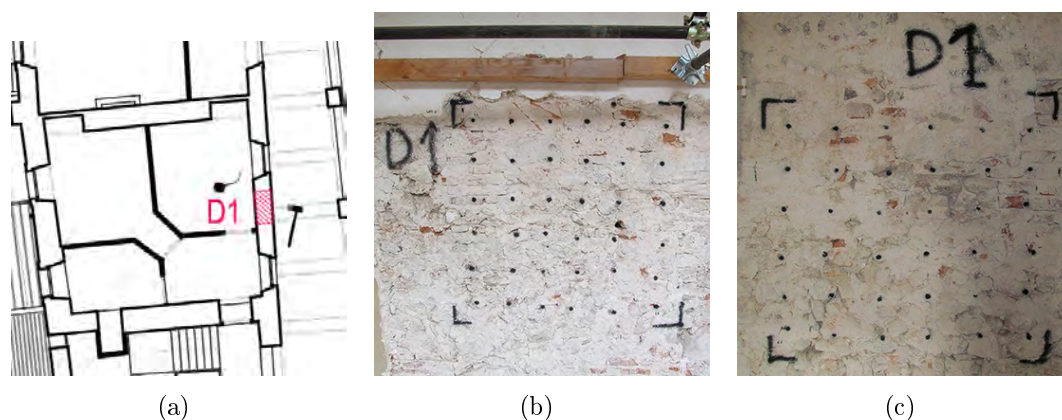


Figura 4.67: Schema prova sonica pannello D1 (a), lato martello (b) e lato accelerometro (c)

In Tabella 4.10 si riportano i dati ricavati in sito. In figura 4.68 è riportata l'elaborazione grafica (mappatura) della prova diretta nel pannello D1; si notano velocità abbastanza basse e costanti nella parte inferiore del pannello, mentre in alto sono probabilmente presenti dei diafoni che provocano un incremento notevole della velocità di propagazione dell'onda sonora; L'analisi visiva in sito ha inoltre individuato la presenza di blocchi in calcestruzzo nella parte superiore del pannello, che poco hanno a che fare con la muratura storica e che sono segno di un intervento successivo; un'ulteriore prova della varietà compositiva e delle manomissioni successive vissute dalla presente muratura. Si riportano in seguito i risultati delle tomografie sonore; come descritto nel Paragrafo 1.4.1.1, ogni propagazione dell'onda sonora è captata da diversi accelerometri (nel caso specifico 6) che restituiscono una rappresentazione qualitativa della sezione muratura. In Tabella 4.11 sono riportati i dati ricavati dalla tomografia orizzontale, la cui mappatura è riportata in figura 4.69. In Tabella 4.12 sono riportate le informazioni relative alla tomografia verticale; la relativa mappatura è illustrata in figura 4.70. In accordo con la trasparenza sonora, anche la tomografia riporta una certa omogeneità nella parte centrale del pannello (tomografia orizzontale) con velocità basse, indice di discontinuità e cavità, mentre si notano alcune zone più appaerchiate per quanto riguarda la parte alta del pannello (visibile da un incremento delle velocità, sia dalla tomografia verticale che dalla trasparenza sonora).

Tabella 4.10: Dati trasparenza sonora pannello D1; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D1 TRASP						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	8.6234E-04	6.7560E-04	7.2877E-04	7.56E-04	0.57	754
12	4.4883E-04	4.2525E-04	4.4813E-04	4.41E-04	0.57	1293
13	4.5472E-04	4.6099E-04	4.3136E-04	4.49E-04	0.57	1269
14	2.3212E-04	2.0165E-04	2.2760E-04	2.20E-04	0.57	2586
15	1.0456E-03	1.1137E-03	7.8186E-04	9.80E-04	0.57	581
16	3.6366E-04	3.6876E-04	3.6567E-04	3.66E-04	0.57	1557
21	8.2013E-04	8.3195E-04	9.1037E-04	8.54E-04	0.57	667
22	6.5090E-04	6.2712E-04	6.1897E-04	6.32E-04	0.57	901
23	4.8243E-04	4.2533E-04	5.0594E-04	4.71E-04	0.57	1210
24	4.7052E-04	4.8297E-04	4.6521E-04	4.73E-04	0.57	1205
25	4.3332E-04	4.7719E-04	4.6612E-04	4.59E-04	0.57	1242
26	2.6699E-04	2.6474E-04	2.8173E-04	2.71E-04	0.57	2102
31	7.9986E-04	9.0527E-04	9.5140E-04	8.86E-04	0.57	644
32	1.1940E-03	1.2358E-03	1.2158E-03	1.22E-03	0.57	469
33	6.9086E-04	6.8577E-04	6.8371E-04	6.87E-04	0.57	830
34	1.7952E-03	1.8626E-03	1.8871E-03	1.85E-03	0.57	308
35	1.0375E-03	8.8993E-04	8.9316E-04	9.40E-04	0.57	606
36	4.4591E-04	4.5668E-04	4.4729E-04	4.50E-04	0.57	1267
41	1.7224E-03	1.8605E-03	1.7786E-03	1.79E-03	0.57	319
42	1.4195E-03	1.3544E-03	1.8019E-03	1.53E-03	0.57	374
43	8.0955E-04	7.4309E-04	7.9713E-04	7.83E-04	0.57	728
44	1.0819E-03	9.3706E-04	1.0427E-03	1.02E-03	0.57	559
45	1.2786E-03	1.1907E-03	1.1859E-03	1.22E-03	0.57	468
46	1.0415E-03	1.0515E-03	1.0119E-03	1.03E-03	0.57	551
51	1.2894E-03	1.3298E-03	1.3598E-03	1.33E-03	0.57	430
52	1.5291E-03	1.5233E-03	1.6520E-03	1.57E-03	0.57	363
53	9.0859E-04	9.5160E-04	1.0308E-03	9.64E-04	0.57	591
54	1.6061E-03	6.2979E-04	1.5293E-03	1.26E-03	0.57	454
55	1.1539E-03	1.2830E-03	1.2353E-03	1.22E-03	0.57	466
56	1.2081E-03	1.1961E-03	1.1324E-03	1.18E-03	0.57	484
61	1.4456E-03	1.4705E-03	1.3854E-03	1.43E-03	0.57	398
62	1.0510E-03	1.1375E-03	1.0751E-03	1.09E-03	0.57	524
63	1.0569E-03	1.0979E-03	1.1582E-03	1.10E-03	0.57	516
64	8.8787E-04	9.0398E-04	9.0202E-04	8.98E-04	0.57	635
65	1.0483E-03	1.0319E-03	7.6051E-04	9.47E-04	0.57	602
66	1.1835E-03	1.1692E-03	1.0811E-03	1.14E-03	0.57	498

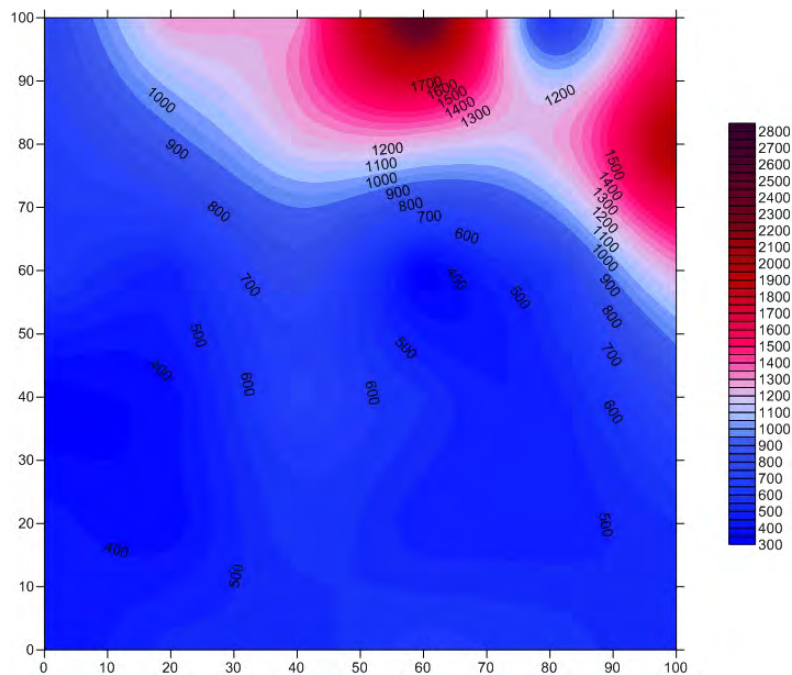


Figura 4.68: Pannello D1-trasparenza: istogramma delle velocità sonore medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura

Tabella 4.11: Dati tomografia orizzontale pannello D1; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D1 HORIZONTAL						
TOMOGRAFIA sigla	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m (s)	l (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
1121	1.081E-03	1.100E-03	1.485E-03	1.222E-03	0.570	466
1122	1.664E-03	1.143E-03	1.601E-03	1.469E-03	0.604	411
1123	1.408E-03	1.419E-03	1.431E-03	1.419E-03	0.696	490
1124	1.513E-03	1.466E-03	1.808E-03	1.595E-03	0.828	519
1125	2.128E-03	1.484E-03	1.771E-03	1.794E-03	0.982	547
1126	1.487E-03	1.366E-03	1.631E-03	1.495E-03	1.151	770
1221	2.74E-03	2.31E-03	2.26E-03	2.436E-03	0.604	248
1222	2.11E-03	1.71E-03	1.47E-03	1.763E-03	0.570	323
1223	1.52E-03	1.68E-03	1.18E-03	1.462E-03	0.604	413
1224	2.04E-03	1.82E-03	1.73E-03	1.861E-03	0.696	374
1225	1.87E-03	1.72E-03	1.59E-03	1.727E-03	0.828	480
1226	2.05E-03	2.04E-03	1.46E-03	1.850E-03	0.982	531
1321	2.07E-03	2.22E-03	2.64E-03	2.313E-03	0.696	301
1322	1.12E-03	1.50E-03	1.42E-03	1.346E-03	0.604	449
1323	1.07E-03	1.05E-03	1.00E-03	1.043E-03	0.570	546
1324	1.74E-03	1.57E-03	1.55E-03	1.620E-03	0.604	373
1325	1.40E-03	1.54E-03	1.63E-03	1.524E-03	0.696	457
1326	1.61E-03	1.65E-03	1.65E-03	1.635E-03	0.828	506
1421	2.17E-03	2.25E-03		2.211E-03	0.828	375
1422	1.12E-03	1.28E-03	1.35E-03	1.253E-03	0.696	555
1423	8.26E-04	8.32E-04	8.31E-04	8.299E-04	0.604	728
1424	9.34E-04	9.21E-04	9.19E-04	9.246E-04	0.570	616
1425	7.68E-04	7.80E-04	7.88E-04	7.787E-04	0.604	776
1426	1.01E-03	9.68E-04	9.85E-04	9.873E-04	0.696	705
1521	3.71E-03	3.24E-03	3.16E-03	3.370E-03	0.982	291
1522	1.73E-03	1.77E-03	1.92E-03	1.806E-03	0.828	458
1523	1.23E-03	1.60E-03	1.23E-03	1.355E-03	0.696	514
1524	1.43E-03	1.87E-03	1.25E-03	1.519E-03	0.604	398
1525	1.10E-03	1.45E-03	1.16E-03	1.235E-03	0.570	462
1526	1.28E-03	1.76E-03	1.28E-03	1.440E-03	0.604	420
1621	2.75E-03		3.22E-03	2.984E-03	1.151	386
1622	1.20E-03		1.58E-03	1.389E-03	0.982	707
1623	9.36E-04		1.04E-03	9.884E-04	0.828	838
1624	7.08E-04		8.03E-04	7.555E-04	0.696	921
1625	5.34E-04		7.57E-04	6.456E-04	0.604	936
1626	6.31E-04		6.79E-04	6.553E-04	0.570	870

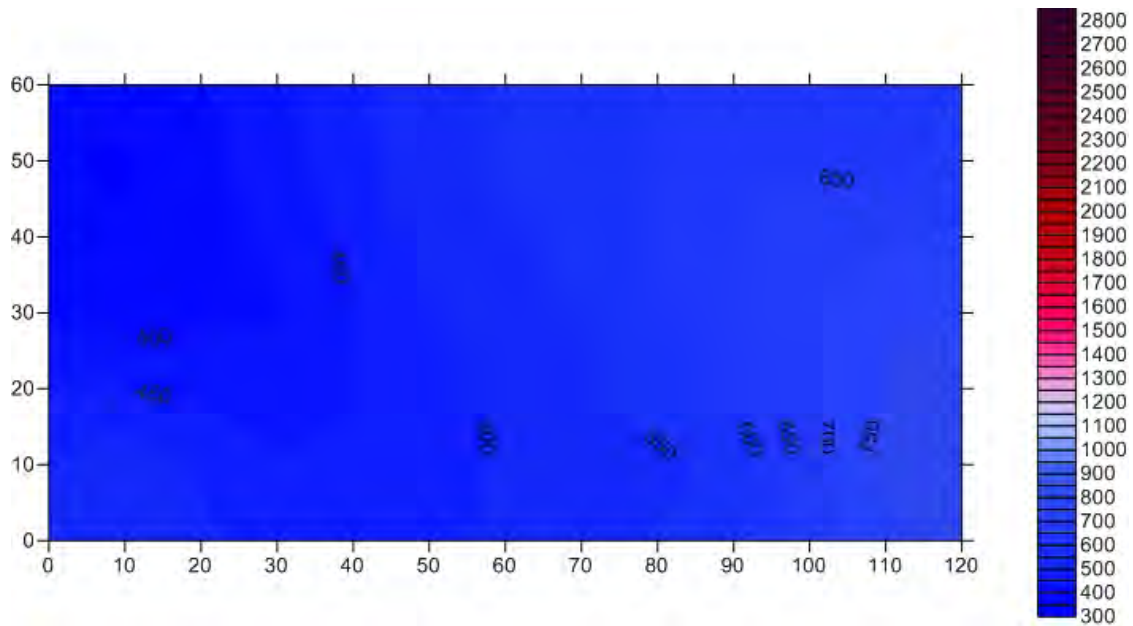


Figura 4.69: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D1

Tabella 4.12: Dati tomografia verticale pannello D1; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D1 VERTICAL						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	4.95E-04	5.00E-04	4.99E-04	4.978E-04	0.570	1145
1122	5.30E-04	5.14E-04	4.80E-04	5.081E-04	0.604	1189
1123	5.88E-04	5.62E-04	5.15E-04	5.550E-04	0.696	1254
1124	6.24E-04	6.03E-04	5.94E-04	6.070E-04	0.828	1364
1125	7.81E-04	8.47E-04	8.62E-04	8.300E-04	0.982	1183
1126	1.32E-03	1.26E-03	1.18E-03	1.252E-03	1.151	920
2121	4.720E-04	4.943E-04	4.652E-04	4.772E-04	0.604	1266
2122	1.057E-03	8.140E-04	7.961E-04	8.891E-04	0.570	641
2123	1.074E-03	9.296E-04	9.829E-04	9.955E-04	0.604	607
2124	1.394E-03	1.056E-03	1.059E-03	1.170E-03	0.696	595
2125	1.753E-03	1.534E-03	1.616E-03	1.634E-03	0.828	507
2126	1.737E-03	1.451E-03	1.431E-03	1.540E-03	0.982	638
3121	1.13E-03	1.15E-03	1.09E-03	1.122E-03	0.696	620
3122	8.91E-04	8.47E-04	8.48E-04	8.621E-04	0.604	701
3123	6.16E-04	6.23E-04	7.95E-04	6.781E-04	0.570	841
3124	6.47E-04	7.04E-04	7.24E-04	6.913E-04	0.604	874
3125	9.16E-04	8.68E-04	9.75E-04	9.199E-04	0.696	757
3126	1.43E-03	1.50E-03	1.61E-03	1.517E-03	0.828	546
4121	1.087E-03	1.335E-03	1.179E-03	1.200E-03	0.828	690
4122	1.623E-03	1.723E-03	1.787E-03	1.711E-03	0.696	407
4123	1.242E-03	1.111E-03	1.072E-03	1.141E-03	0.604	529
4124	1.190E-03	1.387E-03	1.186E-03	1.254E-03	0.570	455
4125	1.585E-03	1.822E-03	1.957E-03	1.788E-03	0.604	338
4126	1.663E-03	1.932E-03	1.712E-03	1.769E-03	0.696	393
5121	1.37E-03	1.44E-03	1.44E-03	1.416E-03	0.982	693
5122	1.51E-03	1.75E-03	1.61E-03	1.625E-03	0.828	510
5123	1.13E-03	1.24E-03	1.22E-03	1.198E-03	0.696	581
5124	9.36E-04	1.11E-03	1.07E-03	1.039E-03	0.604	581
5125	1.15E-03	1.16E-03	1.14E-03	1.151E-03	0.570	495
5126	1.20E-03	1.26E-03	1.36E-03	1.274E-03	0.604	474
6121	1.442E-03	1.503E-03	1.572E-03	1.506E-03	1.151	764
6122	1.445E-03	1.529E-03	1.508E-03	1.494E-03	0.982	657
6123	1.111E-03	1.079E-03	1.334E-03	1.175E-03	0.828	705
6124	1.342E-03	1.302E-03	1.371E-03	1.338E-03	0.696	520
6125	1.184E-03	1.380E-03	1.233E-03	1.266E-03	0.604	477
6126	1.274E-03	1.438E-03	1.283E-03	1.332E-03	0.570	428

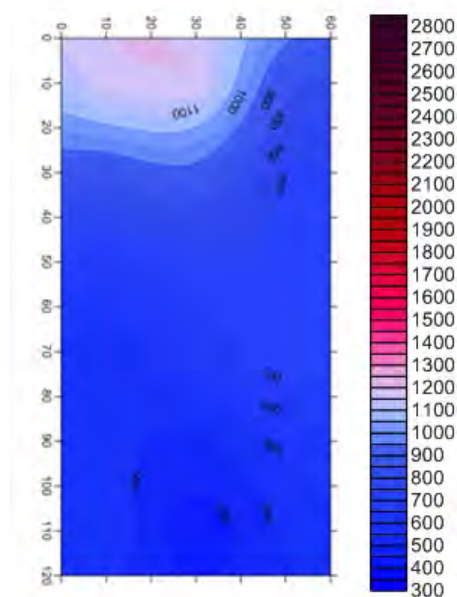


Figura 4.70: Elaborazione tomografia verticale del pannello D1

4.3.1.2 Pannello D2

Il pannello D2 è stato consolidato con iniezione di malta a base di calce naturale; il confronto tra le prove soniche pre e post-iniezione permettono di valutare qualitativamente la bontà del consolidamento. In figura 4.71 sono riportati lo schema della trasparenza e i punti di battuti, utilizzati ovviamente sia per la prova pre-iniezione che post-iniezione.

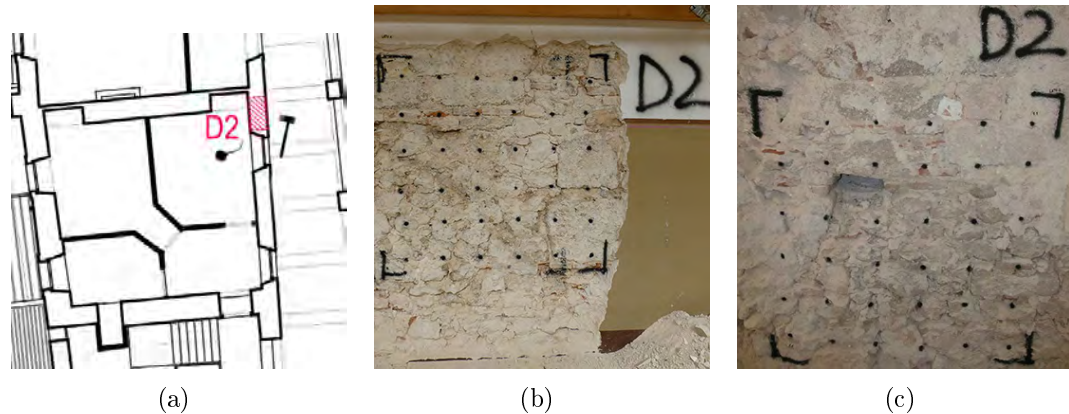


Figura 4.71: Schema prova sonica pannello D2 (a), lato martello (b) e lato accelerometro (c)

Si riportano i dati della trasparenza sonica pre-iniezione, in Tabella 4.13 e post-iniezione, in Tabella 4.14. Tramite figura 4.72 si sono confrontate le velocità di propagazione dell'onda su singolo percorso investigato al fine di confrontarle per valutare l'efficacia del consolidamento. Dalla tabella e dall'istogramma si nota che due punti di battuta sono andati persi, a causa del taglio irregolare eseguito per le prove diagonali. In ogni caso i dati persi (relativi a zone perimetrali del pannello) non sono ritenuti significativi. Si confrontano quindi le mappature realizzate: la differenza tra il pannello iniziale, figura 4.73, e il pannello consolidato, figura 4.74, si può notare un incremento delle velocità probabilmente dovute ad un buon intervento di iniezione che riempiendo le cavità presenti nella muratura ha portato ad un incremento delle velocità. Le velocità registrate nella parte inferiore potrebbero identificare una non corretta iniezione della miscela. Questo fatto può essere dovuto alla variegata composizione muraria del pannello D2, che al proprio interno conteneva anche una trave in legno di dimensioni notevoli. Al di là del buon esito della prova, che evidenzia una notevole iniettabilità della muratura, si sottolinea la difficoltà di individuare un pannello campione veramente rappresentativo, laddove i paramenti murari siano notevolmente variegati e disomogenei. Anche le tomografie (orizzontale e verticale) confermano l'iniettabilità del muro, evidenziando un'ottima penetrazione della miscela al centro del pannello.

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Tabella 4.13: Dati trasparenza sonora pre-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D2 TRASP PRE						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	3.0337E-04	3.4578E-04	3.3373E-04	3.28E-04	0.57	1740
12	2.5796E-04	2.3679E-04	2.5327E-04	2.49E-04	0.57	2286
13	5.0710E-04	6.3776E-04	4.4518E-04	5.30E-04	0.57	1075
14	5.7219E-04	5.6947E-04	5.8897E-04	5.77E-04	0.57	988
15	1.1441E-03	1.2090E-03	1.2778E-03	1.21E-03	0.57	471
16	8.2958E-04	8.4692E-04	8.0243E-04	8.26E-04	0.57	690
21	4.1861E-04	4.7181E-04	5.2994E-04	4.73E-04	0.57	1204
22	5.9233E-04	5.3682E-04	5.2850E-04	5.53E-04	0.57	1032
23	4.4277E-04	4.4988E-04	4.7375E-04	4.55E-04	0.57	1251
24	6.7831E-04	5.9364E-04	6.0790E-04	6.27E-04	0.57	910
25	1.2982E-03	1.0762E-03	9.7912E-04	1.12E-03	0.57	510
26	1.0723E-03	1.1733E-03	1.1485E-03	1.13E-03	0.57	504
31	1.0007E-03	1.0195E-03	9.2280E-04	9.81E-04	0.57	581
32	1.4029E-03	1.3103E-03	9.9058E-04	1.23E-03	0.57	462
33	1.4186E-03	9.3524E-04	1.1959E-03	1.18E-03	0.57	482
34	1.3417E-03	1.3608E-03	1.5082E-03	1.40E-03	0.57	406
35	2.1539E-03	2.2791E-03	2.2596E-03	2.23E-03	0.57	256
36	6.7986E-04	6.9720E-04	7.1703E-04	6.98E-04	0.57	817
41	1.2628E-03	1.2181E-03	1.1704E-03	1.22E-03	0.57	468
42	1.1134E-03	1.1220E-03	1.1275E-03	1.12E-03	0.57	508
43	1.3156E-03	1.3297E-03	1.2900E-03	1.31E-03	0.57	435
44	1.6203E-03	1.5924E-03	1.5782E-03	1.60E-03	0.57	357
45	2.4470E-03	2.4821E-03	2.3782E-03	2.44E-03	0.57	234
46	6.4094E-04	7.8785E-04	6.7898E-04	7.03E-04	0.57	811
51	1.6056E-03	2.2888E-03	1.7074E-03	1.87E-03	0.57	305
52	8.2891E-04	8.8940E-04	9.5974E-04	8.93E-04	0.57	639
53	1.3791E-03	1.2477E-03	1.2425E-03	1.29E-03	0.57	442
54	1.6999E-03	1.6287E-03	1.4947E-03	1.61E-03	0.57	355
55	1.4606E-03	1.6643E-03	1.9511E-03	1.69E-03	0.57	337
56	7.8660E-04	8.2141E-04	1.1035E-03	9.04E-04	0.57	631
61	3.2995E-03	2.2975E-03	2.2998E-03	2.63E-03	0.57	217
62	1.2278E-03	1.0702E-03	1.1258E-03	1.14E-03	0.57	499
63	1.2736E-03	1.3194E-03	1.3762E-03	1.32E-03	0.57	431
64	1.4104E-03	1.2098E-03	1.4875E-03	1.37E-03	0.57	416
65	1.2117E-03	1.2566E-03	1.2810E-03	1.25E-03	0.57	456
66	1.2790E-03	1.3408E-03	1.3291E-03	1.32E-03	0.57	433

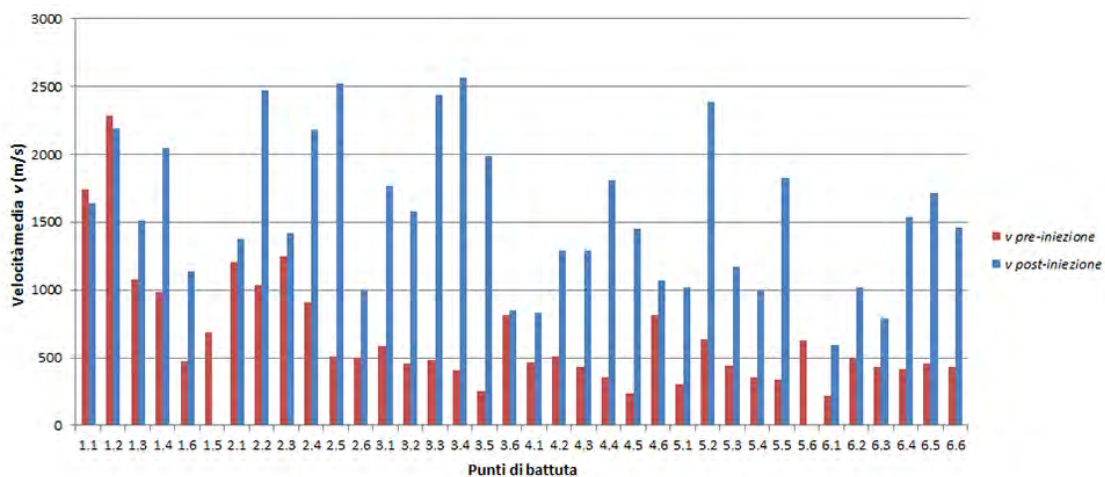


Figura 4.72: Istogramma delle velocità soniche medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura, pre e post-iniezione, pannello D2

Tabella 4.14: Dati trasparenza sonora post-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D2 TRASP POST						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	2.9718E-04	3.6685E-04	3.8104E-04	3.48E-04	0.57	1636
12	2.5983E-04	2.9825E-04	2.6224E-04	2.73E-04	0.6	2194
13	3.6527E-04	4.2124E-04	3.4252E-04	3.76E-04	0.57	1515
14	3.4018E-04	2.5052E-04	2.4469E-04	2.78E-04	0.57	2047
15	5.8073E-04	5.1322E-04	4.8897E-04	5.28E-04	0.6	1137
16					0.57	
21	4.1105E-04	4.3440E-04	4.4189E-04	4.29E-04	0.59	1375
22	2.4662E-04	2.3918E-04	2.4338E-04	2.43E-04	0.6	2469
23	4.2916E-04	4.0254E-04	4.0624E-04	4.13E-04	0.585	1418
24	2.7896E-04	2.9236E-04	2.3264E-04	2.68E-04	0.585	2183
25	2.4132E-04	2.4301E-04	2.2984E-04	2.38E-04	0.6	2520
26	6.2470E-04	6.4837E-04	4.9985E-04	5.91E-04	0.59	998
31	3.2122E-04	3.3194E-04	3.1520E-04	3.23E-04	0.57	1766
32	3.9807E-04	3.5194E-04	3.9712E-04	3.82E-04	0.605	1582
33	1.2701E-04	2.9958E-04	2.7417E-04	2.34E-04	0.57	2440
34	1.4749E-04	2.6815E-04	2.5113E-04	2.22E-04	0.57	2565
35	2.9974E-04	3.2946E-04	2.9107E-04	3.07E-04	0.61	1989
36	7.1175E-04	6.4014E-04	6.5560E-04	6.69E-04	0.57	852
41	7.0327E-04	6.7613E-04	6.8232E-04	6.87E-04	0.57	829
42	4.9872E-04	4.3624E-04	4.7239E-04	4.69E-04	0.605	1290
43	3.9675E-04	4.7762E-04	4.4835E-04	4.41E-04	0.57	1293
44	3.3869E-04	3.5738E-04	2.4761E-04	3.15E-04	0.57	1812
45	4.2955E-04	4.3318E-04	3.9079E-04	4.18E-04	0.605	1448
46	5.6882E-04	5.1961E-04	5.0922E-04	5.33E-04	0.57	1070
51	5.2137E-04	6.4730E-04	5.1107E-04	5.60E-04	0.57	1018
52	2.5780E-04	2.6868E-04	2.3980E-04	2.55E-04	0.61	2388
53	4.8076E-04	4.7833E-04	5.0528E-04	4.88E-04	0.57	1168
54	5.5253E-04	6.1105E-04	5.6169E-04	5.75E-04	0.57	991
55	3.1201E-04	3.2051E-04	3.6097E-04	3.31E-04	0.605	1827
56						
61	9.5890E-04	1.0059E-03	9.2756E-04	9.64E-04	0.57	591
62	6.4895E-04	5.7461E-04	5.7923E-04	6.01E-04	0.61	1015
63	7.5173E-04	6.7255E-04	7.3528E-04	7.20E-04	0.57	792
64	3.5126E-04	3.9508E-04	3.6444E-04	3.70E-04	0.57	1539
65	3.2020E-04	4.2650E-04	3.0038E-04	3.49E-04	0.6	1719
66	3.9741E-04	3.9987E-04	3.7459E-04	3.91E-04	0.57	1459

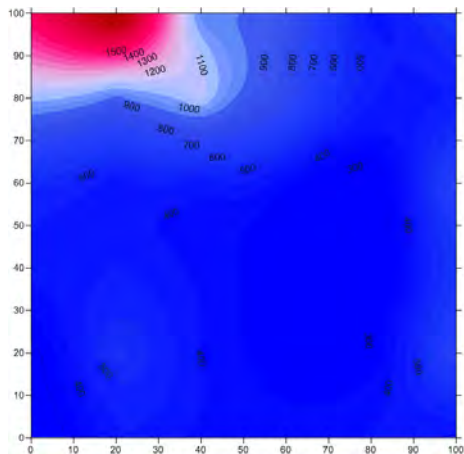


Figura 4.73: D2 pre-iniezione

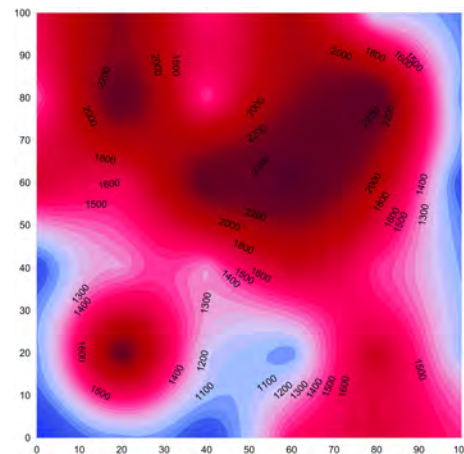


Figura 4.74: D2 post-iniezione

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Tabella 4.15: Dati tomografia orizzontale pre-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 HORIZONTAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	1.340E-03	1.301E-03	1.430E-03	1.357E-03	0.570	420
1122	1.140E-03	1.150E-03	1.200E-03	1.163E-03	0.604	519
1123	1.241E-03	1.310E-03	1.340E-03	1.297E-03	0.696	537
1124	2.140E-03	2.090E-03	2.220E-03	2.150E-03	0.828	385
1125	2.690E-03	2.890E-03	2.940E-03	2.840E-03	0.982	346
1126	4.990E-03	5.160E-03	5.160E-03	5.103E-03	1.151	226
1221	1.800E-03	1.400E-03	1.220E-03	1.473E-03	0.604	410
1222	1.520E-03	1.280E-03	1.260E-03	1.353E-03	0.570	421
1223	1.221E-03	1.471E-03	1.410E-03	1.367E-03	0.604	442
1224	1.590E-03	1.812E-03	1.555E-03	1.652E-03	0.696	421
1225	2.640E-03	3.012E-03	2.920E-03	2.858E-03	0.828	290
1226	2.401E-03	2.600E-03	3.320E-03	2.774E-03	0.982	354
1321	1.550E-03	1.810E-03	1.700E-03	1.687E-03	0.696	413
1322	1.531E-03	1.500E-03	1.601E-03	1.544E-03	0.604	391
1323	1.308E-03	1.320E-03	1.351E-03	1.326E-03	0.570	430
1324	1.472E-03	1.530E-03	1.401E-03	1.468E-03	0.604	412
1325	2.120E-03	2.300E-03	2.390E-03	2.270E-03	0.696	307
1326	2.301E-03	2.010E-03	2.420E-03	2.244E-03	0.828	369
1421	2.360E-03	2.412E-03	2.171E-03	2.314E-03	0.828	358
1422	1.810E-03	2.060E-03	1.791E-03	1.887E-03	0.696	369
1423	1.540E-03	1.610E-03	1.521E-03	1.557E-03	0.604	388
1424	2.350E-03	2.520E-03	2.240E-03	2.370E-03	0.570	240
1425	2.513E-03	2.581E-03	2.760E-03	2.618E-03	0.604	231
1426	2.265E-03	2.380E-03	2.152E-03	2.266E-03	0.696	307
1521	2.920E-03	3.010E-03	2.810E-03	2.913E-03	0.982	337
1522	2.280E-03	3.100E-03	2.390E-03	2.590E-03	0.828	320
1523	2.360E-03	2.390E-03	2.280E-03	2.343E-03	0.696	297
1524	2.091E-03	2.043E-03	2.020E-03	2.051E-03	0.604	294
1525	2.060E-03	2.312E-03	2.400E-03	2.257E-03	0.570	253
1526	1.980E-03	1.970E-03	1.930E-03	1.960E-03	0.604	308
1621	2.910E-03	2.360E-03	2.532E-03	2.601E-03	1.151	443
1622	2.980E-03	2.950E-03	2.980E-03	2.970E-03	0.982	331
1623	2.570E-03	2.370E-03	2.490E-03	2.477E-03	0.828	334
1624	2.460E-03	2.310E-03	2.400E-03	2.390E-03	0.696	291
1625	2.510E-03	2.480E-03	2.510E-03	2.500E-03	0.604	242
1626	7.201E-04	4.000E-04	5.406E-04	5.535E-04	0.570	1030

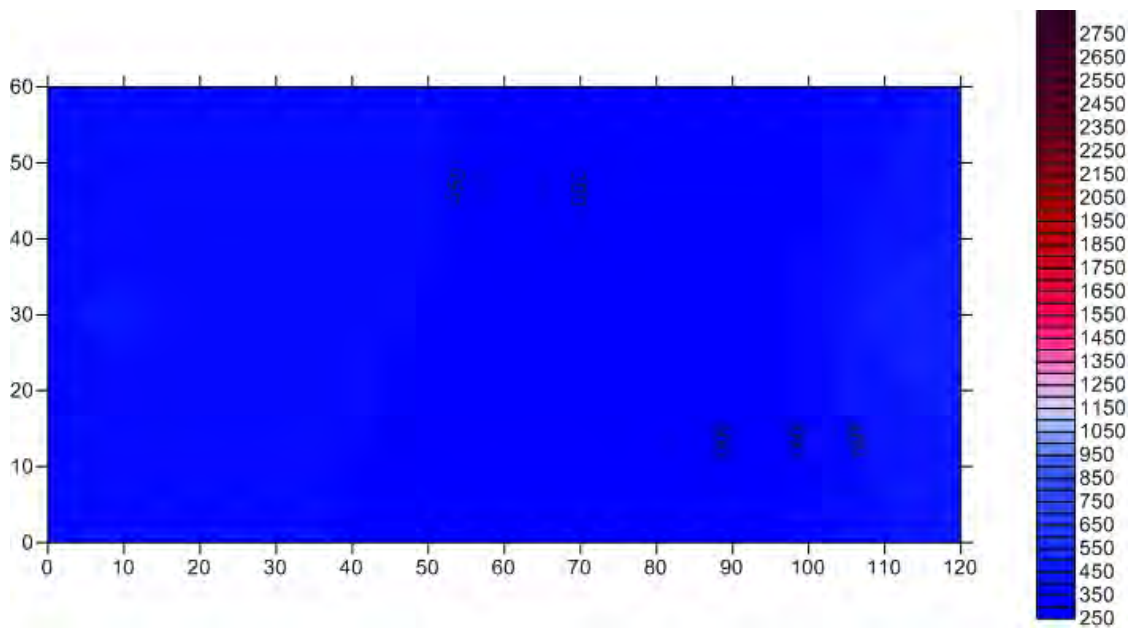


Figura 4.75: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D2, pre-iniezione

Tabella 4.16: Dati tomografia orizzontale post-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 HORIZONTAL POST						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	5.083E-04	4.940E-04	5.212E-04	5.078E-04	0.570	1122
1122	3.988E-04	4.275E-04	4.398E-04	4.220E-04	0.604	1431
1123	4.776E-04	4.682E-04	4.812E-04	4.757E-04	0.696	1463
1124	5.495E-04	5.478E-04	5.109E-04	5.360E-04	0.828	1545
1125	7.787E-04	7.788E-04	7.966E-04	7.847E-04	0.982	1251
1126	8.106E-04	8.171E-04	8.368E-04	8.215E-04	1.151	1401
1221	4.326E-04	3.627E-04	3.726E-04	3.893E-04	0.637	1637
1222	3.801E-04	3.404E-04	3.401E-04	3.535E-04	0.605	1711
1223	4.211E-04	3.716E-04	3.694E-04	3.874E-04	0.637	1645
1224	5.235E-04	4.454E-04	4.532E-04	4.740E-04	0.725	1530
1225	8.541E-04	7.781E-04	7.471E-04	7.931E-04	0.852	1074
1226	7.888E-04	7.675E-04	7.314E-04	7.626E-04	1.003	1315
1321	4.569E-04	4.098E-04	4.500E-04	4.389E-04	0.696	1586
1322	3.626E-04	3.257E-04	3.420E-04	3.434E-04	0.604	1759
1323	3.888E-04	3.717E-04	3.688E-04	3.765E-04	0.570	1514
1324	3.603E-04	3.210E-04	3.603E-04	3.472E-04	0.604	1740
1325	5.704E-04	5.686E-04	6.002E-04	5.797E-04	0.696	1201
1326	6.368E-04	6.022E-04	6.998E-04	6.462E-04	0.828	1281
1421	4.351E-04	4.521E-04	4.187E-04	4.353E-04	0.828	1902
1422	3.502E-04	3.418E-04	3.355E-04	3.425E-04	0.696	2032
1423	3.441E-04	3.908E-04	3.600E-04	3.650E-04	0.604	1655
1424	3.198E-04	3.299E-04	3.073E-04	3.190E-04	0.570	1787
1425	4.428E-04	4.516E-04	4.412E-04	4.452E-04	0.604	1357
1426	5.189E-04	5.401E-04	5.359E-04	5.316E-04	0.696	1309
1521	5.232E-04	4.653E-04	4.832E-04	4.905E-04	1.005	2048
1522	3.849E-04	3.553E-04	3.611E-04	3.671E-04	0.854	2326
1523	4.793E-04	4.610E-04	4.548E-04	4.650E-04	0.727	1564
1524	4.137E-04	3.534E-04	3.868E-04	3.846E-04	0.640	1663
1525	4.772E-04	3.924E-04	4.184E-04	4.293E-04	0.608	1415
1526	5.869E-04	5.269E-04	5.505E-04	5.548E-04	0.640	1153
1621	5.381E-04	5.905E-04	5.321E-04	5.536E-04	1.151	2079
1622	4.134E-04	4.458E-04	3.886E-04	4.159E-04	0.982	2361
1623	4.641E-04	5.340E-04	4.972E-04	4.984E-04	0.828	1661
1624	4.087E-04	4.588E-04	4.243E-04	4.306E-04	0.696	1616
1625	4.645E-04	5.031E-04	4.932E-04	4.869E-04	0.604	1240
1626	6.879E-04	7.556E-04	6.297E-04	6.911E-04	0.570	825

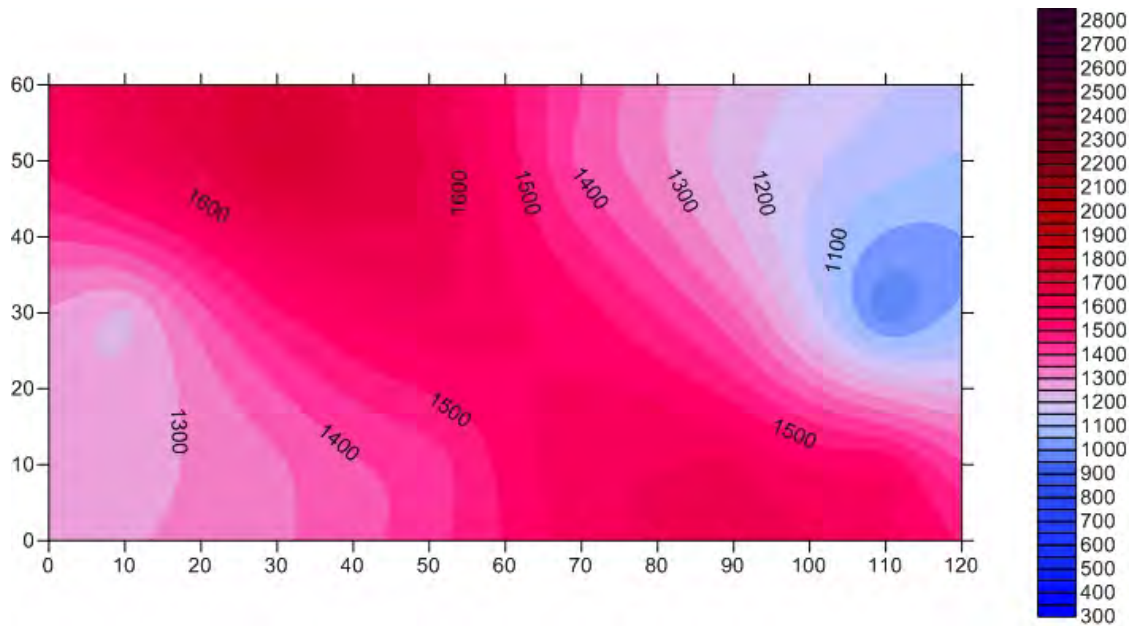


Figura 4.76: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D2, post-iniezione

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Tabella 4.17: Dati tomografia verticale pre-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 VERTICAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	5.000E-04	5.500E-04	5.308E-04	5.269E-04	0.570	1082
1122	4.603E-04	6.249E-04	5.902E-04	5.585E-04	0.604	1082
1123	7.450E-04	7.104E-04	6.817E-04	7.124E-04	0.696	977
1124	7.100E-04	7.600E-04	7.019E-04	7.240E-04	0.828	1144
1125	7.600E-04	5.700E-04	7.005E-04	6.768E-04	0.982	1451
1126	1.170E-03	1.140E-03	1.110E-03	1.140E-03	1.151	1010
2121	5.300E-04	5.500E-04	6.300E-04	5.700E-04	0.604	1060
2122	7.800E-04	7.200E-04	7.849E-04	7.616E-04	0.570	748
2123	7.700E-04	7.100E-04	7.700E-04	7.500E-04	0.604	805
2124	5.900E-04	5.800E-04	5.608E-04	5.769E-04	0.696	1206
2125	6.200E-04	5.500E-04	5.800E-04	5.833E-04	0.828	1419
2126	1.050E-03	8.000E-04	1.040E-03	9.633E-04	0.982	1019
3121	1.740E-03	1.440E-03	1.770E-03	1.650E-03	0.696	422
3122	8.400E-04	1.200E-03	1.300E-03	1.113E-03	0.604	542
3123	1.210E-03	1.170E-03	1.250E-03	1.210E-03	0.570	471
3124	8.807E-04	9.100E-04	1.030E-03	9.402E-04	0.604	642
3125	9.700E-04	8.400E-04	1.080E-03	9.633E-04	0.696	722
3126	1.440E-03	1.700E-03	1.470E-03	1.537E-03	0.828	539
4121	1.601E-03	1.500E-03	1.550E-03	1.550E-03	0.828	534
4122	1.250E-03	1.500E-03	1.330E-03	1.360E-03	0.696	512
4123	1.280E-03	1.400E-03	1.290E-03	1.323E-03	0.604	456
4124	1.220E-03	1.550E-03	1.230E-03	1.333E-03	0.570	428
4125	1.100E-03	1.150E-03	1.110E-03	1.120E-03	0.604	539
4126	1.140E-03	1.110E-03	1.145E-03	1.132E-03	0.696	615
5121	1.790E-03	1.785E-03	1.850E-03	1.808E-03	0.982	543
5122	1.640E-03	1.500E-03	1.440E-03	1.527E-03	0.828	542
5123	1.290E-03	1.550E-03	1.140E-03	1.327E-03	0.696	525
5124	1.250E-03	1.100E-03	1.380E-03	1.243E-03	0.604	486
5125	1.330E-03	1.260E-03	1.120E-03	1.237E-03	0.570	461
5126	1.820E-03	1.770E-03	1.715E-03	1.768E-03	0.604	342
6121	2.220E-03	1.720E-03	1.215E-03	1.718E-03	1.151	670
6122	?	2.530E-03	2.340E-03	2.435E-03	0.982	403
6123	2.090E-03	2.670E-03	2.090E-03	2.283E-03	0.828	363
6124	1.970E-03	?	2.460E-03	2.215E-03	0.696	314
6125	1.970E-03	2.300E-03	2.200E-03	2.157E-03	0.604	280
6126	1.790E-03	1.620E-03	1.810E-03	1.740E-03	0.570	328

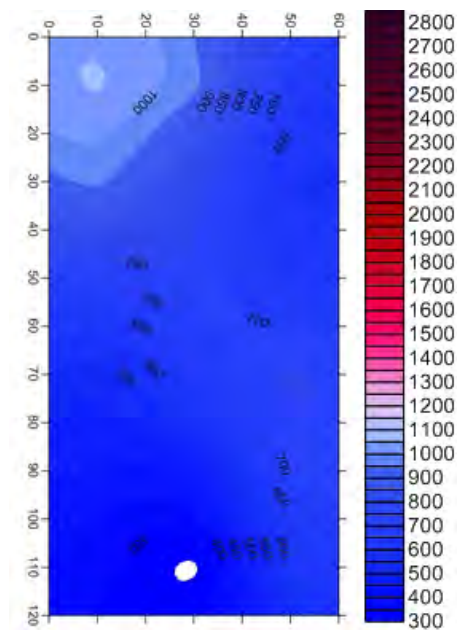


Figura 4.77: Elaborazione tomografia verticale del pannello D2, pre-iniezione

Tabella 4.18: Dati tomografia verticale post-iniezione pannello D2; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D2 VERTICAL POST						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	2.770E-04	2.858E-04	3.414E-04	3.014E-04	0.570	1891
1122	3.892E-04	3.870E-04	3.997E-04	3.920E-04	0.604	1541
1123	3.701E-04	3.607E-04	3.806E-04	3.705E-04	0.696	1879
1124	4.103E-04	4.066E-04	4.165E-04	4.112E-04	0.828	2014
1125	5.596E-04	5.544E-04	5.480E-04	5.540E-04	0.982	1773
1126	6.484E-04	6.519E-04	7.249E-04	6.751E-04	1.151	1705
2121	2.383E-04	2.202E-04	2.139E-04	2.241E-04	0.618	2758
2122	3.194E-04	2.796E-04	2.609E-04	2.866E-04	0.585	2041
2123	2.891E-04	2.781E-04	2.717E-04	2.796E-04	0.618	2211
2124	3.198E-04	3.059E-04	3.026E-04	3.094E-04	0.709	2290
2125	4.003E-04	3.865E-04	4.028E-04	3.966E-04	0.838	2113
2126	4.947E-04	5.266E-04	5.165E-04	5.126E-04	0.991	1933
3121	3.338E-04	3.210E-04	3.597E-04	3.381E-04	0.696	2058
3122	2.954E-04	3.105E-04	3.480E-04	3.180E-04	0.604	1900
3123	2.578E-04	2.563E-04	2.576E-04	2.572E-04	0.570	2216
3124	2.545E-04	2.923E-04	2.919E-04	2.796E-04	0.604	2160
3125	3.734E-04	4.377E-04	4.312E-04	4.141E-04	0.696	1681
3126	4.595E-04	5.383E-04	5.923E-04	5.300E-04	0.828	1562
4121	4.820E-04	4.375E-04	4.990E-04	4.728E-04	0.828	1751
4122	3.571E-04	3.577E-04	3.664E-04	3.604E-04	0.696	1931
4123	3.213E-04	3.215E-04	3.494E-04	3.308E-04	0.604	1826
4124	2.819E-04	3.147E-04	2.909E-04	2.959E-04	0.570	1927
4125	4.244E-04	4.107E-04	4.227E-04	4.193E-04	0.604	1441
4126	5.104E-04	5.156E-04	5.368E-04	5.209E-04	0.696	1336
5121	5.855E-04	5.405E-04	5.598E-04	5.619E-04	0.982	1748
5122	5.031E-04	4.793E-04	5.107E-04	4.977E-04	0.828	1664
5123	5.181E-04	4.891E-04	5.159E-04	5.077E-04	0.696	1371
5124	4.609E-04	4.423E-04	4.542E-04	4.524E-04	0.604	1335
5125	4.707E-04	4.814E-04	5.201E-04	4.907E-04	0.570	1162
5126	6.115E-04	5.796E-04	6.323E-04	6.078E-04	0.604	994
6121	6.563E-04	6.290E-04	5.982E-04	6.278E-04	1.151	1833
6122	5.416E-04	5.482E-04	5.062E-04	5.320E-04	0.982	1846
6123	5.997E-04	6.447E-04	5.866E-04	6.103E-04	0.828	1357
6124	?	7.369E-04	6.178E-04	6.773E-04	0.696	1028
6125	6.238E-04	6.702E-04	6.003E-04	6.314E-04	0.604	957
6126	5.346E-04	4.939E-04	4.954E-04	5.080E-04	0.570	1122

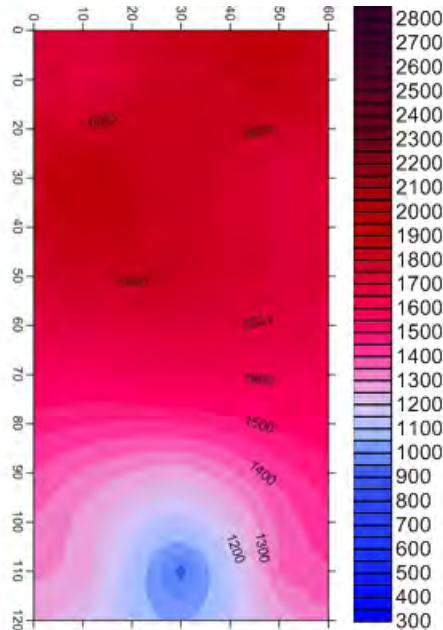


Figura 4.78: Elaborazione tomografia verticale del pannello D2, post-iniezione

4.3.1.3 Pannello D3

Anche il pannello D3 è stato consolidato con iniezione di malta a base di calce naturale; come nel caso precedente, si presentano in seguito i dati relativi alla muratura originale e alle condizioni post-consolidamento. In figura 4.79 sono riportati lo schema della trasparenza e i punti di battuta.

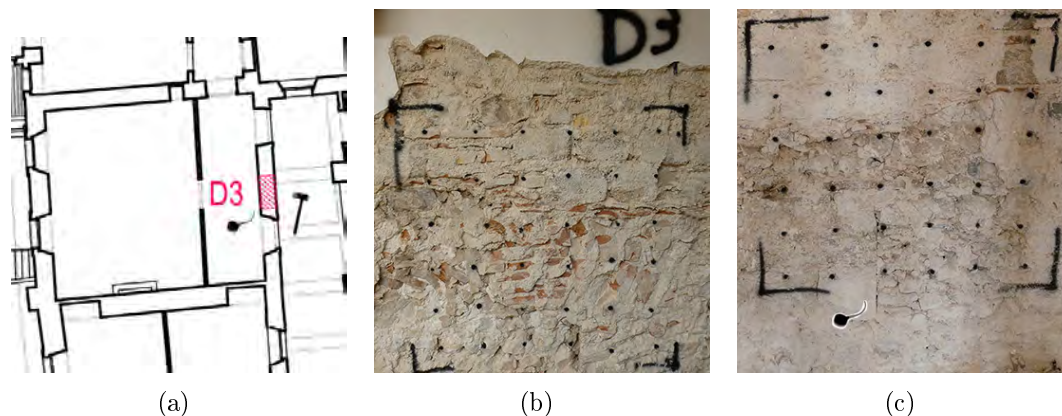


Figura 4.79: Schema prova sonica pannello D3 (a), lato martello (b) e lato accelerometro (c)

Si riportano i dati della trasparenza sonica pre-iniezione, in Tabella 4.19 e post-iniezione, in Tabella 4.20 relativi al pannello D3. L'istogramma in figura 4.80 riporta le velocità dei singoli punti di battuta, prima e dopo l'intervento. In rosso i valori pre-iniezione, in azzurro i valori post-iniezione. Il fatto che nei punti di battuta vicini ai bordi (3.1, 4.1, 5.1, ecc.) le velocità del pre-consolidato siano maggiori è dovuto al taglio irregolare eseguito per delimitare i pannelli, che ha rovinato la muratura e creato dei nuovi vuoti. Infatti i punti estremi si trovavano in prossimità delle grosse aperture date dal demolitore; non si considerano quindi rilevanti i risultati di tali punti. In figura 4.81 è riportata la mappatura delle velocità sonore nel pannello non consolidato, mentre in figura 4.82 è riportata la situazione post-iniezione. È evidente il miglioramento dato dal consolidamento. Come spiegato sopra, non si considerano significative le aree azzurre ai limiti del pannello, poiché dovute a errate condizioni al contorno. Nel complesso il pannello risulta iniettato in modo efficace; soltanto al centro del paramento permane una zona a velocità piuttosto bassa, indice di una cavità non riempita completamente. L'iniettabilità del pannello è confermata dalle tomografie; le Tabelle 4.21 e 4.22 riportano i valori ricavati dalle tomografie orizzontali (pre e post-intervento), mentre le Tabelle 4.23 e 4.24 sono relative alle tomografie verticali. Si evidenzia un'ottima penetrazione della miscela al centro del pannello.

Tabella 4.19: Dati trasparenza sonora pre-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D3 TRASP PRE						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	5.3704E-04	5.9273E-04	6.2470E-04	5.85E-04	0.51	872
12	5.1887E-04	5.0623E-04	4.7439E-04	5.00E-04	0.51	1020
13	9.2170E-05	1.4808E-04	1.2255E-04	1.21E-04	0.51	4217
14	5.1018E-04	2.9316E-04	2.8906E-04	3.64E-04	0.51	1401
15	1.9919E-04	2.0685E-04	2.5391E-04	2.20E-04	0.51	2318
16	1.7556E-04	1.3490E-04	1.4527E-04	1.52E-04	0.51	3357
21	6.9751E-04	6.0867E-04	5.0328E-04	6.03E-04	0.51	846
22	2.9372E-04	3.2067E-04	3.8341E-04	3.33E-04	0.51	1533
23	2.6747E-04	2.2530E-04	2.4304E-04	2.45E-04	0.51	2079
24	1.2419E-04	1.3948E-04	1.0146E-04	1.22E-04	0.51	4190
25	1.5081E-04	1.2827E-04	1.4287E-04	1.41E-04	0.51	3626
26	5.0010E-04	3.7598E-04	3.6045E-04	4.12E-04	0.51	1237
31	2.0559E-04	2.0516E-04	2.3956E-04	2.17E-04	0.51	2353
32	1.0491E-03	8.4509E-04	8.4371E-04	9.13E-04	0.51	559
33	1.1445E-03	8.3503E-04	7.6359E-04	9.14E-04	0.51	558
34	1.1183E-03	1.2102E-03	1.3977E-03	1.24E-03	0.51	411
35	9.0584E-04	4.2600E-04	1.0556E-03	7.96E-04	0.51	641
36	5.9594E-04	5.4302E-04	9.1652E-04	6.85E-04	0.51	744
41	4.5243E-04	4.2345E-04	4.8467E-04	4.54E-04	0.51	1125
42	7.0167E-04	1.1042E-03	1.7458E-04	6.60E-04	0.51	773
43	7.4447E-04	7.7546E-04	8.5223E-04	7.91E-04	0.51	645
44	1.0456E-03	9.0770E-04	1.1103E-03	1.02E-03	0.51	499
45	8.0301E-04	7.2062E-04	3.2643E-04	6.17E-04	0.51	827
46	1.0530E-03	1.1394E-03	1.4823E-03	1.22E-03	0.51	416
51	2.8249E-04	2.0114E-04	2.6549E-04	2.50E-04	0.51	2042
52	6.9337E-04	6.5991E-04	7.3954E-04	6.98E-04	0.51	731
53	8.9989E-04	9.5545E-04	7.9982E-04	8.85E-04	0.51	576
54	3.8136E-04	1.1426E-03	8.5996E-04	7.95E-04	0.51	642
55	3.3606E-04	3.7219E-04	4.4145E-04	3.83E-04	0.51	1331
56	1.1540E-03	1.0008E-03	9.1847E-04	1.02E-03	0.51	498
61	5.9589E-04	7.5260E-04	6.8204E-04	6.77E-04	0.51	753
62	6.3179E-04	7.6429E-04	6.5662E-04	6.84E-04	0.51	745
63	7.0807E-04	9.4609E-04	7.5402E-04	8.03E-04	0.51	635
64	1.0884E-03	8.9580E-04	9.7215E-04	9.85E-04	0.51	518
65	6.6588E-04	6.9906E-04	8.0290E-04	7.23E-04	0.51	706
66	6.2127E-04	5.8473E-04	6.8527E-04	6.30E-04	0.51	809

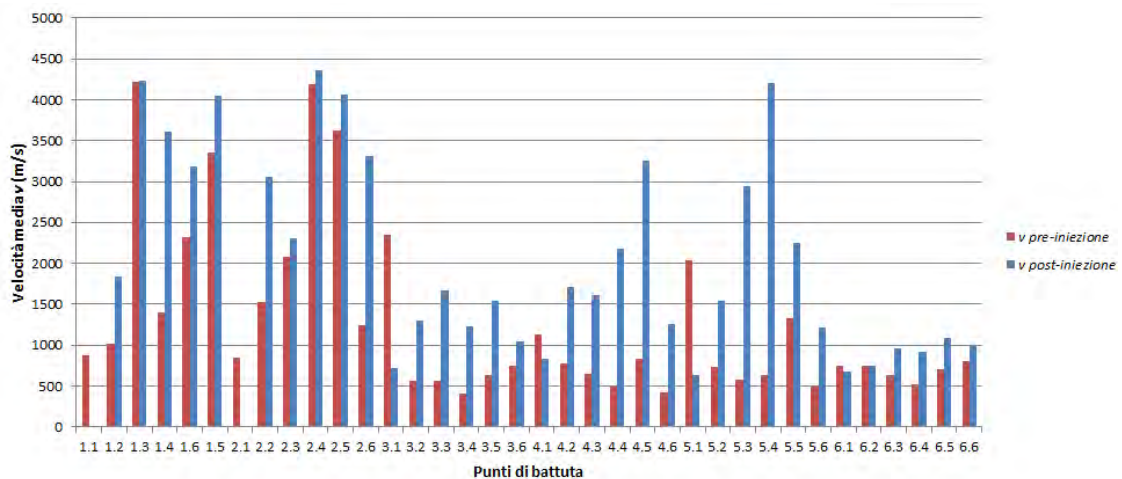


Figura 4.80: Istogramma delle velocità sonore medie per ogni percorso effettuato dall'onda nella muratura, pre e post-iniezione per il pannello D3

Tabella 4.20: Dati trasparenza sonora post-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, s =spessore muro, v_m =velocità media

D3 TRASP POST						
PUNTI	TEMPO DI VOLO			T_m (s)	s (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
11	5.3704E-04	5.9273E-04	6.2470E-04	5.85E-04	0.51	872
12	5.1887E-04	5.0623E-04	4.7439E-04	5.00E-04	0.51	1020
13	9.2170E-05	1.4808E-04	1.2255E-04	1.21E-04	0.51	4217
14	5.1018E-04	2.9316E-04	2.8906E-04	3.64E-04	0.51	1401
15	1.9919E-04	2.0685E-04	2.5391E-04	2.20E-04	0.51	2318
16	1.7556E-04	1.3490E-04	1.4527E-04	1.52E-04	0.51	3357
21	6.9751E-04	6.0867E-04	5.0328E-04	6.03E-04	0.51	846
22	2.9372E-04	3.2067E-04	3.8341E-04	3.33E-04	0.51	1533
23	2.6747E-04	2.2530E-04	2.4304E-04	2.45E-04	0.51	2079
24	1.2419E-04	1.3948E-04	1.0146E-04	1.22E-04	0.51	4190
25	1.5081E-04	1.2827E-04	1.4287E-04	1.41E-04	0.51	3626
26	5.0010E-04	3.7598E-04	3.6045E-04	4.12E-04	0.51	1237
31	2.0559E-04	2.0516E-04	2.3956E-04	2.17E-04	0.51	2353
32	1.0491E-03	8.4509E-04	8.4371E-04	9.13E-04	0.51	559
33	1.1445E-03	8.3503E-04	7.6359E-04	9.14E-04	0.51	558
34	1.1183E-03	1.2102E-03	1.3977E-03	1.24E-03	0.51	411
35	9.0584E-04	4.2600E-04	1.0556E-03	7.96E-04	0.51	641
36	5.9594E-04	5.4302E-04	9.1652E-04	6.85E-04	0.51	744
41	4.5243E-04	4.2345E-04	4.8467E-04	4.54E-04	0.51	1125
42	7.0167E-04	1.1042E-03	1.7458E-04	6.60E-04	0.51	773
43	7.4447E-04	7.7546E-04	8.5223E-04	7.91E-04	0.51	645
44	1.0456E-03	9.0770E-04	1.1103E-03	1.02E-03	0.51	499
45	8.0301E-04	7.2062E-04	3.2643E-04	6.17E-04	0.51	827
46	1.0530E-03	1.1394E-03	1.4823E-03	1.22E-03	0.51	416
51	2.8249E-04	2.0114E-04	2.6549E-04	2.50E-04	0.51	2042
52	6.9337E-04	6.5991E-04	7.3954E-04	6.98E-04	0.51	731
53	8.9989E-04	9.5545E-04	7.9982E-04	8.85E-04	0.51	576
54	3.8136E-04	1.1426E-03	8.5996E-04	7.95E-04	0.51	642
55	3.3606E-04	3.7219E-04	4.4145E-04	3.83E-04	0.51	1331
56	1.1540E-03	1.0008E-03	9.1847E-04	1.02E-03	0.51	498
61	5.9589E-04	7.5260E-04	6.8204E-04	6.77E-04	0.51	753
62	6.3179E-04	7.6429E-04	6.5662E-04	6.84E-04	0.51	745
63	7.0807E-04	9.4609E-04	7.5402E-04	8.03E-04	0.51	635
64	1.0884E-03	8.9580E-04	9.7215E-04	9.85E-04	0.51	518
65	6.6588E-04	6.9906E-04	8.0290E-04	7.23E-04	0.51	706
66	6.2127E-04	5.8473E-04	6.8527E-04	6.30E-04	0.51	809

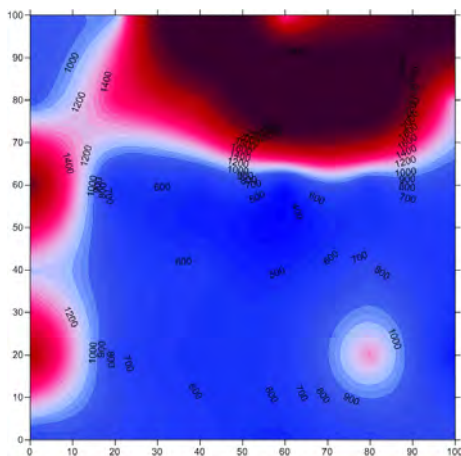


Figura 4.81: D3 pre-iniezione

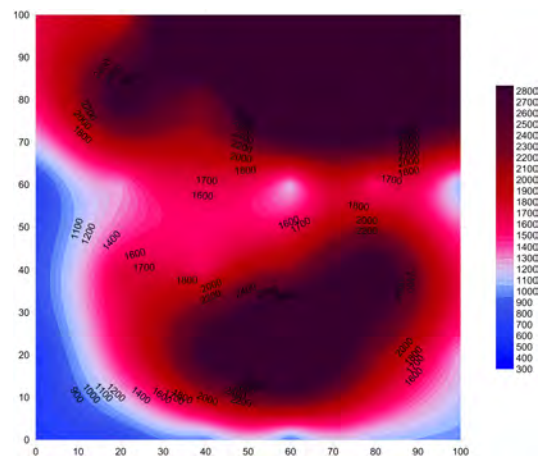


Figura 4.82: D3 post-iniezione

Tabella 4.21: Dati tomografia orizzontale pre-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 HORIZONTAL PRE						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	9.696E-04	9.392E-04	5.777E-04	8.288E-04	0.510	615
1122	1.787E-03	1.591E-03	1.493E-03	1.624E-03	0.548	337
1123	2.130E-03	2.233E-03	2.160E-03	2.174E-03	0.648	298
1124	3.233E-03	2.835E-03	2.652E-03	2.907E-03	0.788	271
1125	3.925E-03	3.918E-03	3.195E-03	3.679E-03	0.949	258
1126	3.746E-03	3.436E-03	3.703E-03	3.628E-03	1.123	309
1221	5.24E-04	6.06E-04	7.21E-04	6.168E-04	0.548	888
1222	5.77E-04	6.61E-04	6.99E-04	6.457E-04	0.510	790
1223	1.03E-03	1.11E-03	1.25E-03	1.130E-03	0.548	485
1224	1.23E-03	1.26E-03	1.25E-03	1.248E-03	0.648	519
1225	2.62E-03	2.37E-03	2.62E-03	2.538E-03	0.788	310
1226	2.52E-03	2.17E-03	2.61E-03	2.434E-03	0.949	390
1321	1.50E-03	1.83E-03	1.38E-03	1.572E-03	0.648	412
1322	1.45E-03	1.58E-03	1.76E-03	1.596E-03	0.548	343
1323	1.60E-03	1.21E-03	1.35E-03	1.388E-03	0.510	368
1324	1.26E-03	9.37E-04	1.18E-03	1.123E-03	0.548	488
1325	2.00E-03	1.73E-03	1.80E-03	1.844E-03	0.648	352
1326	2.60E-03	1.72E-03	2.49E-03	2.272E-03	0.788	347
1421	1.64E-03	1.42E-03	1.89E-03	1.651E-03	0.788	477
1422	1.39E-03	1.25E-03	1.59E-03	1.410E-03	0.648	460
1423	1.21E-03	1.01E-03	1.16E-03	1.126E-03	0.548	486
1424	1.25E-03	1.52E-03	1.23E-03	1.337E-03	0.510	381
1425	1.89E-03	1.68E-03	1.03E-03	1.536E-03	0.548	357
1426	1.76E-03	1.79E-03	1.43E-03	1.658E-03	0.648	391
1521	2.59E-03	2.37E-03	2.25E-03	2.401E-03	0.949	395
1522	2.14E-03	2.03E-03	1.95E-03	2.042E-03	0.788	386
1523	1.54E-03	1.44E-03	1.35E-03	1.446E-03	0.648	448
1524	1.14E-03	1.06E-03	1.09E-03	1.096E-03	0.548	500
1525	8.49E-04	8.19E-04	8.99E-04	8.555E-04	0.510	596
1526	5.85E-04	6.20E-04	5.78E-04	5.946E-04	0.548	922
1621	2.97E-03	2.27E-03	2.32E-03	2.521E-03	1.123	445
1622	3.58E-03	3.25E-03	2.38E-03	3.069E-03	0.949	309
1623	2.54E-03	2.68E-03	2.13E-03	2.447E-03	0.788	322
1624	1.90E-03	1.76E-03	1.55E-03	1.736E-03	0.648	373
1625	8.80E-04	8.90E-04	8.82E-04	8.838E-04	0.548	620
1626	8.39E-04	7.38E-04	8.02E-04	7.932E-04	0.510	643

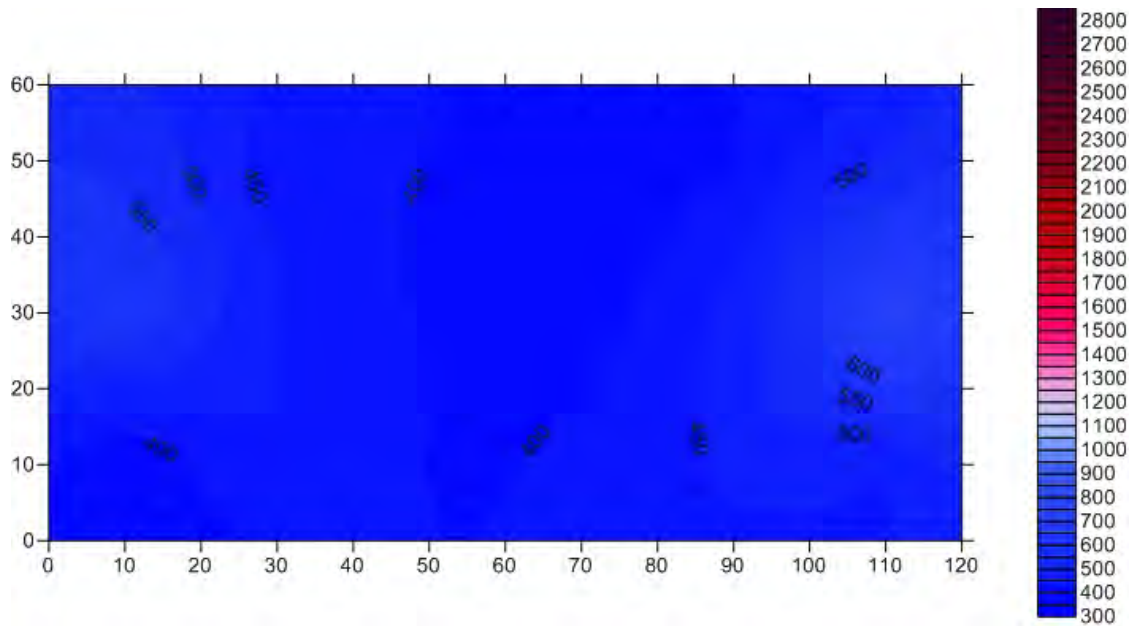


Figura 4.83: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D3, pre-iniezione

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Tabella 4.22: Dati tomografia orizzontale post-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 HORIZONTAL POST						
TOMOGRAFIA	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m	l	v_m
sigla	a	b	c	(s)	(m)	(m/s)
1121	6.240E-04	6.240E-04	6.357E-04	6.279E-04	0.510	812
1122	7.447E-04	7.322E-04	7.422E-04	7.397E-04	0.548	741
1123	4.777E-04	4.413E-04	4.229E-04	4.473E-04	0.648	1449
1124	5.147E-04	4.830E-04	4.635E-04	4.871E-04	0.788	1617
1125	6.696E-04	6.514E-04	6.413E-04	6.541E-04	0.949	1450
1126	7.166E-04	7.333E-04	7.483E-04	7.327E-04	1.123	1532
1221	5.46E-04	4.12E-04	3.92E-04	4.500E-04	0.548	1217
1222	5.25E-04	5.44E-04	5.51E-04	5.400E-04	0.510	944
1223	3.41E-04	3.16E-04	3.15E-04	3.241E-04	0.548	1690
1224	3.51E-04	3.60E-04	3.88E-04	3.666E-04	0.648	1768
1225	5.02E-04	5.19E-04	5.17E-04	5.124E-04	0.788	1537
1226	8.02E-04	7.98E-04	7.26E-04	7.751E-04	0.949	1224
1321	2.66E-04	4.01E-04	4.31E-04	3.657E-04	0.648	1772
1322	4.91E-04	4.94E-04	5.15E-04	5.000E-04	0.548	1096
1323	1.89E-04	1.96E-04	2.21E-04	2.018E-04	0.510	2528
1324	1.75E-04	2.63E-04	2.82E-04	2.399E-04	0.548	2283
1325	3.50E-04	3.59E-04	3.98E-04	3.691E-04	0.648	1756
1326	4.09E-04	5.31E-04	6.15E-04	5.186E-04	0.788	1519
1421	5.04E-04	4.18E-04	4.71E-04	4.645E-04	0.788	1697
1422	6.42E-04	5.69E-04	6.09E-04	6.064E-04	0.648	1069
1423	2.73E-04	2.45E-04	2.35E-04	2.509E-04	0.548	2184
1424	2.55E-04	2.54E-04	2.66E-04	2.581E-04	0.510	1976
1425	3.04E-04	2.82E-04	3.50E-04	3.122E-04	0.548	1755
1426	4.07E-04	3.48E-04	4.11E-04	3.887E-04	0.648	1667
1521	6.06E-04	5.85E-04	6.08E-04	5.996E-04	0.949	1582
1522	5.94E-04	5.08E-04	5.64E-04	5.554E-04	0.788	1419
1523	4.56E-04	4.56E-04	4.46E-04	4.529E-04	0.648	1431
1524	3.57E-04	3.38E-04	2.87E-04	3.273E-04	0.548	1674
1525	3.58E-04	3.04E-04	3.06E-04	3.225E-04	0.510	1582
1526	3.48E-04	3.40E-04	3.62E-04	3.501E-04	0.548	1565
1621	7.03E-04	7.18E-04	7.10E-04	7.103E-04	1.123	1580
1622	6.74E-04	6.55E-04	7.01E-04	6.765E-04	0.949	1403
1623	5.58E-04	6.00E-04	5.73E-04	5.769E-04	0.788	1366
1624	4.09E-04	3.58E-04	4.17E-04	3.947E-04	0.648	1642
1625	3.73E-04	3.47E-04	3.88E-04	3.692E-04	0.548	1484
1626	5.00E-04	4.60E-04	4.56E-04	4.720E-04	0.510	1081

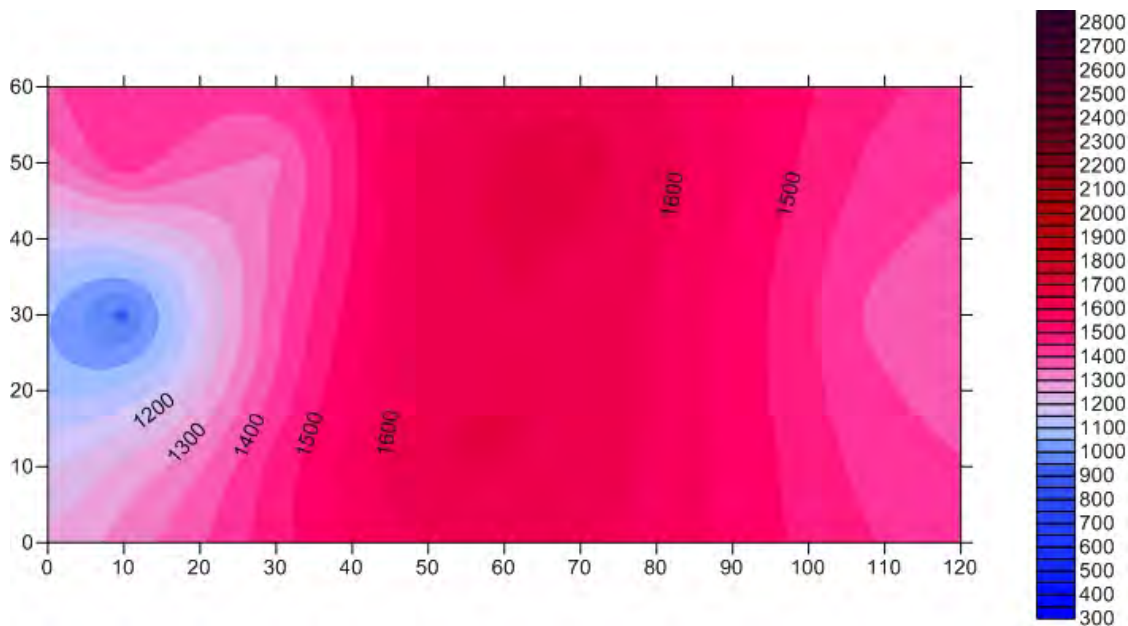


Figura 4.84: Elaborazione tomografia orizzontale del pannello D3, post-iniezione

Tabella 4.23: Dati tomografia verticale pre-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 VERTICAL PRE						
TOMOGRAFIA sigla	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m (s)	l (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
1121		1.01E-04		1.014E-04	0.510	5031
1122	3.10E-04	2.62E-04	2.79E-04	2.838E-04	0.548	1930
1123	1.95E-03	1.32E-03	1.23E-03	1.499E-03	0.648	432
1124	1.95E-03	1.77E-03	1.62E-03	1.779E-03	0.788	443
1125	1.16E-03	1.27E-03	2.17E-03	1.533E-03	0.949	619
1126	1.69E-03	1.81E-03	1.60E-03	1.699E-03	1.123	661
2121	1.981E-04	1.736E-04	1.932E-04	1.883E-04	0.548	2910
2122	3.340E-04	3.202E-04		3.271E-04	0.510	1559
2123	9.782E-04	1.111E-03	1.009E-03	1.033E-03	0.548	530
2124	1.972E-03	1.322E-03	1.200E-03	1.498E-03	0.648	433
2125	9.543E-04	9.223E-04	7.725E-04	8.830E-04	0.788	892
2126	1.153E-03	1.175E-03	1.055E-03	1.128E-03	0.949	841
3121	3.17E-04	5.71E-04	5.35E-04	4.743E-04	0.648	1366
3122	4.59E-04	5.98E-04	7.09E-04	5.885E-04	0.548	931
3123	1.35E-03	1.26E-03	1.47E-03	1.358E-03	0.510	376
3124	1.35E-03	1.60E-03	1.52E-03	1.487E-03	0.548	369
3125	9.53E-04	1.21E-03	1.15E-03	1.103E-03	0.648	588
3126	1.15E-03	1.31E-03	1.22E-03	1.228E-03	0.788	641
4121	1.148E-03	1.064E-03	1.293E-03	1.169E-03	0.788	674
4122	1.095E-03	1.205E-03	1.180E-03	1.160E-03	0.648	559
4123	1.565E-03	1.756E-03	1.452E-03	1.591E-03	0.548	344
4124	1.941E-03	1.842E-03	1.779E-03	1.854E-03	0.510	275
4125	1.040E-03	1.118E-03	9.958E-04	1.051E-03	0.548	521
4126	1.347E-03	1.480E-03	1.476E-03	1.434E-03	0.648	452
5121	1.11E-03	1.20E-03	1.15E-03	1.155E-03	0.949	822
5122	9.66E-04	9.19E-04	9.37E-04	9.409E-04	0.788	838
5123	1.96E-03	1.92E-03	1.72E-03	1.867E-03	0.648	347
5124	1.61E-03	1.61E-03	1.46E-03	1.558E-03	0.548	352
5125	9.96E-04	6.53E-04	5.92E-04	7.469E-04	0.510	683
5126	7.03E-04	6.40E-04	6.33E-04	6.587E-04	0.548	832
6121	1.048E-03	1.102E-03	1.182E-03	1.111E-03	1.123	1011
6122	9.856E-04	7.995E-04	9.475E-04	9.109E-04	0.949	1042
6123	1.538E-03	1.313E-03	1.475E-03	1.442E-03	0.788	546
6124	1.971E-03	1.737E-03	1.877E-03	1.862E-03	0.648	348
6125	1.226E-03	1.085E-03	1.148E-03	1.153E-03	0.548	475
6126	9.313E-04	6.990E-04	8.958E-04	8.420E-04	0.510	606

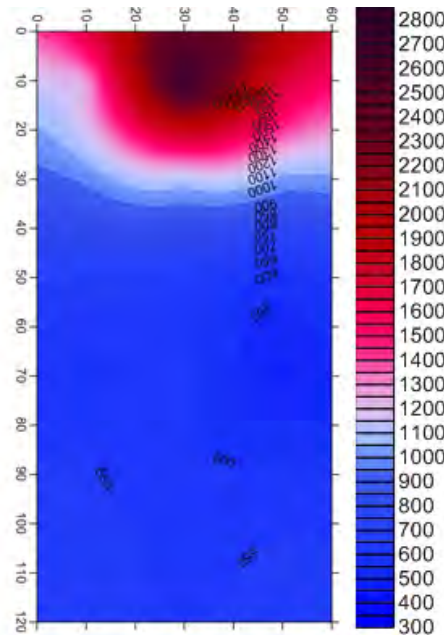


Figura 4.85: Elaborazione tomografia verticale del pannello D3, pre-iniezione

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Tabella 4.24: Dati tomografia verticale post-iniezione pannello D3; T_m =Tempo medio, l =lunghezza percorso, v_m =velocità media

D3 VERTICAL POST						
TOMOGRAFIA sigla	TEMPO DI PERCORRENZA (s)			T_m (s)	l (m)	v_m (m/s)
	a	b	c			
1121	1.21E-04	1.10E-04	1.12E-04	1.143E-04	0.510	4464
1122	1.49E-04	1.79E-04	1.70E-04	1.660E-04	0.548	3299
1123	2.48E-04	2.45E-04	2.66E-04	2.528E-04	0.648	2565
1124	3.69E-04	3.57E-04	4.42E-04	3.894E-04	0.788	2022
1125	4.44E-04	4.86E-04	5.11E-04	4.803E-04	0.949	1975
1126	5.68E-04	6.01E-04	6.53E-04	6.075E-04	1.123	1848
2121	1.494E-04	1.293E-04	1.490E-04	1.426E-04	0.571	4006
2122	1.178E-04	1.111E-04	1.257E-04	1.182E-04	0.535	4526
2123	1.614E-04	1.744E-04	1.896E-04	1.751E-04	0.571	3262
2124	3.431E-04	3.560E-04	3.808E-04	3.600E-04	0.668	1856
2125	3.937E-04	3.960E-04	4.010E-04	3.969E-04	0.804	2025
2126	5.622E-04	5.709E-04	5.638E-04	5.656E-04	0.962	1701
3121	2.13E-04	2.41E-04	2.54E-04	2.357E-04	0.648	2749
3122	2.07E-04	2.12E-04	2.83E-04	2.340E-04	0.548	2341
3123	3.16E-04	2.89E-04	2.77E-04	2.939E-04	0.510	1736
3124	3.27E-04	3.02E-04	3.25E-04	3.180E-04	0.548	1722
3125	3.59E-04	3.39E-04	4.06E-04	3.680E-04	0.648	1762
3126	5.16E-04	5.00E-04	5.31E-04	5.156E-04	0.788	1527
4121	3.282E-04	3.024E-04	3.116E-04	3.141E-04	0.788	2509
4122	2.988E-04	3.842E-04	3.252E-04	3.361E-04	0.648	1928
4123	3.382E-04	4.329E-04	3.820E-04	3.844E-04	0.548	1426
4124	3.582E-04	4.629E-04	4.141E-04	4.117E-04	0.510	1239
4125	2.698E-04	2.914E-04	2.549E-04	2.720E-04	0.548	2014
4126	4.018E-04	5.307E-04	3.891E-04	4.405E-04	0.648	1472
5121	4.48E-04	4.01E-04	4.18E-04	4.222E-04	0.954	2260
5122	4.29E-04	3.68E-04	3.80E-04	3.923E-04	0.794	2024
5123	4.56E-04	3.82E-04	4.37E-04	4.248E-04	0.656	1544
5124	3.74E-04	3.21E-04	3.17E-04	3.375E-04	0.557	1651
5125	3.39E-04	2.89E-04	2.92E-04	3.070E-04	0.520	1694
5126	4.08E-04	3.42E-04	3.59E-04	3.697E-04	0.557	1507
6121	5.361E-04	5.381E-04	5.472E-04	5.405E-04	1.123	2077
6122	4.764E-04	5.239E-04	5.238E-04	5.080E-04	0.949	1868
6123	5.469E-04	5.857E-04	5.952E-04	5.760E-04	0.788	1368
6124	3.886E-04	4.166E-04	4.258E-04	4.103E-04	0.648	1579
6125	3.029E-04	3.412E-04	3.650E-04	3.364E-04	0.548	1629
6126	4.384E-04	4.718E-04	5.951E-04	5.017E-04	0.510	1016

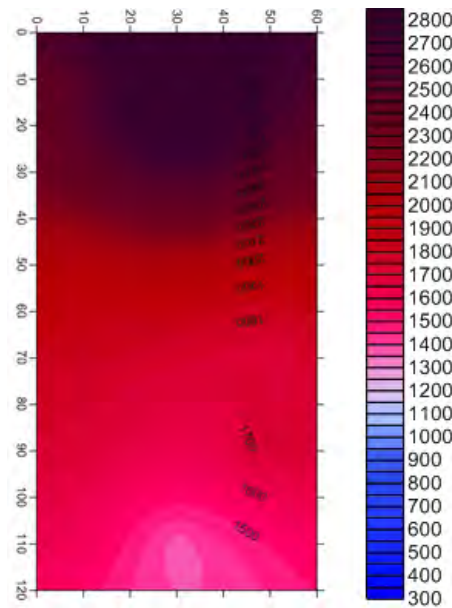


Figura 4.86: Elaborazione tomografia verticale del pannello D3, post-iniezione

4.3.1.4 Confronto tra pannelli

Alcune considerazioni si possono trarre confrontando le velocità soniche (pre e post-iniezione) dei diversi pannelli, che al fine sperimentale vengono considerati identici per quanto riguarda le proprietà meccaniche. L'istogramma in figura 4.87 confronta le diverse velocità dei tre pannelli campione, ricavate dalle trasparenze soniche, ed evidenzia una netta differenza del pannello D3, che D3 risulta essere più "compatto" (con una minor presenza di vuoti o con un maggior numero di pietre passanti) degli altri due, con una velocità sonica media di $1284m/s$. Molto più simili tra loro, invece, sono i pannelli D1 e il D2, sebbene il primo sia leggermente migliore del secondo, con una velocità sonica media di $790m/s$ contro i $657m/s$ del pannello D2.

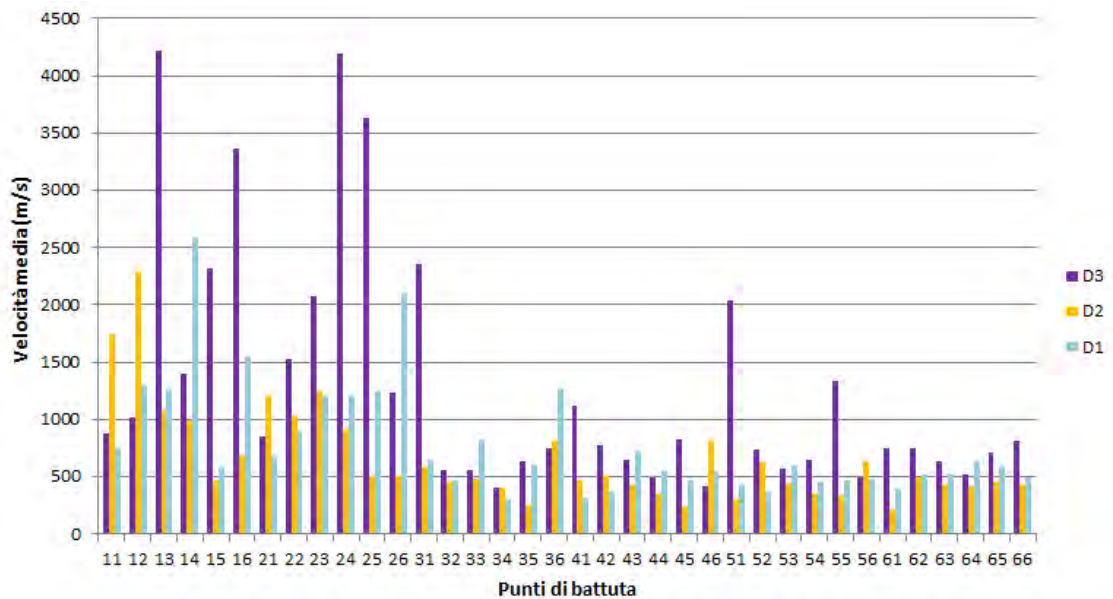


Figura 4.87: Confronto delle velocità soniche pre-iniezione

La differenza tra i pannelli D2 e D3 diminuisce notevolmente in seguito al consolidamento tramite iniezione, come si vede dall'istogramma in figura 4.88; le nuove velocità soniche medie risultano essere di $1557m/s$ per il pannello D2 e $1959m/s$ per il pannello D3.

Un ultimo confronto significativo è quello tra il diagramma in figura 4.88 e le velocità soniche del pannello D1 non consolidato. È infatti in questa situazione (D1 non consolidato, D2 e D3 consolidati) che si sono eseguite le prove diagonali. Tali dati sono riportanti in figura 4.89, (epurati dei valori perimetrali non significativi). Ad eccezione dei punti di battuta della riga 1 (la più alta) in cui il pannello D1 riporta dei blocchi in calcestruzzo passanti, si notano notevoli differenze tra le velocità nei pannelli iniettati e le velocità nel pannello non rinforzato.

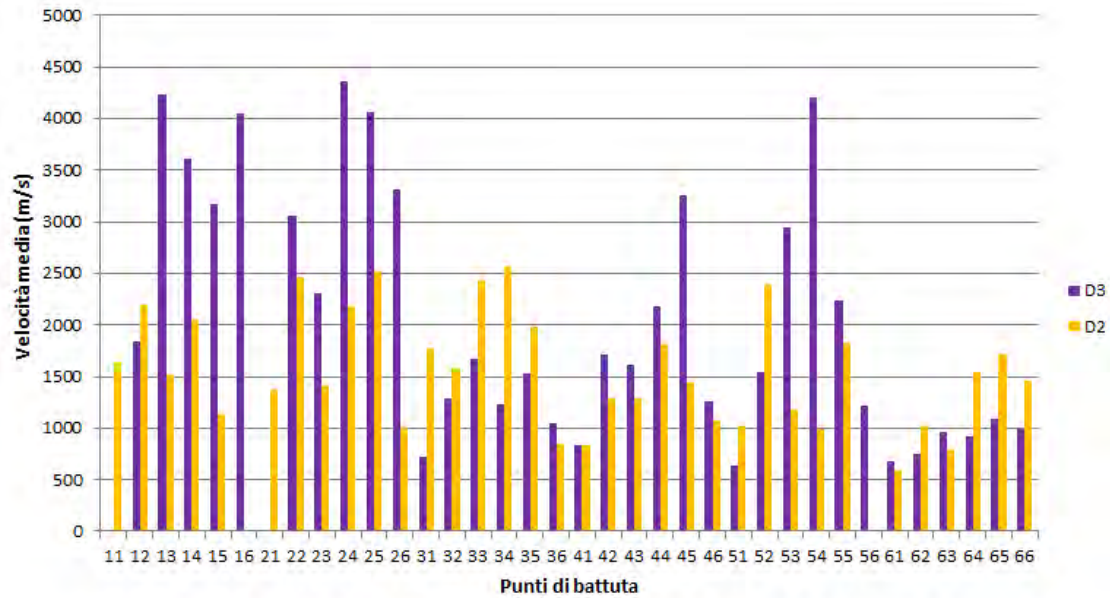


Figura 4.88: Confronto delle velocità soniche post-iniezione

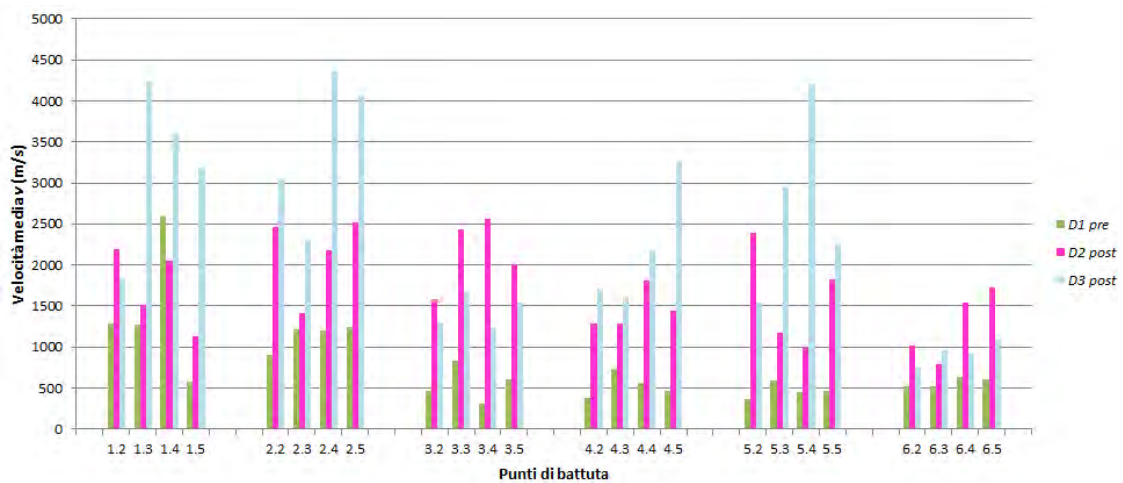


Figura 4.89: Confronto delle velocità soniche dei pannelli campione così come si presentano prima della prova di compressione diagonale

4.3.2 Endoscopie

Per completare il primo sopralluogo in sito sono state eseguite quattro prove endoscopiche, al fine di esaminare la composizione muraria e la presenza di vuoti all'interno dello spessore del paramento. Due prove indagano la parete al piano terra laddove verranno eseguiti i martinetti piatti doppi, e due prove riguardano il secondo piano e indagano i pannelli D2 e D3, ossia i due pannelli che verranno iniettati. Come già detto nel Paragrafo 1.4.1.2, le endoscopie sono molto utili per la valutazione dei vuoti nella parete e quindi per la definizione dell'iniettabilità del muro. Soltanto due dei quattro casi indicati hanno richiesto fori aggiuntivi; per due indagini, infatti, sono state utilizzate cavità già presenti nella muratura sufficientemente ampie e profonde per far penetrare l'endoscopio all'interno del paramento. In figura 4.90 si riportano alcune immagini ricavate dalle prove endoscopiche all'interno delle delle quattro cavità.

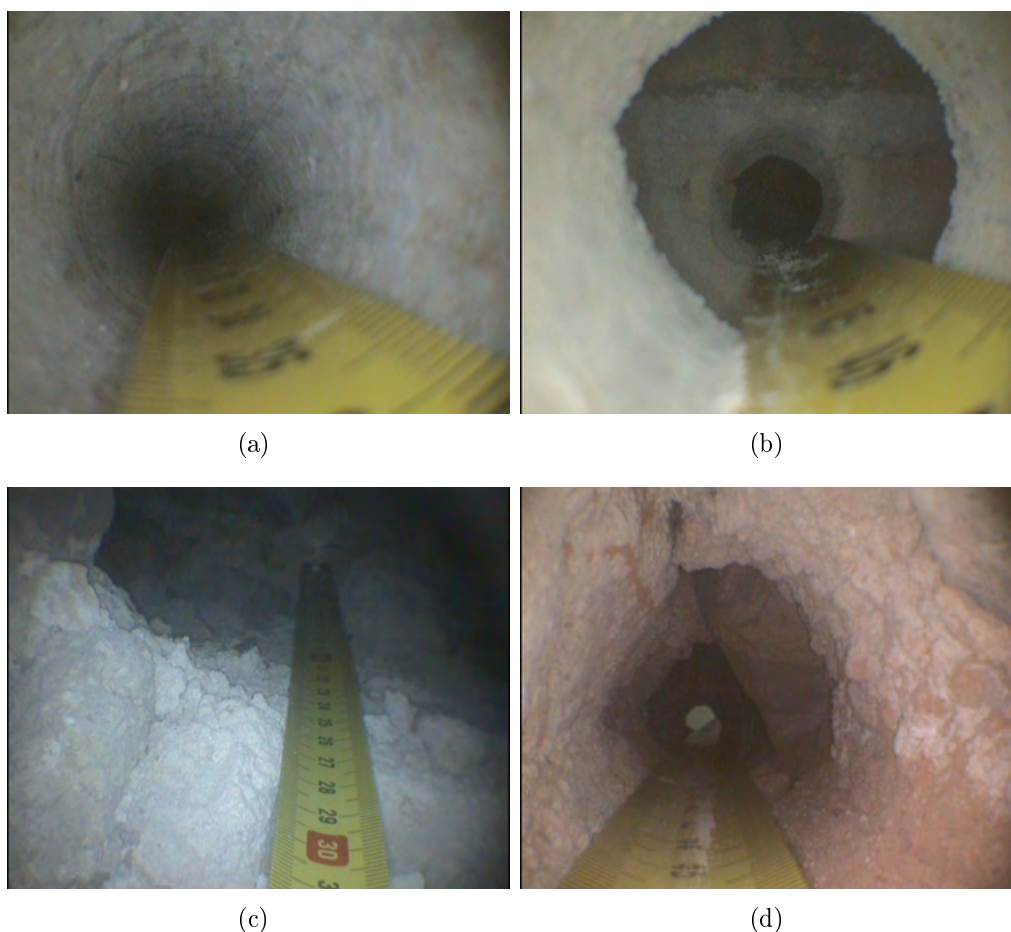


Figura 4.90: Immagini videoendoscopiche; piano terra (a e b), pannello D2 (c), pannello D3 (d)

Le immagini fotografate evidenziano la presenza di grosse cavità all'interno del paramento murario, figura 4.90(b), di elementi sconnessi e legante farinoso e inefficiente, figura 4.90(d), di presenza di materiali differenti o di composizione variegata. La prova videoscopica ha quindi confermato le ipotesi che una sem-

plice ispezione visiva aveva già avanzato; penetrando all'interno della muratura, al di là dell'individuazione di situazioni puntuali rilevanti (come la grossa discontinuità presente in figura 4.90(b)) è possibile, ad esempio, valutare l'iniettabilità della muratura. Nel caso specifico, difatti, la frequente presenza di vuoti suggerisce un intervento di consolidamento mediante iniezione; si potrà inoltre prevedere, a grandi linee, la quantità di miscela che verrà inietta. Nella muratura in esame, infatti, a causa delle cavità interne presenti, ci si aspetta di utilizzare una quantità di miscela non indifferente.

4.3.3 Risultati martinetti piatti doppi

L'elaborazione dei dati ricavati dalla prova dei martinetti piatti doppi permette di ricavare i moduli elastici (tangente e secante) della muratura e a fare valutazioni sul comportamento a compressione del pannello (1.4.1.3). Nel caso in esame, la prova permette inoltre di valutare l'efficacia dell'intervento di consolidamento, confrontando i risultati del pannello non consolidato e del pannello consolidato.

4.3.3.1 Pannello MPD_NC.

L'elaborazione dei dati del pannello non consolidato risulta di non semplice interpretazione, in quanto la pessima tessitura muraria ha provocato fenomeni di rotazione dei conci in fase di compressione; tale situazione vanifica i rilevamenti dei potenziometri, che non misurano più l'effettiva deformazione della porzione muraria data dalla compressione, bensì lo spostamento del singolo concio (o dei conci limitrofi) su cui lo strumento è ancorato. Nel caso specifico i dati rilevati dai potenziometri numero 3 e numero 4 sono risultati inconsistenti; i numeri assegnati ai potenziometri fanno riferimento allo schema riportato in figura 4.91(a). Come si vede in figura 4.91(b) i pot 3 e pot 4 rilevano dei valori di deformazione negativi, ossia gli strumenti si allungano (in caso di compressione, ovviamente gli strumenti in posizione verticale dovrebbero accorciarsi); comportamento simile è manifestato anche dal potenziometro numero 5, ma soltanto in seguito al terzo carico di prova. L'unico potenziometro che restituisce valori accettabili è il 6, che in quanto orizzontale, si estende in seguito all'espansione laterale data dalla compressione del pannello. Nel complesso, dunque, sono stati analizzati i dati relativi ai primi tre cicli di carico (fino ad un σ di 0.9 Mpa) misurati dal potenziometro numero 5 (verticale) e numero 6 (orizzontale).

Il grafico in figura 4.92 illustra l'elaborazione finale dei dati, riportando la deformazione del potenziometro orizzontale e la media dei tre potenziometri verticali. L'irregolarità dei conci è evidente proprio dal diagramma delle deformazioni verticali; la curva di inviluppo, figura 4.93(a) risulta essere una linea spezzata con evidenti cambi di pendenza tra i vari step di carico, e l'aumento di pendenza della curva all'aumentare del carico è un fenomeno insolito, probabilmente dovuto alla cattiva qualità muraria. Concentrandoci nelle deformazioni verticali, Tabella 4.25, e nei valori dei moduli elastici, figura 4.93(b) è possibile ipotizzare un comportamento non omogeneo della muratura: all'inizio della prova il pannello subisce una notevole deformazione senza che l'incremento di carico sia consistente (prima parte di grafico); è soltanto in seguito alla compattazione dei conci che il pannello inizia

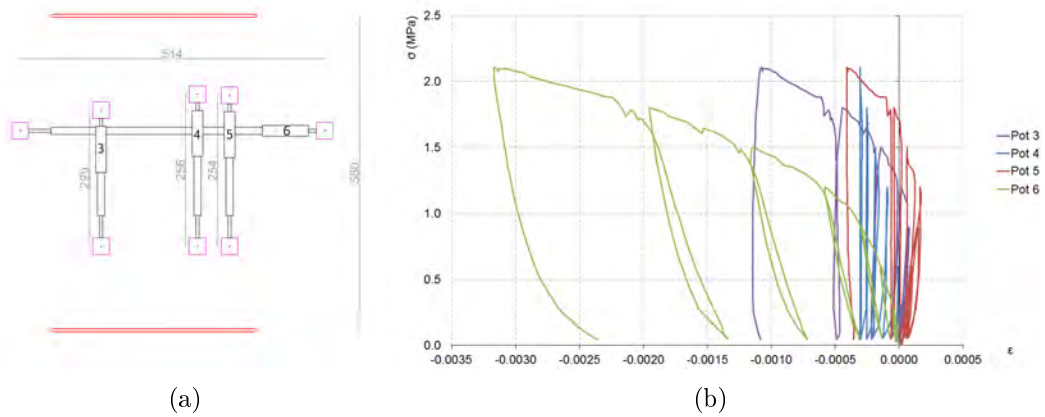


Figura 4.91: Provino MPD_NC: schema potenziometri (a), grafico sforzo-deformazioni rilevato (b)

a manifestare una certa resistenza al carico di compressione; è da questo punto di flessione che si sono valutati i valori dei moduli elastici, tralasciando le prime deformazioni, sicuramente dovute ad assestamenti. Il secondo ciclo di carico restituisce un modulo elastico tangenziale maggiore del primo, a conferma che la muratura ha delle riserve di resistenza, e cioè che prima non era del tutto assestata. La stessa situazione si può evincere dall'analisi del modulo di taglio secante, figura 4.93(c), calcolato in fase di scarico. Anche in questo caso i valori (e quindi la pendenza dei segmenti) aumentano tra il primo e secondo carico. Il carico massimo considerato per l'elaborazione è 0.9 Mpa, sebbene il carico massimo raggiunto in sito sia di 2.1 Mpa.

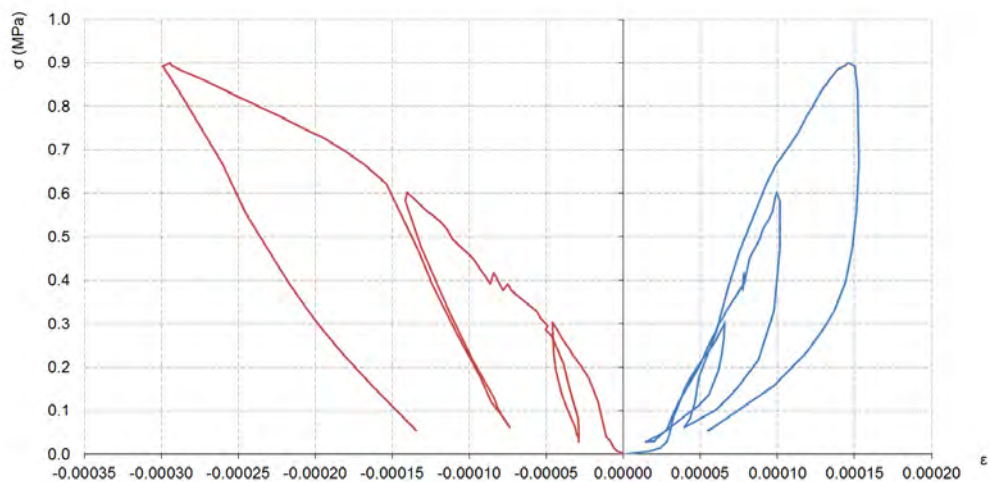
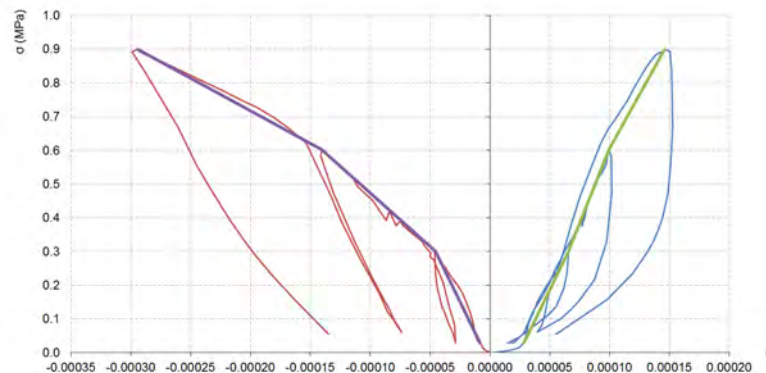


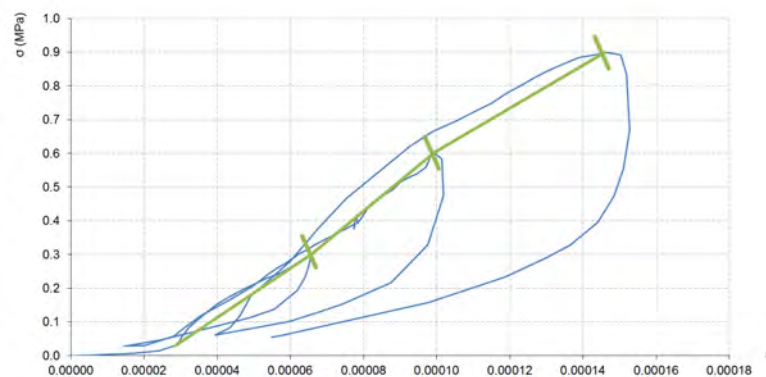
Figura 4.92: Provino MPD_NC: grafico sforzo-deformazione elaborato

4.3.3.2 Pannello MPD_C

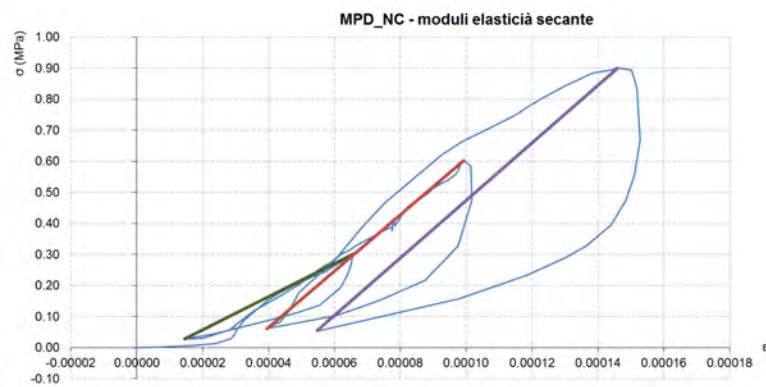
L'analisi della muratura post consolidamento dimostra un miglioramento notevole sia dal punto di vista del comportamento del pannello, sia in riferimento alle mas-



(a)



(b)



(c)

Figura 4.93: Provino MPD_NC: involucro della curva di carico per la base di misura orizzontale (viola) e verticale (verde) (a), rappresentazione grafica dei moduli di elasticità tangenziale (b) e dei moduli di elasticità secante (c), per i vari cicli di carico

Tabella 4.25: MPD_NC: valori dei moduli di elasticità tangenziale E_{ti} in fase di carico e secante E_{si} in fase di scarico

ciclo	$\Delta\sigma$	$\Delta\epsilon$	$E_{ti}(Mpa)$	$E_{ti}(\%)$	$E_{si}(Mpa)$
0-0.3	0.3	0.00004	8067	100	5320
0.3-0.6	0.3	0.00003	8949	111	9051
0.6-0.9	0.3	0.00005	6434	80	9283

sime condizioni di carico raggiunte. Tutti e cinque i potenziometri, figura 4.94(a) rilevano una risposta omogenea da parte della muratura: il grafico risultante, figura 4.94(b), mostra infatti i quattro potenziometri verticali rilevare delle compressioni (valori positivi) riportando dei grafici molto più lineari rispetto a quelli del pannello non consolidato. Anche il potenziometro orizzontale (pot7) fornisce dati significativi rilevando un'espansione (valori negativi) della muratura verso i lati.

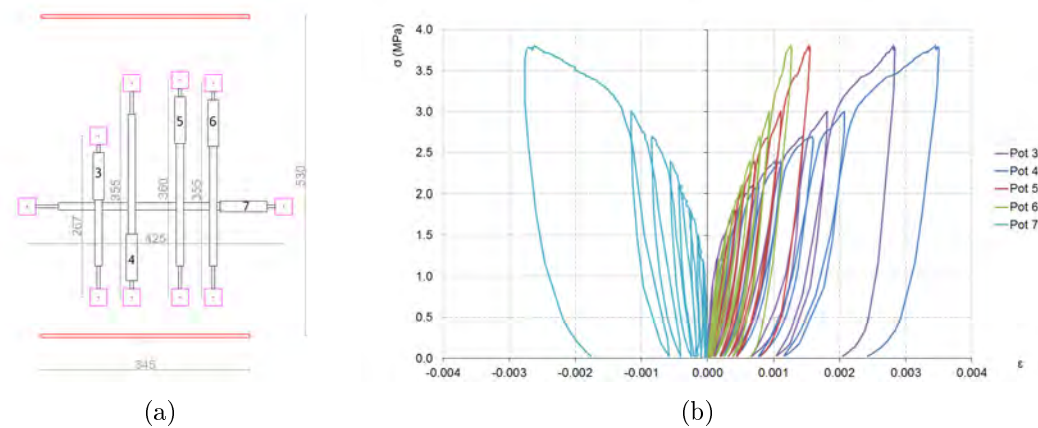
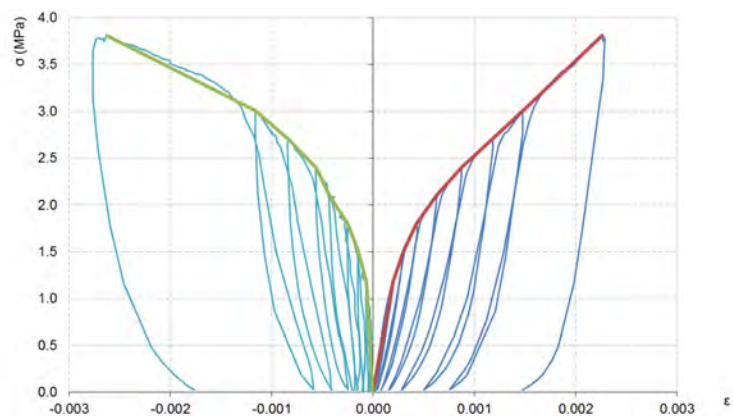


Figura 4.94: Provino MPD_C: schema potenziometri (a), grafico sforzo-deformazioni rilevato (b)

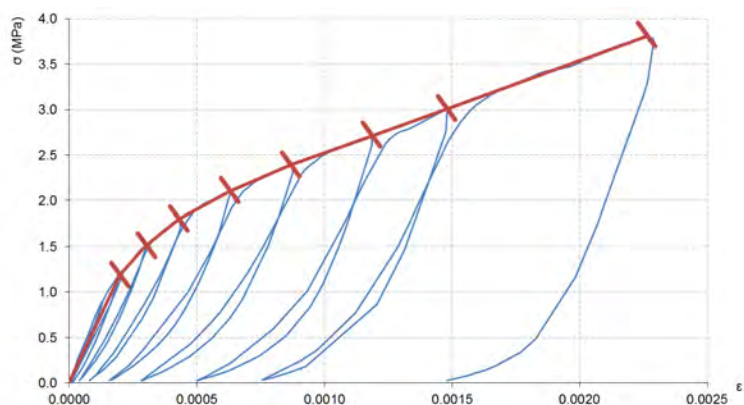
In Tabella 4.26 i valori del modulo elastico decrescono all'aumentare dello sforzo di compressione, e la curva di inviluppo risultante, figura 4.95(a), ha un andamento molto simile a quello identificato in letteratura, a dimostrare come il consolidamento abbia migliorato notevolmente il comportamento della muratura. In figura 4.95 sono inoltre riportate le rappresentazioni grafiche dei moduli di elasticità tangente, figura 4.95(b), e dei moduli di elasticità secante, figura 4.95(c), in fase di scarico.

L'ultimo ciclo di carico (3.0-3.8 Mpa) il modulo elastico è maggiore, poiché l'intervallo considerato è più ampio (0.8 invece di 0.3 Mpa): all'ottavo ciclo, infatti, i dati per caratterizzare la muratura erano sufficienti e si è aumentato il carico fino ad evidenziare un comportamento di tipo plastico, e quindi un avvicinarsi della condizione di rottura; per tale ragione il valore del modulo elastico dell'ultimo ciclo non è significativo. Il massimo carico raggiunto è di 3.8 Mpa, decisamente più alto dei 2.1 Mpa caratterizzanti il pannello non consolidato.

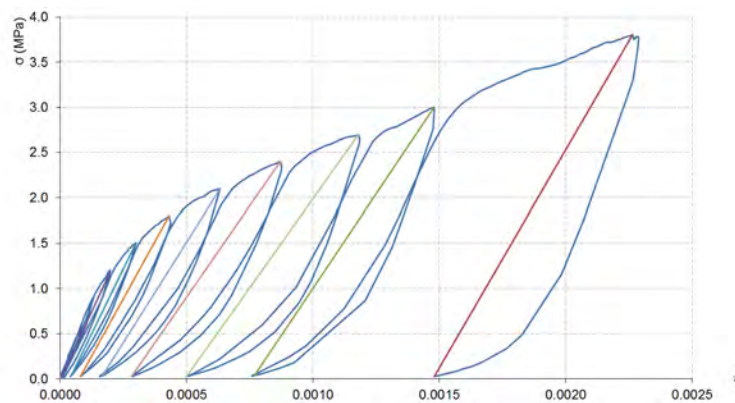
Ciò che va sottolineato maggiormente, tuttavia, è la "pulizia" del grafico ottenuto, che denota una risposta omogenea da parte di tutto il pannello testato, e un comportamento di tipo elasto-plastico. Si può quindi concludere che il beneficio



(a)



(b)



(c)

Figura 4.95: Provino MPD_C: involucre della curva di carico per la base di misura orizzontale (verde) e per la media delle basi verticali (rosso) (a), moduli di elasticità tangenziale (b) e moduli di elasticità secante (c), per i vari cicli di carico

Tabella 4.26: MPD_C: valori del modulo di elasticità tangenziale E_{ti} in fase di carico e secante E_{si} in fase di scarico

ciclo	$\Delta\sigma$	$\Delta\epsilon$	$E_{ti}(Mpa)$	$E_{ti} (\%)$	$E_{si}(Mpa)$
0-1.2	1.2	0.00021	6074	100	6061
1.2-1.5	0.3	0.00012	2907	48	5735
1.5-1.8	0.3	0.00013	2291	38	5054
1.8-2.1	0.3	0.00024	1491	25	4431
2.1-2.4	0.3	0.00024	1252	21	4026
2.4-2.7	0.3	0.00031	977	16	3935
2.7-3.0	0.3	0.00032	998	16	4177
3.0-3.8	0.8	0.00078	1021	17	4820

dato dal consolidamento è notevole, sia in termini di resistenza a compressione, sia (e soprattutto) in termini di risposta strutturale del pannello, che dimostra omogeneità e monolitismo.

4.3.4 Risultati prove di compressione diagonale

La sezione seguente presenta l'analisi dei risultati delle prove di compressione diagonale effettuate sui pannelli D1 (non rinforzato), D2 e D3 (iniettati e rinforzati con materiale composito). Dai dati registrati in fase di prova, si sono ricavate le caratteristiche del pannello (o più precisamente, del centro del pannello) ed è stata valutata l'efficacia dell'intervento di consolidamento effettuato. Per i pannelli consolidati (D2 e D3) si è inoltre studiata la deformazione puntuale della fibra, elaborando e interpretando i dati rilevati dai trasduttori di deformabilità (DD1) installati sulle fasce orizzontali e verticali del rinforzo in composito. In generale si è seguita la procedura descritta in 1.4.1.4 per valutare i valori del modulo di taglio G al centro del pannello; si esprimono due valori del modulo di taglio G per ogni pannello, che rappresentano il modulo di taglio del centro del pannello per valori di carico compresi tra il 10 e il 30% e per valori tra il 30 e il 60% del carico finale. In Tabella 4.27 sono riportati i dati rilevati o calcolati, necessari a individuare i moduli di taglio dei pannelli.

Tabella 4.27: Dati significativi pannelli campione; i potenziometri 1 e 3 sono quelli sulla diagonale tesa, i 2 e 4 sulla diagonale compressa

		D1	D2	D3
l-trasduttori [mm]	1	730	853	878
	2	608	875	871
	3	860	875	835
	4	862	875	888
Δl-trasduttori [mm]	$\Delta l1$	2.056	0.402	1.047
	$\Delta l2$	-0.542	-0.163	-0.923
	$\Delta l3$	2.681	0.831	1.200
	$\Delta l4$	-6.118	-0.511	0.000
deformazioni massime	ϵ_1	0.00282	0.00047	0.00119
	ϵ_2	-0.00089	-0.00019	-0.00106
	ϵ_3	0.00312	0.00095	0.00144
	ϵ_4	-0.00710	-0.00058	0.00000
valori notevoli [N/mm^2]	F_u/A	0.3043	0.4164	0.4716
	$\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$	0.1704	0.2332	0.2641
	τ	0.3195	0.4373	0.4952
	f_t	0.1521	0.2082	0.2358
	τ_0	0.1014	0.1388	0.1572
scorrimento angolare	ϵ_c	0.0030	0.0007	0.0013
	ϵ_t	-0.0040	-0.0004	-0.0005
	γ	0.0070	0.0011	0.0018

4.3.4.1 Pannello D1

La prova di compressione diagonale eseguita sul pannello D1, ha previsto 11 cicli di carico-scarico, e la rottura del pannello si è riscontrata ad un valore di 0.304 MPa. In figura 4.96(a) si riporta il quadro fessurativo rilevato nei due paramenti del pannello, mentre il diagramma $\sigma - \epsilon$ in figura 4.96(b) illustra i valori rilevati dai quattro potenziometri per i diversi cicli di carico-scarico.

Si nota innanzitutto una notevole differenza di comportamento tra il paramento interno e il paramento esterno, evidente sia dal quadro fessurativo che dal grafico $\sigma - \epsilon$. Il lato A del pannello manifesta evidente fessurazione soltanto dal nono

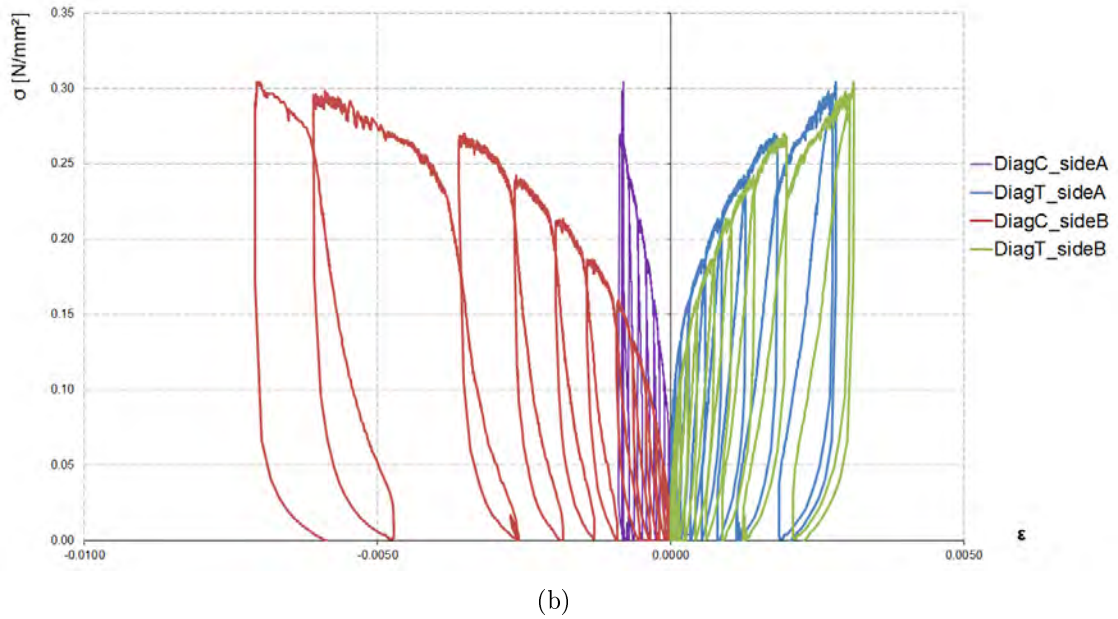
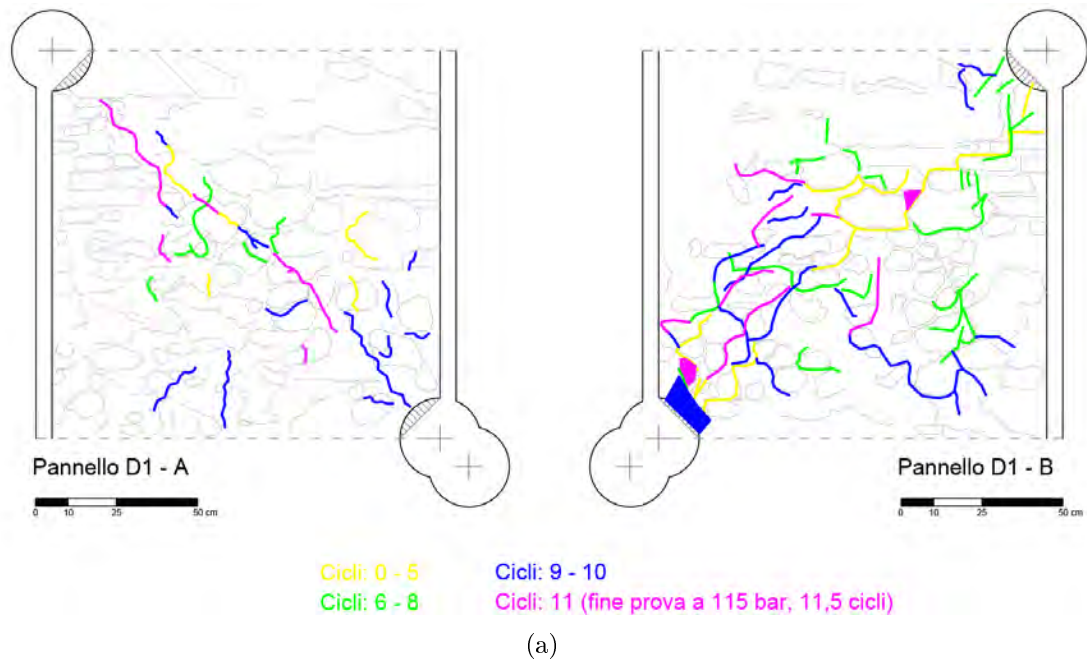


Figura 4.96: Pannello D1: rilevamento del quadro fessurativo nelle due facce del pannello (a) e diagramma sforzo-deformazione relativo alla prova di compressione diagonale (b)

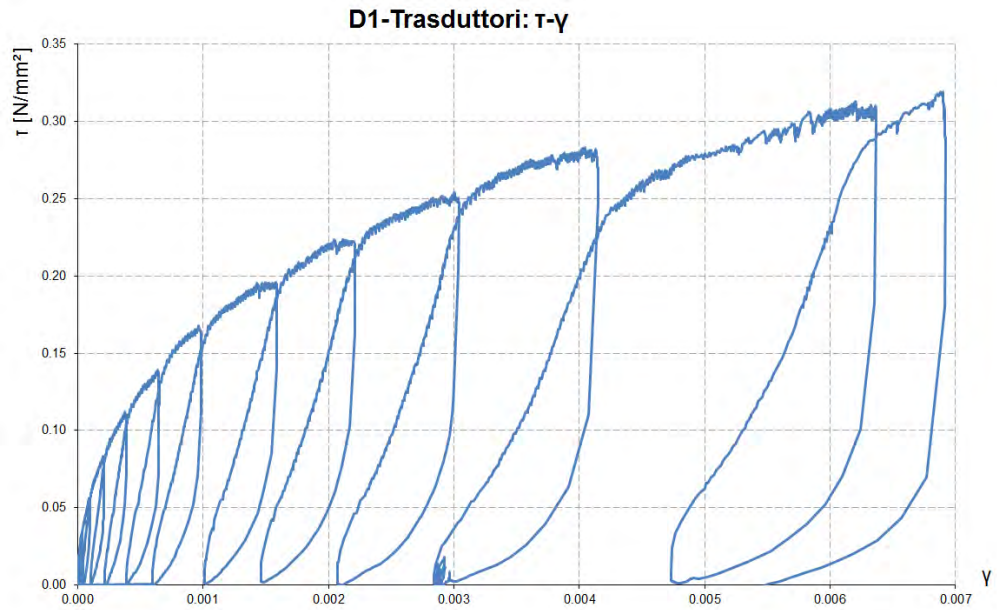
Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

ciclo di carico, mentre nei primi cicli si notano soltanto lesioni isolate e ridotte. In figura 4.96(b) il grafico (viola) è molto pendente, a significare valori di deformazione notevolmente ridotti. Completamente diverso è invece il comportamento del paramento interno (lato B); in questo caso già dai primi cicli di carico si nota indubbiamente la fessura lungo la diagonale: nei punti di pressione dei martinetti e al centro del pannello. Con l'aumentare dei cicli le lesioni crescono e continuano a seguire la linea diagonale e al termine della prova il pannello è notevolmente danneggiato. Il grafico relativo (rosso) riporta delle deformazioni decisamente più marcate che nel lato A, a confermare la fessurazione diffusa rilevata visivamente durante la prova. I trasduttori lungo le diagonali tese non differiscono di molto per i due pannelli, ma evidenziano entrambi delle deformazioni rilevanti.

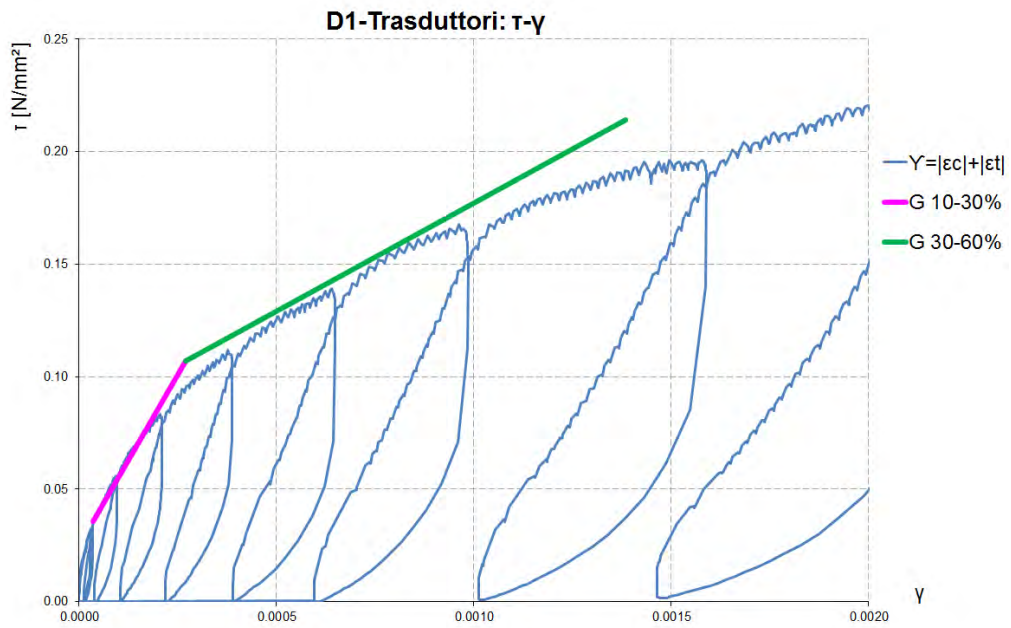
Andando ad analizzare le tensioni tangenziali (τ) e gli scorrimenti angolari (γ) nel pannello D1, è possibile valutare il modulo a taglio G al centro del pannello; i valori significativi sono riportati in Tabella 4.28, da cui si ricavano il $G_{10-30\%} = 302.96 N/mm^2$ e il $G_{30-60\%} = 96.29 N/mm^2$

Tabella 4.28: Pannello D1: valori di modulo a taglio G

D1	10%	30%	60%	Δ_{10-30}	Δ_{30-60}
$F[kN]$	20.8121	62.4363	124.8726	-41.6242	-62.4363
$\tau_{xy}[N/mm^2]$	0.0357	0.1071	0.2142	-0.0714	-0.1071
$\gamma[rad]$	3.5E-05	0.000271	0.001383	-0.00024	-0.00111
$G[N/mm^2]$				302.96	96.29



(a)



(b)

Figura 4.97: Pannello D1: grafico tensione tangenziale-scorrimento angolare (a) e dettaglio sul grafico con rappresentati i moduli di elasticità tangenziale $G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ (b)

4.3.4.2 Pannello D2

Il pannello D2 è stato consolidato prima di eseguire la prova di compressione diagonale. Per valutare l'effetto della fibra nel comportamento a compressione del pannello, sono stati installati dei trasduttori di deformazione denominati DD1. Si è proceduto nell'analisi prima valutando le caratteristiche del pannello (date dal quadro fessurativo e dalle informazioni rilevate dai potenziometri) e poi studiando le deformazioni sulla fibra.

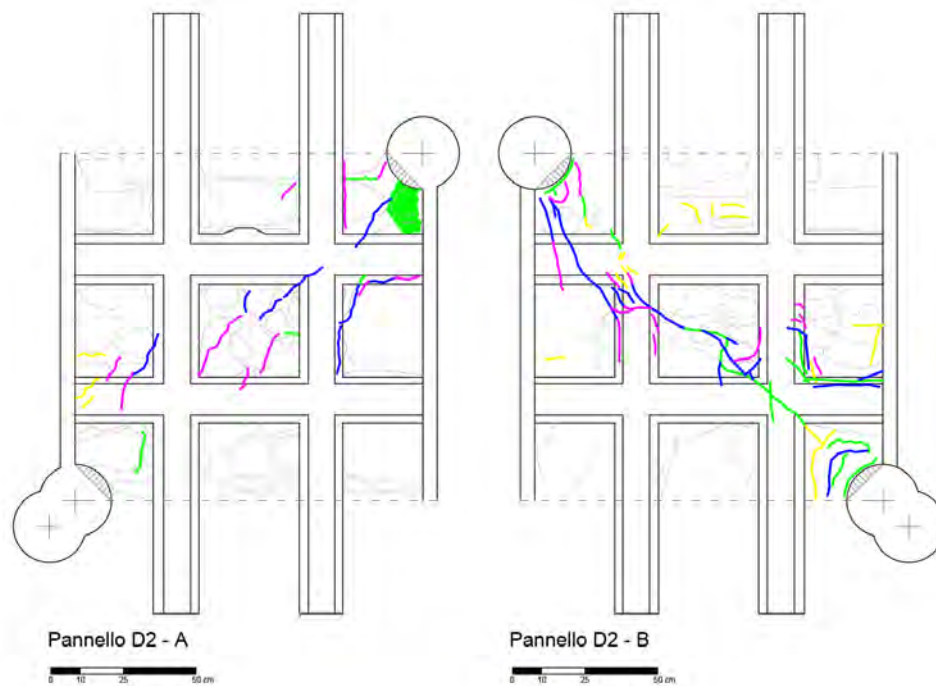
Deformazione pannello (potenziometri) La prova di compressione diagonale eseguita sul pannello D2, ha previsto 14 cicli di carico-scarico, e la rottura del pannello si è riscontrata ad un valore di 0.416 MPa. In figura 4.98(a) si riporta il quadro fessurativo rilevato nei due paramenti del pannello, mentre il diagramma $\sigma - \epsilon$ in figura 4.98(b) illustra i valori rilevati dai quattro potenziometri per i diversi cicli di carico-scarico.

Così come osservato nel pannello D1, anche questo campione dimostra una notevole differenza di comportamento tra il paramento interno e il paramento esterno. In questo caso la differenza tra i due paramenti viene rilevata anche dal potenziometro posizionato nella diagonale tesa; nel complesso la massima deformazione misurata dal trasduttore in compressione all'interno è oltre 5 volte quella all'esterno, e la deformazione misurata dal trasduttore in trazione è poco più del doppio. Il lato A del pannello inizia a fessurarsi per valori di carico piuttosto alti: i primi cicli evidenziano lesioni isolate e ridotte e solo dal dodicesimo ciclo le fessure cominciano ad essere particolarmente estese e a seguire la linea diagonale del pannello. In figura 4.98(b) il grafico (viola) ha una pendenza superiore agli altri grafici, a significare valori di deformazione notevolmente ridotti. Completamente diverso è invece il comportamento del paramento interno (lato B): i primi cicli non provocano particolari lesioni (sicuramente grazie al consolidamento effettuato) ma già dall'ottavo ciclo si va delineando la lesione lungo la diagonale, che si completerà all'aumentare del carico. La differenza evidente di comportamento tra i due lati del pannello è probabilmente dovuta all'apparecchiatura muraria non regolare. Si sottolinea ancora una volta la difficoltà di valutare parametri meccanici significativi, laddove il comportamento delle diverse porzioni di pannello è così diversificato.

Di notevole interesse sono i moduli a taglio rilevati, che mostrano dei valori decisamente alti. Tuttavia dalla figura 4.99(b) si nota una certa irregolarità per quanto riguarda i primi cicli di carico, probabilmente a causa della notevole differenza tra i valori misurati tra i due lati del pannello. In Tabella 4.29 sono riportati i valori significativi elaborati, da cui si ricavano il $G_{10-30\%} = 4146.732 N/mm^2$ e il $G_{30-60\%} = 1249.856 N/mm^2$.

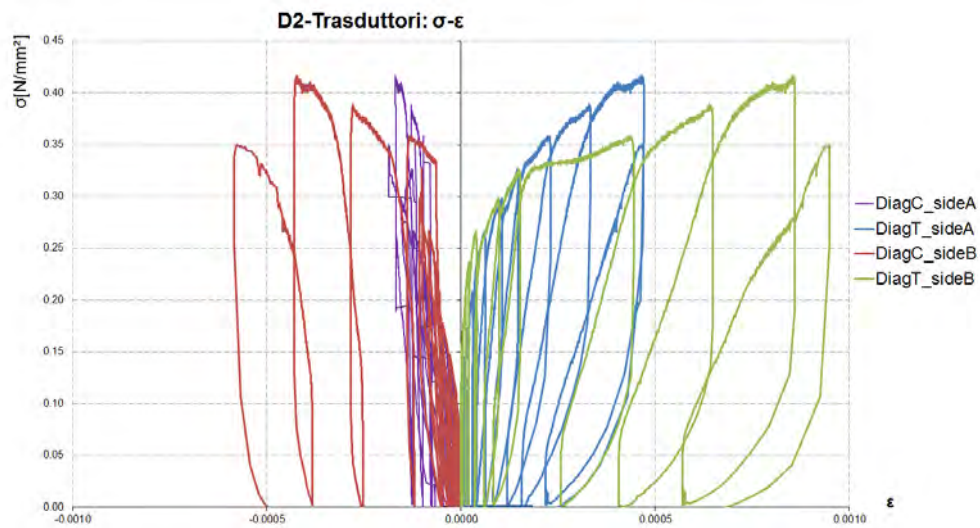
Tabella 4.29: Pannello D2: valori di modulo a taglio G

D2	10%	30%	60%	Δ_{10-30}	Δ_{30-60}
$F[kN]$	25.48581	76.45743	152.9149	-50.9716	-76.4574
$\tau_{xy}[N/mm^2]$	0.0437	0.1312	0.2623	-0.0874	-0.1312
$\gamma[rad]$	4.26E-06	2.54E-05	0.00013	-2.1E-05	-0.0001
$G[N/mm^2]$				4146.732	1249.856



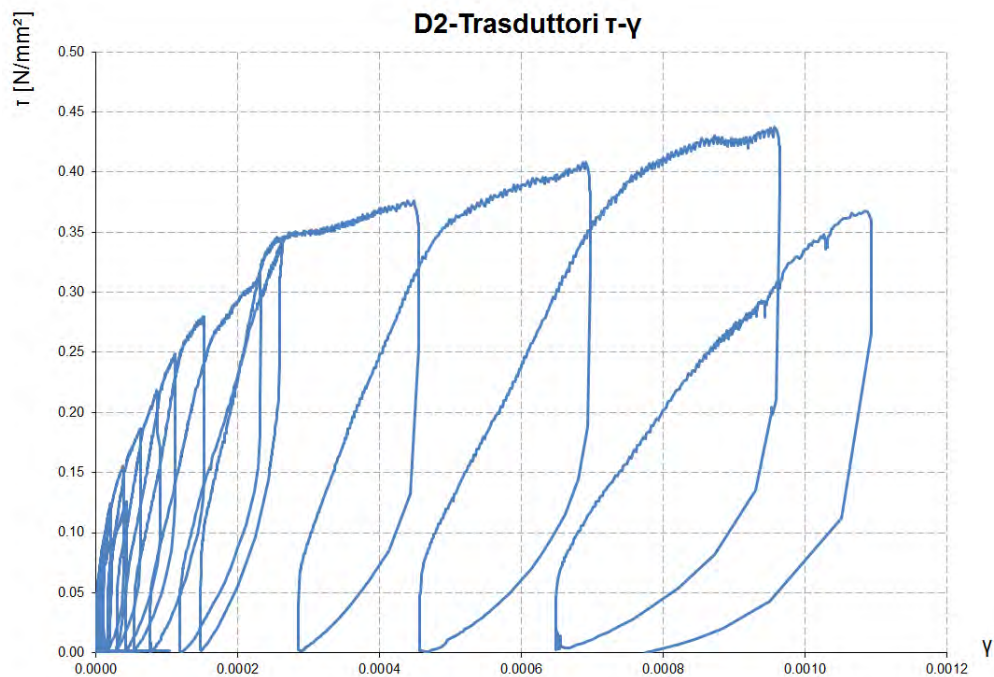
Cicli: 0 - 7 Cicli: 12 - 13
 Cicli: 8 - 11 Cicli: 14 (fine prova)

(a)

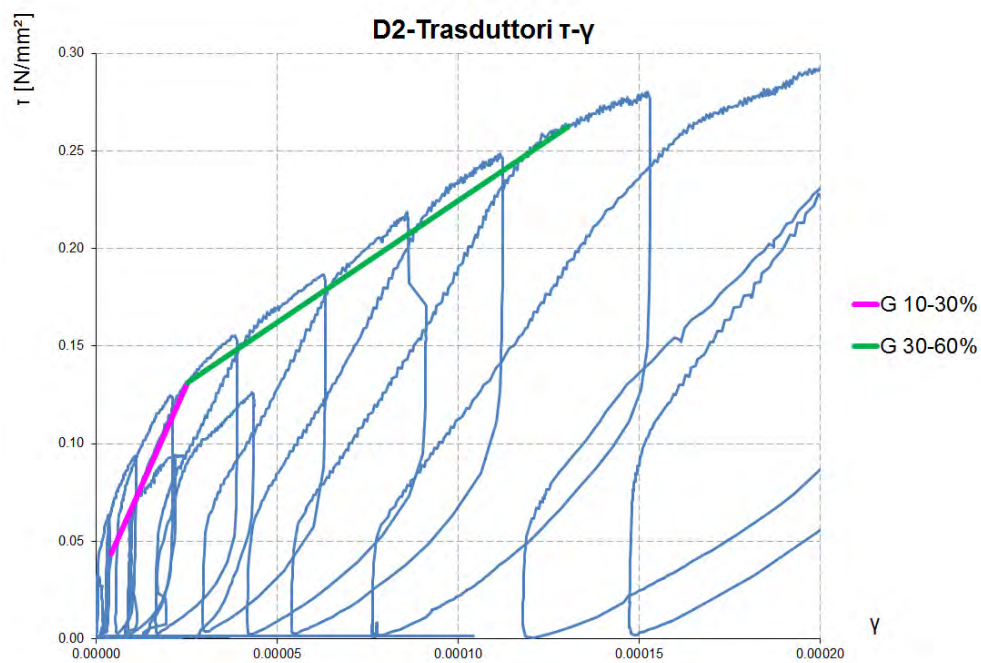


(b)

Figura 4.98: Pannello D2: rilevamento del quadro fessurativo nelle due facce del pannello (a) e diagramma sforzo-deformazione relativo alla prova di compressione diagonale (b)



(a)



(b)

Figura 4.99: Pannello D2: grafico tensione tangenziale-scorrimento angolare (a) e dettaglio sul grafico con rappresentati i moduli di elasticità tangenziale $G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ (b)

Deformazione fibra (trasduttori di deformazione DD1) I dati rilevati dai trasduttori di deformazione permettono di avanzare alcune considerazioni sul materiale composito utilizzato per il rinforzo. Come si vede in figura 4.100(a) sono stati installati sei dd1: quattro in corrispondenza delle fasce di materiale composito poste al centro del pannello (1, 2, 3, 4) e due nella parte superiore (5 e 6). In figura 4.100(b) è riportata la foto del pannello con i trasduttori installati.

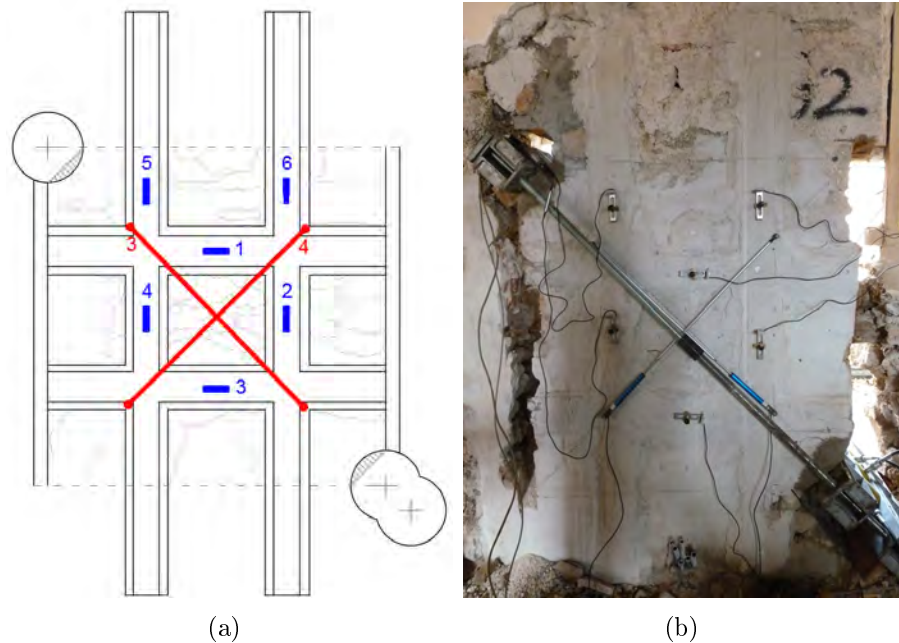


Figura 4.100: DD1 pannello D2: schema (a) e foto (b) del posizionamento dei trasduttori (in blu i dd1, in rosso i potenziometri, faccia B del pannello)

Dei sei trasduttori soltanto tre hanno acquisito dati rilevanti, da cui è stato possibile ricavare il diagramma sforzo-deformazione sulla fibra, figura 4.101. I dati degli altri tre DD1 sono stati ritenuti irrilevanti poiché non evidenziavano spostamenti evidenti; è probabile che questo sia dovuto ad un'effettiva mancanza di deformazione nella fibra. I valori rilevanti graficati, evidenziano una maggior deformazione della fibra nella parte centrale del pannello (i punti 2 e 4 hanno degli spostamenti decisamente maggiori del punto 5). È interessante notare, inoltre, come la deformazione rilevata dal DD1_4 sia in gran parte concentrata in un unico ciclo di carico, che per valori prossimi a $0.35N/mm^2$ ha portato ad un $\Delta\epsilon$ di 0.002 su una deformazione totale di circa 0.0024; tale fenomeno è stato rilevato (con minor evidenza) anche dal DD1_2 che in tale ciclo ha misurato una deformazione di 0.0015 su circa 0.0035 di deformazione totale.

Sapendo che la fibra ha un comportamento elastico-lineare e lavora esclusivamente a trazione, si potrebbe dire che il primo incremento di resistenza del pannello è dovuto all'iniezione che rende monolitica la sezione; non si leggono quindi particolari deformazioni sulla fibra. Con l'aumentare delle lesioni e dello sforzo impresso, si suppone un trasferimento delle tensioni dal supporto murario al rinforzo con materiale composito, ed è da lì che si cominciano a leggere delle deformazioni sui DD1.

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

Dalle deformazioni calcolate (dividendo gli spostamenti rilevati per le basi di misura dei DD1) sono state ricavate, noto il modulo elastico $E = 190GPa$, le tensioni agenti nel materiale SRM, il cui andamento in funzione dei cicli di carico è riportato in figura 4.102. Tale grafico evidenzia con maggior chiarezza la deformazione puntuale rilevata dai DD1_2 e DD1_4 e quindi il momento in cui la fibra comincia effettivamente a manifestare una trazione.

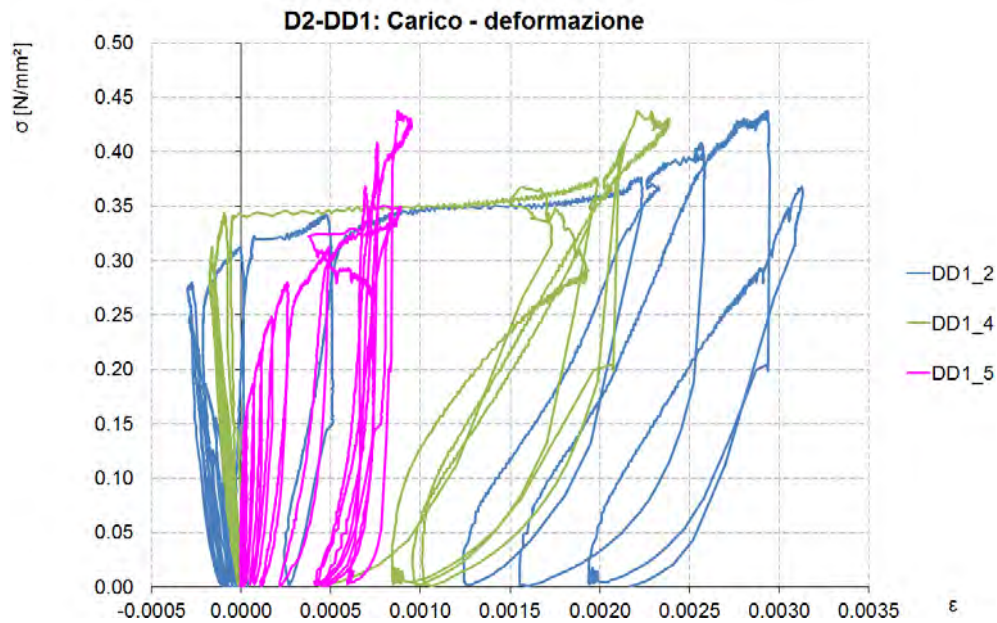


Figura 4.101: Grafico carico-deformazione elaborato dai dati acquisiti dai DD1

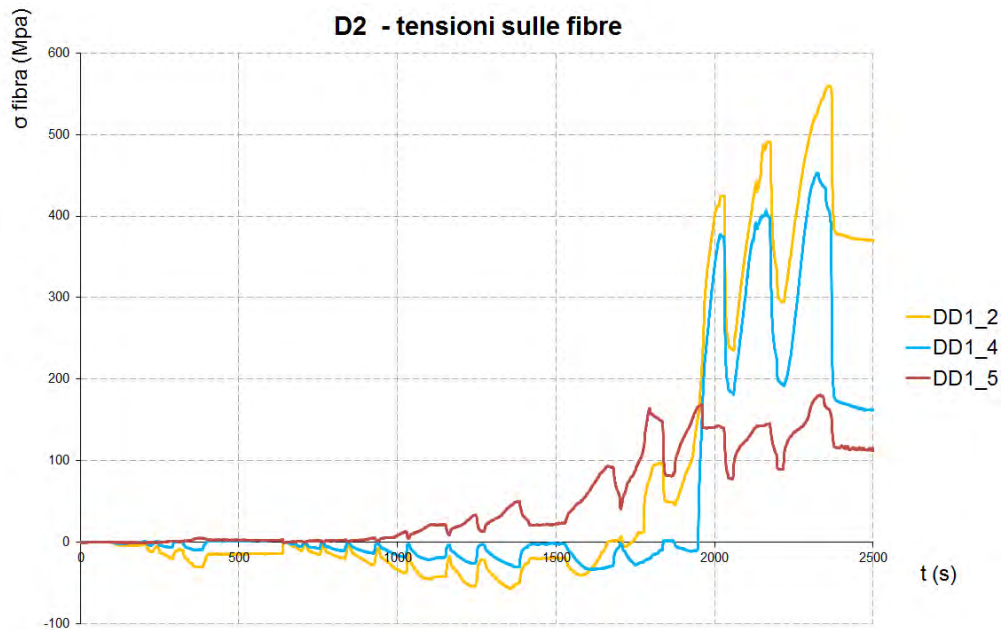


Figura 4.102: Valutazione delle sigma sulla fibra d'acciaio

In figura 4.103 è proposto un interessante confronto tra le deformazioni rilevate sul pannello e le deformazioni rilevate sulle fibre. Si sottolinea la difficoltà di confrontare in modo efficace le due situazioni, in quanto le deformazioni sul pannello sono misurate da potenziometri disposti lungo la diagonale del paramento mentre le deformazioni sulla fibra sono rilevate dai DD1, posizionati o lungo l'asse orizzontale, o verticale del pannello; le basi di misura, inoltre sono molto diverse: i potenziometri hanno basi di 875 mm circa, mentre i DD1 di 50 mm. Confrontando tuttavia le deformazioni ($\Delta l/l$) si possono avanzare delle considerazioni generali sull'influenza della fibra nella resistenza meccanica del pannello consolidato. In scala di grigi sono riportati i quattro potenziometri, in scala di verdi i tre DD1. Per quanto i valori siano poco leggibili si evidenzia una notevole differenza tra le deformazioni avvenute sulla fibra rispetto a quelle avvenute sul pannello consolidato. Da valori di tensione superiori a circa 0.35 Mpa, il pannello continua l'andamento precedente mentre la fibra si deforma notevolmente.

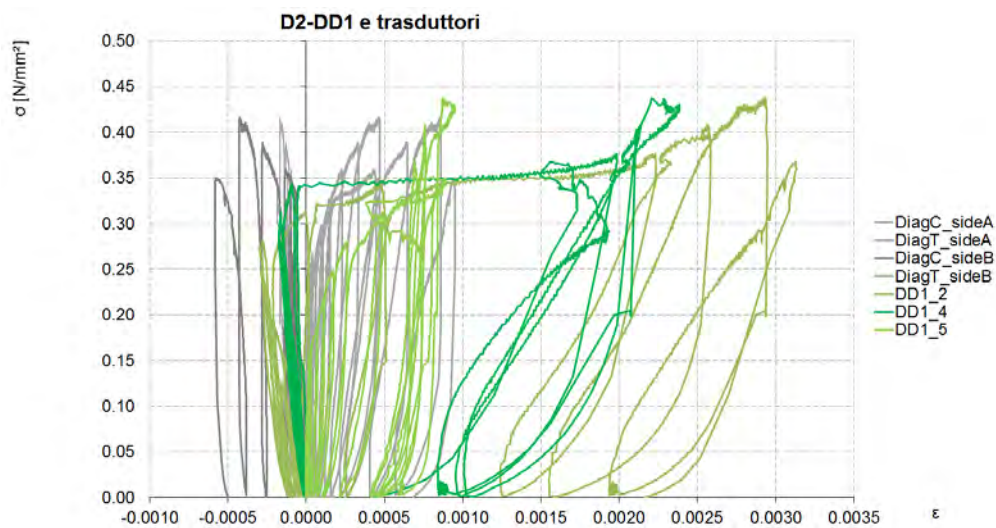


Figura 4.103: Confronto tra le deformazioni sulla fibra (in scala di verde) e le deformazioni sul pannello (in scala di grigio)

4.3.4.3 Pannello D3

deformazione pannello (potenziometri) La prova di compressione diagonale eseguita sul pannello D3, ha previsto 16 cicli di carico-scarico, e la rottura del pannello si è riscontrata ad un valore di 159.71 bar, ossia 0.472 MPa. In figura 4.104(a) si riporta il quadro fessurativo rilevato nei due paramenti del pannello, mentre il diagramma $\sigma - \epsilon$ in figura 4.104(b) illustra i valori rilevati dai quattro potenziometri per i diversi cicli di carico-scarico.

Il comportamento dei due paramenti del pannello D3 è abbastanza simile, e anche il quadro fessurativo rilevato non presenta particolari difformità. I primi cicli di carico non generano nessuna fessura significativa, e soltanto dal nono ciclo si inizia a delineare una lesione diagonale (più marcata nel lato B e soltanto abbozzata nel lato A), che interessa anche la zona fibrorinforzata. Portando il pannello a rottura si nota che il quadro fessurativo è sostanzialmente parallelo allo sforzo impresso, va cioè a delineare con una certa precisione la diagonale del pannello. È quindi ipotizzabile, in questo caso, un comportamento abbastanza monolitico ed omogeneo, poiché le lesioni si sviluppano lungo la direzione in cui le tensioni sono applicate. Tale regolarità nella risposta è evidente anche dal diagramma in figura 4.104(b), in cui la differenza tra i valori rilevati dai potenziometri posizionati nei due lati del pannello non è particolarmente rilevante e in cui si nota un andamento simile da parte di tutti e quattro i grafici.

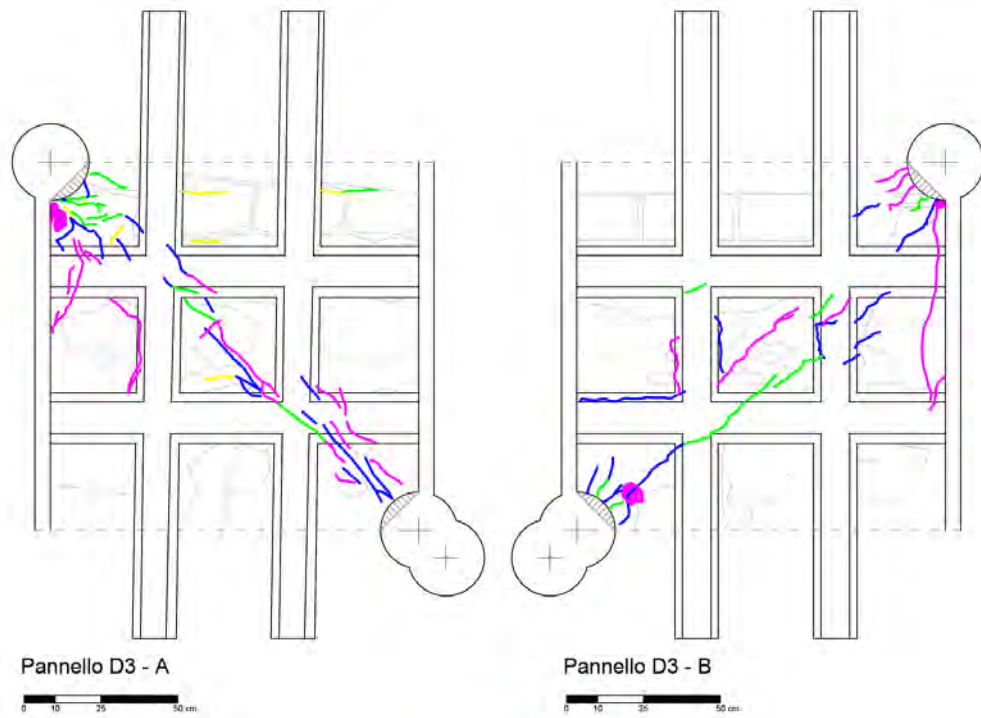
Particolarmente pulito risulta dunque il grafico $\tau - \gamma$ i notevole interesse sono i moduli a taglio rilevati, che mostrano dei valori decisamente alti. In Tabella 4.30 sono riportati i valori significativi elaborati, da cui si ricavano il $G_{10-30\%} = 2866.9N/mm^2$ e il $G_{30-60\%} = 1139.6N/mm^2$.

Tabella 4.30: Pannello D3: valori di modulo a taglio G

D2	10%	30%	60%	Δ_{10-30}	Δ_{30-60}
$F[kN]$	28.86	86.59	173.18	-57.73	-86.59
$\tau_{xy}[N/mm^2]$	0.05	0.15	0.30	-0.10	-0.15
$\gamma[rad]$	6.67E-06	4.12E-05	1.72E-4	-3.5E-05	1.3E-4
$G[N/mm^2]$				2866.9	1139.6

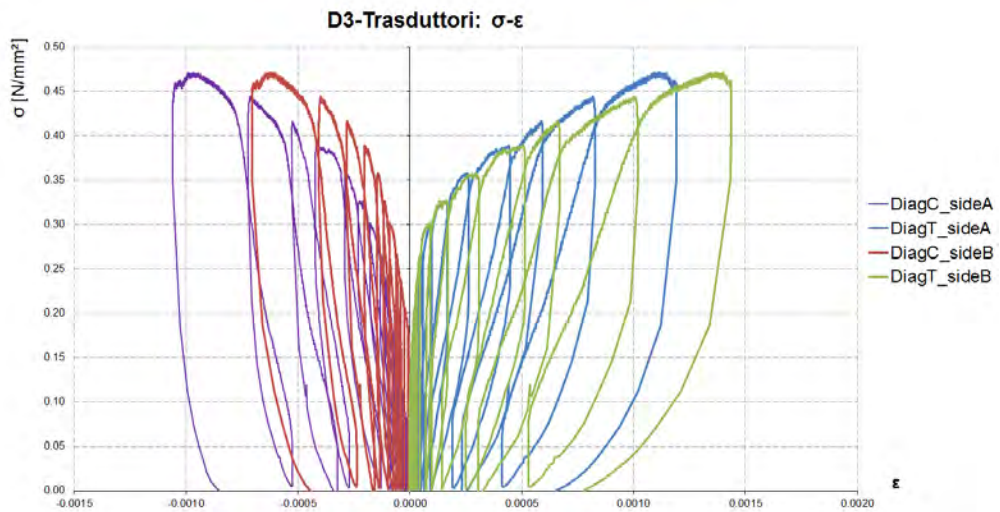
Deformazione fibra (trasduttori di deformazione) Anche sul pannello D3, figura 4.106(a), sono stati installati sei dd1: quattro in corrispondenza delle fasce di materiale composito poste al centro del pannello (1, 2, 3, 4) e due nella parte superiore (5 e 6). In figura 4.106(b) è riportata la foto del pannello con i trasduttori installati.

Dei sei trasduttori soltanto due hanno acquisito dati rilevanti, da cui è stato possibile ricavare il diagramma sforzo-deformazione sulla fibra, figura 4.107. Due trasduttori si sono staccati durante il corso della prova (DD1_2 e DD1_3) e due trasduttori hanno rilevato deformabilità minime, con andamenti dei grafici rispettivi di difficile interpretazione (DD1_4 DD1_5). Nel complesso, dunque, si sono analizzati i dati rilevati dai trasduttori DD1_1 e DD1_6, figura fig:04-d3-dd1. La prima osservazione riguarda la notevole differenza di valori di deformazione re-



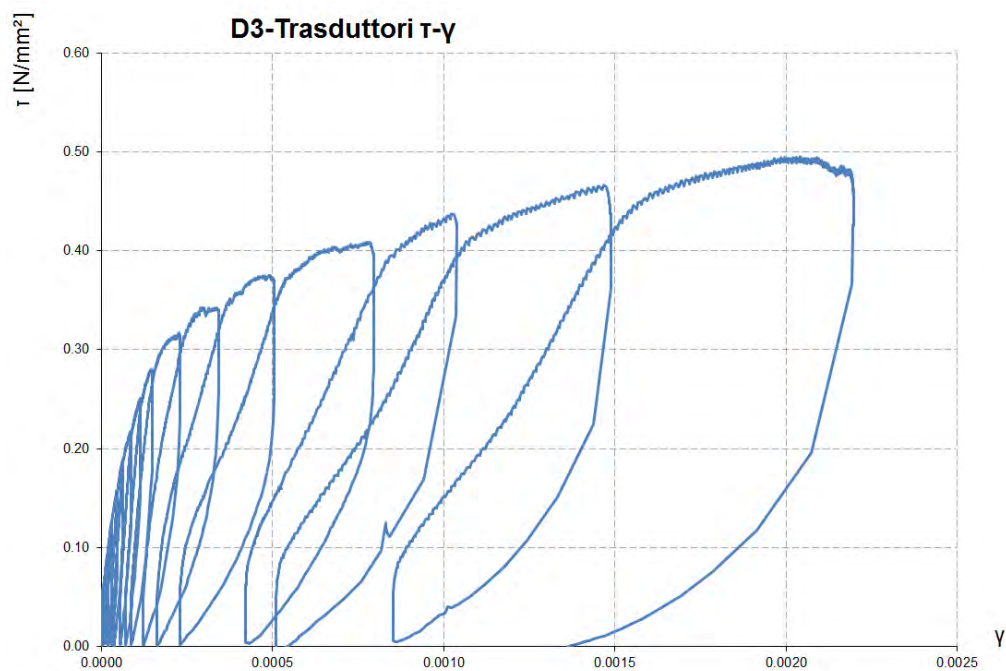
Cicli: 0 - 8 Cicli: 12 - 14
 Cicli: 9 - 11 Cicli: 15 - 16

(a)

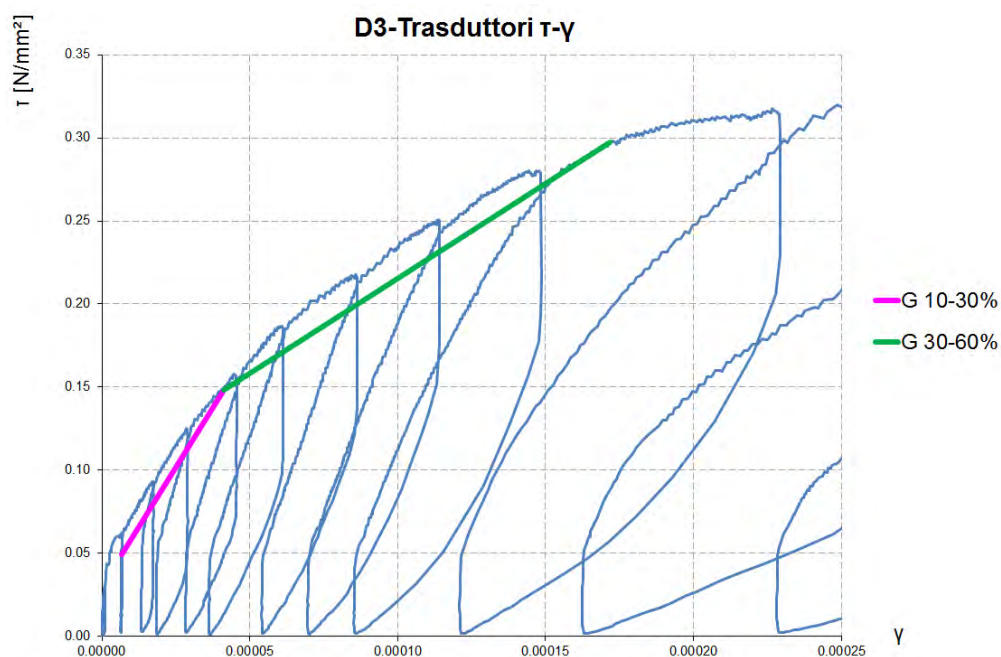


(b)

Figura 4.104: Pannello D3: rilevamento del quadro fessurativo nelle due facce del pannello (a) e diagramma sforzo-deformazione relativo alla prova di compressione diagonale (b)



(a)



(b)

Figura 4.105: Pannello D3: grafico tensione tangenziale-scorrimento angolare (a) e dettaglio sul grafico con rappresentati i moduli di elasticità tangenziale $G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ (b)

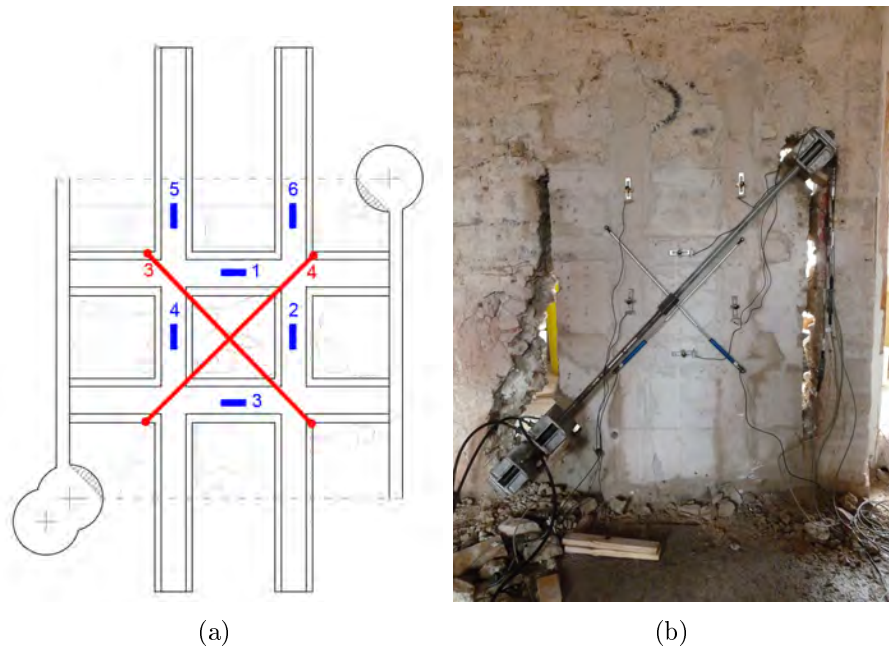


Figura 4.106: DD1 pannello D3: schema (a) e foto (b) del posizionamento dei trasduttori (in blu i DD1, in rosso i potenziometri, faccia B del pannello)

gistrati dai due trasduttori. Il DD1_1, che misura una deformazione orizzontale, rileva dei valori notevolmente inferiori al DD1_6, che invece è disposto in direzione verticale, in prossimità del punto di contatto tra il pannello e la trave di contrasto (punto in cui il quadro fessurativo risulta particolarmente avanzato, figura 4.104. Questo trasduttore, inoltre, rileva una grande deformazione concentrata verso la fine dei cicli di carico: da valori di σ superiori a 0.40 Mpa, le deformazioni rilevate hanno una dimensione notevolmente superiore alle prime: l'ultimo ciclo di carico ha provocato una deformazione di circa 0.003, rispetto ad un $\Delta\epsilon$ totale di 0.004: il 75% delle deformazioni rilevate, dunque, è avvenuta in un unico ciclo di carico, per valori di pressione particolarmente alti. Il comportamento rilevato dal DD1_6 rafforza l'ipotesi precedentemente avanzata, riguardo un "attivazione" della resistenza meccanica della fibra non immediata, ma che si attiva quando l'incremento di resistenza dovuto al consolidamento con iniezione non è più sufficiente a contrastare la compressione. Nel trasduttore numero 1 questo comportamento è meno evidente (a causa dei bassi valori assoluti rilevati), ma non per questo assente; in figura fig:04-d-d3sigmaf, dove sono mostrati i valori delle tensioni sulla fibra calcolati come prodotto tra le deformazioni rilevate e il modulo elastico della fibra, si nota che la pendenza del grafico aumenta significativamente nell'ultima parte, proprio in corrispondenza del punto in cui aumenta anche il DD1_6.

In figura 4.109 è proposto un confronto tra le deformazioni rilevate sul pannello e le deformazioni rilevate sulle fibre, sebbene come detto sopra, le deformazioni siano calcolate con condizioni differenti. In scala di grigi sono riportati i potenziometri, in scala di arancio i DD1. Per quanto i valori siano poco leggibili (ma poco importa) si evidenzia una notevole differenza tra le deformazioni avvenute sulla fibra rispetto a quelle avvenute sul pannello consolidato. Da valori di tensione superiori a circa

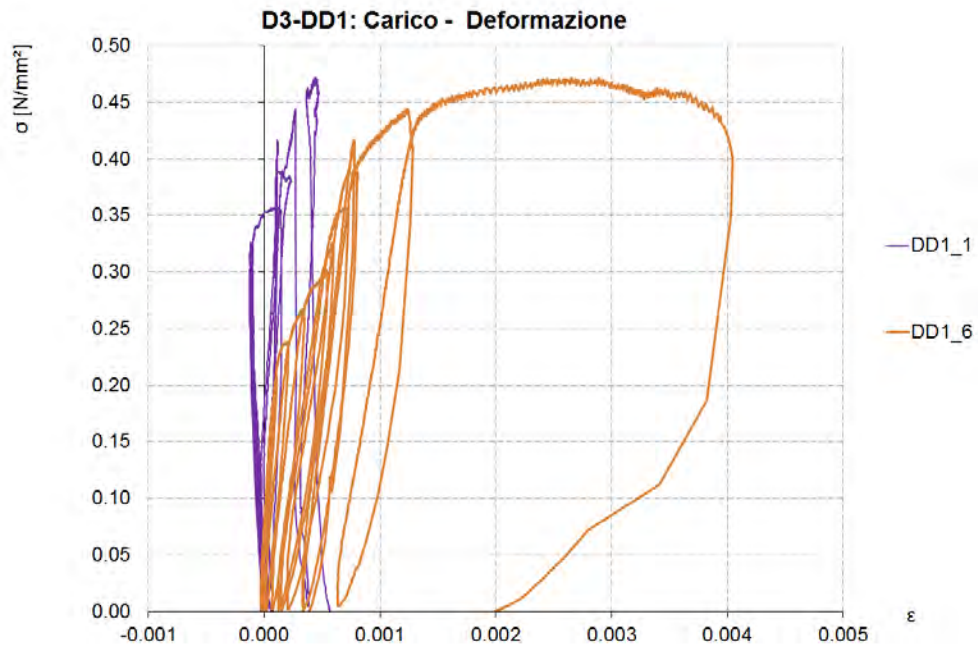


Figura 4.107: Grafico carico-deformazione elaborato dai dati acquisiti dai DD1

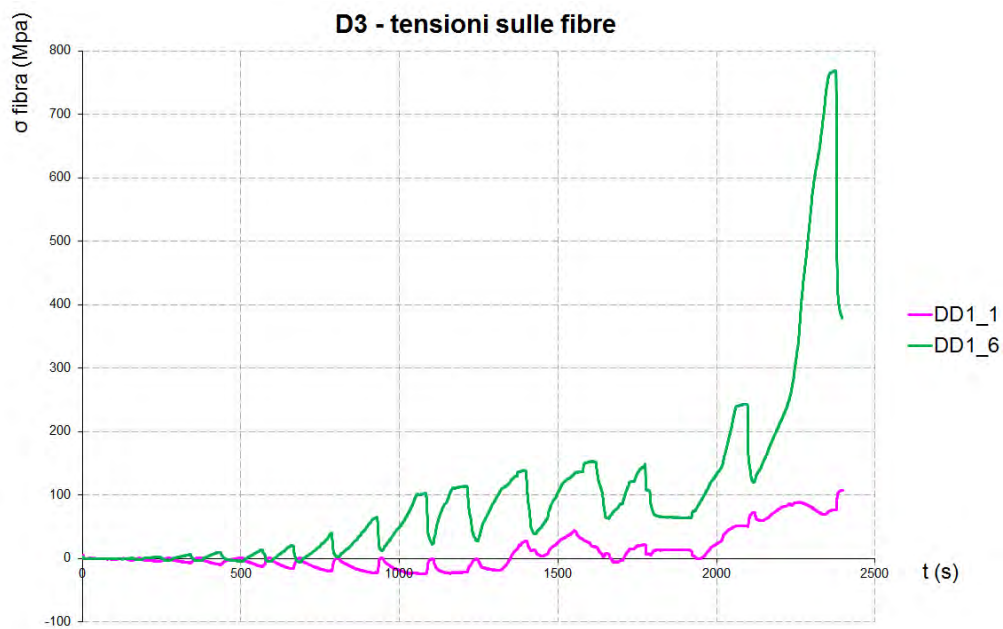


Figura 4.108: Valutazione delle sigma sulla fibra d'acciaio

0.40 Mpa, il pannello continua l'andamento precedente mentre la fibra si deforma notevolmente.

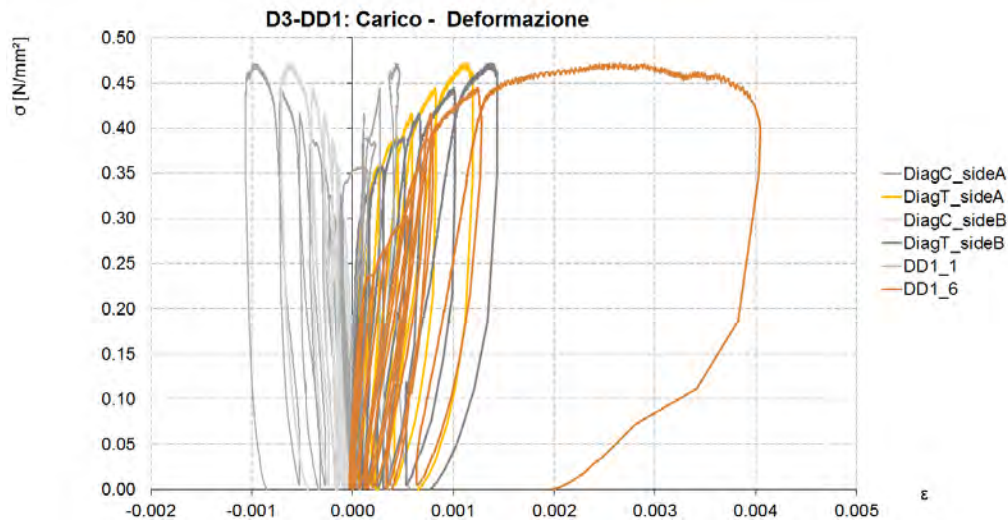


Figura 4.109: Confronto tra le deformazioni sulla fibra (in scala di arancio) e le deformazioni sul pannello (in scala di grigio)

4.3.5 Confronto Pannelli

Esaminati i singoli pannelli è possibile effettuare alcuni confronti per determinare l'efficacia dell'intervento di consolidamento. In figura 4.110 è illustrato un diagramma scorrimento-sforzo tagliante in cui sono riportati i tre cicli di carico. L'andamento del pannello non consolidato è evidentemente differente, con scorrimenti decisamente maggiori e resistenza a taglio più bassa. I due pannelli consolidati, invece, a parte il valore di resistenza ultima, hanno un andamento praticamente identico; questo può essere interpretato come un ottimo effetto dell'intervento di consolidamento, che riduce notevolmente le differenze dovute alla composizione variegata della muratura e provoca un comportamento meccanico uniforme per tutta la muratura. In figura 4.111 sono messi a confronto i moduli a taglio $G = \frac{\tau_{xy}}{\gamma}$ calcolati precedentemente. Si nota immediatamente la notevole differenza tra i due segmenti relativi ai pannelli consolidati (che tra loro sono molto simili) e i due segmenti relativi al pannello D1: la pendenza dei segmenti relativi ai pannelli consolidati è decisamente superiore, e come si vede in Tabella 4.31, il modulo medio tra i due pannelli consolidati è oltre 10 volte superiore al modulo del preconsolidato (sia nell'intervallo 10-30 che 30-60); G_1 è il modulo di taglio rilevato nel pannello D1, G_2 del pannello D2 e G_3 del D3, $\delta_G = \frac{G_1}{G_2}$ è il rapporto tra i valori dei moduli di taglio e indica l'incremento di G rispetto al valore del pannello non consolidato

Un ulteriore confronto può essere fatto confrontando i dati rilevati dai trasduttori DD1 nei pannelli consolidati. In figura 4.112 sono graficati gli incrementi delle tensioni nelle fibre, all'aumentare dei cicli di carico: in scala di blu relativamente al pannello D2 e in scala di arancio relativamente al pannello D3. Sebbene i due pannelli abbiano subito cicli di carico differenti (infatti la prova nel pannello D2 è durata più a lungo, nonostante i cicli di carico siano stati minori) è possibile

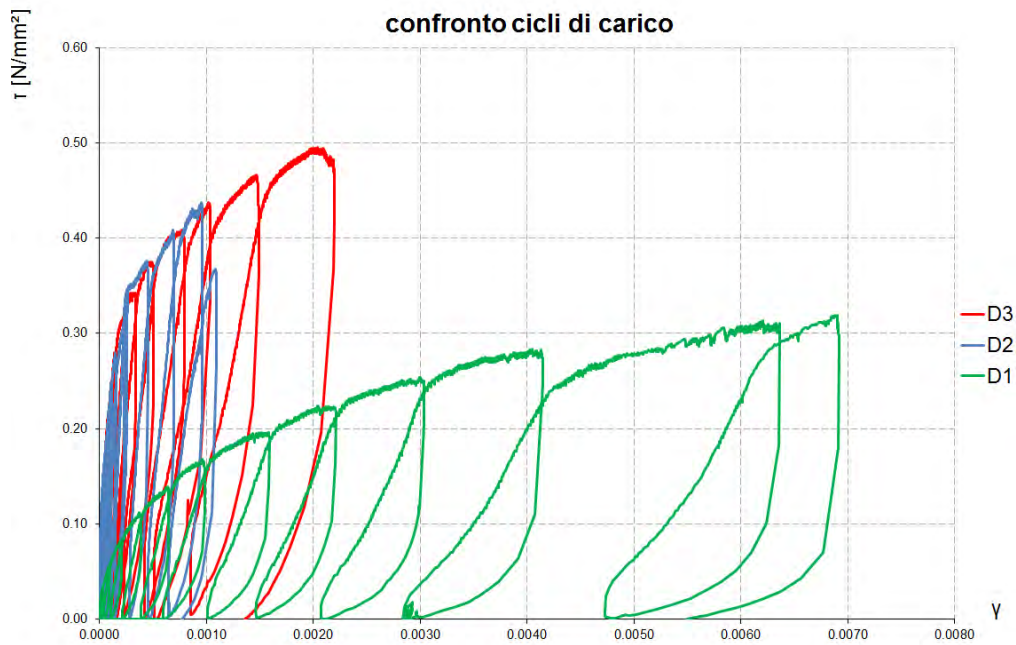


Figura 4.110: Confronto tra i moduli a taglio ($G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ dei tre pannelli testati

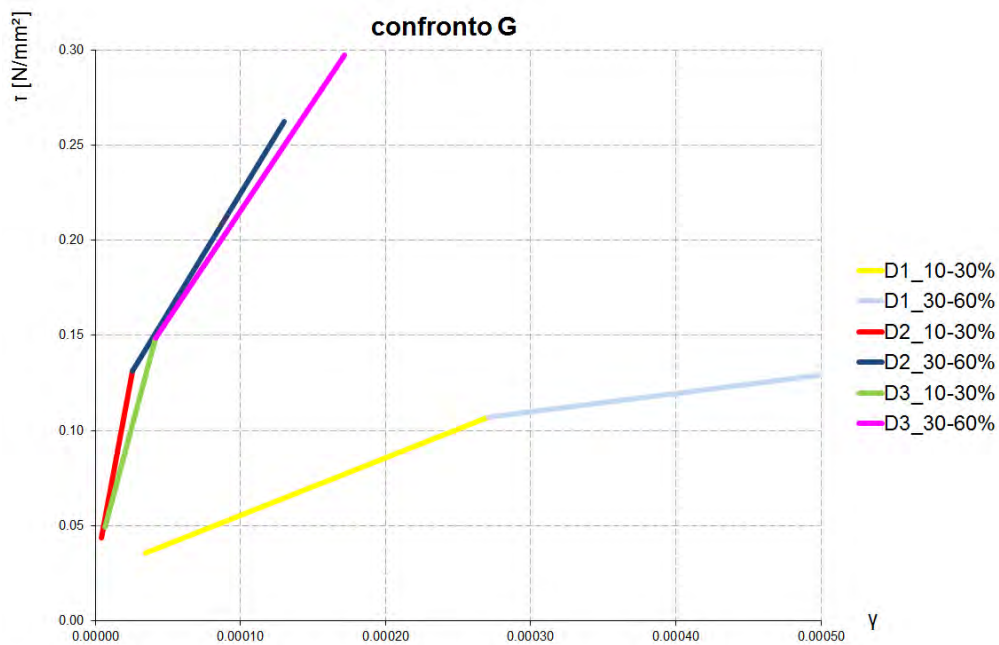


Figura 4.111: Confronto tra i moduli a taglio ($G_{10-30\%}$ e $G_{30-60\%}$ dei tre pannelli testati

Tabella 4.31: Valori e incremento del modulo di taglio G

	$G_{10-30\%}$	$G_{30-60\%}$	$delta_{10-30\%}$	$delta_{30-60\%}$
G_1	302.96	96.291		
G_2	4146.73	1249.856	13.69	12.98
G_3	2866.956	1139.635	9.46	11.84

notare come in tutti e cinque i casi la fibra abbia subito un notevole incremento di tensione (e quindi ha manifestato resistenza) nell'ultimo terzo (circa) dei cicli di carico effettuati. Si può dunque ipotizzare che la resistenza del pannello murario sia inizialmente dovuta alla muratura e all'iniezione con malta, e che arrivando a condizioni prossime alla rottura, la fibra intervenga significativamente nel processo.

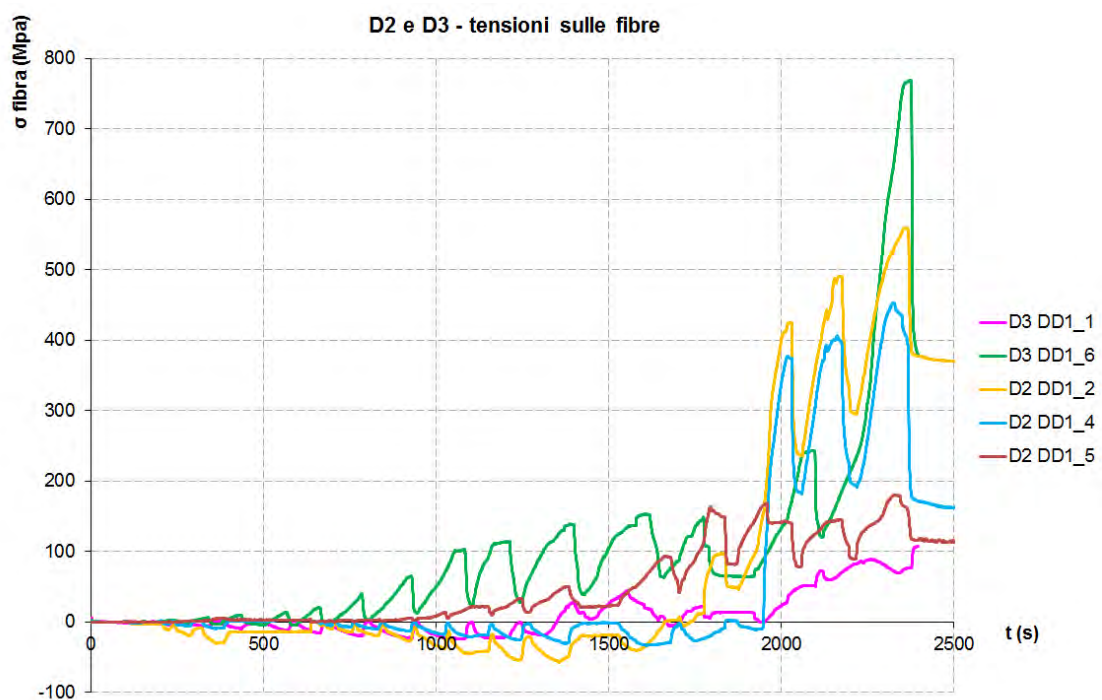


Figura 4.112: Confronto tra i le tensioni agenti nelle fibre (dati rilevati dai DD1) dei pannelli D1 e D2

4.3.6 Osservazioni conclusive

Il caso studio a L'Aquila ha permesso sia di sperimentare diverse tipologia di indagine, sia di comprendere il comportamento meccanico e le caratteristiche di resistenza di alcuni materiali compositi con fibra d'acciaio. Si riassumono in seguito le considerazioni derivanti da ciascuna prova.

- Prove soniche: mediante le prova soniche si è individuata una notevole presenza di vuoti all'interno della muratura, evidenziata dalle basse velocità di trasmissione dell'onda sonora; la prova post-iniezione ha evidenziato un

incremento notevole delle velocità, e quindi un miglioramento rispetto alla condizione iniziale.

- Videoendoscopia: le prove hanno rilevato grandi discontinuità e cavità all'interno della muratura, hanno mostrato la scarsa qualità della sezione muraria e la disgregazione del materiale legante. Mediante videoendoscopia si è dunque verificata la possibile iniettabilità della muratura.
- Martinetti piatti doppi: la prova di compressione con martinetti piatti doppi ha rilevato quantitativamente il miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura in seguito al consolidamento. L'incremento di resistenza e il comportamento più monolitico del blocco rinforzato.
- Prove diagonali: le prove diagonali hanno ulteriormente verificato la bontà dell'intervento, indagando l'incremento del modulo a taglio G; in particolare hanno permesso di studiare la reazione del materiale composito.

Nel complesso le indagini hanno dimostrato che il consolidamento effettuato ha migliorato le caratteristiche meccaniche della muratura, con un evidente avvicinamento ad un modello omogeneo e monolitico e ad un comportamento elasto-plastico (grafici MPD) e un incremento del modulo a taglio G di circa dieci volte.

4.4 Osservazioni conclusive

Il capitolo 4 ha affrontato l'analisi dei risultati di tutte le sperimentazioni in situ, al fine di comprendere il comportamento dei connettori e di trarre alcune conclusioni relative alla loro applicazione.

- La sperimentazione di Milano ha permesso di testare diverse combinazioni di fibra-matrice e quindi di valutare l'influenza che i parametri in gioco hanno nel comportamento del connettore e nel valore del carico ultimo. Le variabili esaminate sono state: lunghezza di ancoraggio, tipo di matrice, densità della fibra e numero di trefoli per connettore. I risultati più interessanti riguardano la variazione della lunghezza di ancoraggio, con una crescita pressoché lineare della pull-out capacity all'aumentare della dimensione del connettore (a parità di numero di trefoli e di matrice). Questa situazione non si è verificata soltanto nel caso della resina KEF, che ha riportato risultati al di sotto delle aspettative per quanto riguarda lunghezze di ancoraggio di 20 e soprattutto di 30 cm. Tuttavia la causa è da ricercare sulla difficoltà di iniettare la miscela più che sull'effettiva tenuta della resina: l'alta liquidità di EpoFill, infatti, ha provocato la fuoriuscita di gran parte della matrice dal foro, il quale dunque non è risultato totalmente saturo. Per tal motivo il composito non si è costituito "a regola d'arte" e il connettore è risultato essere parzialmente iniettato. Per quanto riguarda il tipo di matrice non si notano differenze notevoli tra i vari provini; questo risultato è di particolare importanza per la malta a base di calce naturale "GeoCalce Fluida", in assoluto il materiale più compatibile con molte murature esistenti, che grazie alle

prestazioni dimostrate diventa sostituibile a sistemi generalmente più efficaci (resine o malte cementizie) ma molto meno adatti alla muratura storica. Dal punto di vista del numero di trefoli per connettore (a parità di densità) si nota che la maggior quantità di fibra aumenta la resistenza a trazione totale, soltanto se riesce ad essere permeata totalmente dalla miscela. I risultati hanno mostrato che in media la *pull-out capacity* di connettori a bassa densità (G600) con 47 trefoli non è significativamente superiore al caso dei connettori di pari fibra ma con 24 trefoli: nel caso di KGL il miglioramento è del 18.3%, nel caso di KEB del 63.3%; la notevole differenza tra i due casi è dovuto in particolare ad un singolo provino (SL_KEB_B3L_20_47_2) che ha sostenuto un carico doppio (45.2 kN) rispetto alla media dei carichi dei provini da 24 trefoli. Riportando tale provino al valore medio, si ottiene una differenza inferiore al 20% anche per KEB. Il risultato, dunque, mostra che è possibile ottenere dei valori decisamente maggiori all'aumentare della fibra, ma la difficoltà di iniettare correttamente ed efficacemente i connettori invita a valutare sempre con attenzione la quantità di fibra da inserire nel foro. Discorso simile si può fare per la densità di fibra, dove si è verificato addirittura un peggioramento delle resistenze raggiunte all'aumentare della densità. Tale situazione è certamente dovuta alla difficoltà della miscela di saturare totalmente i vuoti all'interno del foro poichè l'alta densità di fibra non ha permesso una piena permeazione della miscela, che sono particolarmente viscosi. I provini di geocalce G2000 da 47 trefoli hanno dimostrato una resistenza media inferiore ai provini in G600 da 24 trefoli e i provini di Ecobinder G2000 da 47 trefoli sono risultati meno efficaci dei provini in G600 da 47 trefoli.

- Le prove in sito di Cremona hanno permesso innanzitutto di sperimentare il nuovo sistema di prova, con risultati positivi. In secondo luogo hanno costituito un esempio di valutazione in sito dell'efficacia dei connettori realmente utilizzati in un intervento di consolidamento; a Cremona, rispetto a Milano, i connettori non sono stati portati a rottura, ma si è applicato un carico pari a metà del valore di rottura a trazione delle fibre. Due casi su nove hanno mostrato scorrimento, a causa di una probabile applicazione non a regola d'arte. Ancora una volta si nota come il sistema connettore in composito, richieda una particolare attenzione in fase di applicazione, proprio perché un'installazione errata porta al decadimento del sistema per valori di carico molto più bassi di quelli che lo spike potrebbe sostenere.
- Il caso de L'Aquila ha previsto una lunga serie di indagini e una considerevole mole di analisi, ampiamente descritte all'interno del presente capitolo. Tralasciando i singoli risultati sull'efficienza dell'intervento di consolidamento, si sottolinea soltanto l'utilizzo del connettore iniettato sia come diatono artificiale per distribuire i carichi all'interno di una muratura disomogenea, sia come sistema di collegamento tra due strati opposti di rinforzo superficiale. Si ricorda infatti che i compositi applicati superficialmente (così come le pareti armate con barre d'acciaio) devono assolutamente essere connesse tra di loro, per attivare il comportamento monolitico della parete. Il connettore

ha proprio questa funzionalità, con il vantaggio che la miscela di iniezione può essere la stessa usata per consolidare la muratura, ottenendo così un sistema ancora più compatibile. La sperimentazione ha permesso di verificare l'attivazione del sistema in composito in caso di rottura a taglio del paramento murario: analizzando i dati delle prove diagonali, si è notato come gli sforzi sul composito superficiale si attivino nel momento in cui la resistenza della muratura è pressoché terminata. Il sistema dunque non agisce simultaneamente, ma entra in gioco quando il paramento murario è prossimo al collasso.

Sulla base delle osservazioni appena elencate si provvederà a sviluppare un modello analitico per la progettazione e la verifica di connettori iniettati in fibra d'acciaio.

Capitolo 5

Modellazione analitica

La sperimentazione presentata ha permesso di ottenere interessanti informazioni riguardanti il comportamento dei connettori trasversali. Esempi simili, pochi, sono presenti in letteratura, tuttavia la crescente richiesta di sistemi di rinforzo per edifici esistenti, soprattutto per la protezione di fenomeni sismici, necessiterebbe di un modello analitico finalizzato alla progettazione di un intervento efficace. Attualmente non esistono prescrizioni chiare e precise relative a questo sistema di rinforzo e molte campagne conoscitive in luoghi colpiti da sismi hanno evidenziato l'impatto negativo di interventi mal progettati o installati erroneamente. L'obiettivo che la comunità scientifica dovrà perseguire, dunque, sarà quello di formulare una metodologia standard, una modellazione analitica, per la progettazione e la verifica di sistemi di rinforzo con connettori trasversali.

5.1 Il metodo Paganoni-D'Ayala

Una ricerca recente Paganoni e D'Ayala (2014) ha proposto una metodologia analitica per i connettori trasversali applicati a muratura e ha poi confrontato i risultati di una serie di prove in laboratorio con i valori ottenuti dai calcoli. Lo studio riguardava barre inghisate su paramenti murari, e si differenzia dalla sperimentazione della presente tesi poichè non sono stati utilizzati conettori in fibra. Il metodo applicato prende spunto dal modello utilizzato per i connettori installati nel calcestruzzo (Cook *e altri*, 2007) il quale utilizza una formulazione molto semplice per valutare la resistenza di adesione, ossia la "pull-out capacity" dello spike.

$$N_{u,m} = \pi \cdot \tau_0 \cdot d_0 \cdot h_{ef} \quad (5.1)$$

Dove τ_0 è la tensione di rottura, d_0 è il diametro del connettore, h_{ef} è la lunghezza di aderenza. Tale formulazione (Cook, 1993) considera l'area laterale del connettore iniettato nella muratura, ipotizzandolo cilindrico, come superficie resistente allo sforzo normale. Il valore τ_0 è considerato uniforme per tutta la lunghezza di aderenza ed è valutato sulla base dell'eurocodice 6.

$$\tau_0 = f_0 + 0.4\sigma \quad (5.2)$$

Dove f_0 è la resistenza a taglio caratteristica della muratura (pari a $0.24Mpa$) e σ è lo sforzo di compressione perpendicolare ai giunti di malta. Tale sperimentazione ha previsto fori da 80 mm, lunghezze di ancoraggio h_{ef} di 350 mm, e ha messo a confronto il carico calcolato (N_1) con il calcolo rilevato in sito (N_2). In tabella 5.1 sono riportati i dati della sperimentazione, che ha restituito una differenza tra valori sperimentali e valori analitici di circa il 70%.

Tabella 5.1: valori misurati e calcolati dalla sperimentazione (Paganoni e D'Ayala, 2014)

campione	$\sigma[Mpa]$	$\tau_0[Mpa]$	$N_1[kN]$	N_2	$\Delta N[kN]$	$\Delta N[\%]$
a	0.707	0.52	46	60	14.01	30.47
b	0.713	0.52	46	64	17.80	38.53
c	0.713	0.52	46	54	7.80	16.89
d	0.077	0.27	24	58	34.18	143.48
e	0.091	0.28	24	40	15.69	64.52
f	0.091	0.28	24	52	27.69	113.87
media						67.96

5.1.1 Utilizzo del metodo Paganoni-D'Ayala nel caso specifico

Provando a utilizzare la stessa formulazione con i dati rilevati dalla sperimentazione eseguita a Milano, si sono ottenute delle differenze nettamente maggiori, proposte in tabella 5.2; ricordiamo che nel caso in esame i fori hanno un diametro di 26 mm, la valutazione di σ è svolta considerando il carico di muratura sovrastante il provino e τ_0 è calcolato secondo la formula 5.2. La differenza media percentuale tra valore misurato e valore calcolato è del 415.81 %, un valore nettamente superiore al 70 % rilevato nella sperimentazione precedente.

L'errore rilevato non consente di utilizzare il metodo proposto, il quale risulta eccessivamente semplicistico, in quanto non considera alcuni aspetti di una certa importanza. Nella formula 5.1 non si considera l'aderenza tra muratura e matrice, dunque il calcolo non si differenzia laddove sono utilizzate miscele diverse con diverse caratteristiche di adesione alla parete. Non è inoltre valutata la modalità di rottura: si considera che tutto il connettore reagisca a taglio lungo la propria area laterale (dunque caso di totale scorrimento), mentre la sperimentazione di Milano ha evidenziato come più del 50 % dei casi presentino una rottura di tipo

Tabella 5.2: confronto tra valori misurati e calcolati usando la formulazione Paganoni

campione	h_{ef} [mm]	σ [Mpa]	τ_0 [Mpa]	N1 [kN]	N2 [kN]	ΔN [kN]	ΔN %
SL_KEF_B4C_10_24_1	100	0.036	0.2544	2.08	8.31	6.23	299.76
SL_KEF_B4C_10_24_2	100	0.036	0.2544	2.08	9.42	7.34	353.30
SL_KEF_B4C_10_24_3	100	0.036	0.2544	2.08	12.71	10.64	511.85
SL_KEB_B4C_10_24_1	40	0.036	0.2544	0.83	2.53	1.70	203.99
SL_KEB_B4C_10_24_2	100	0.036	0.2544	2.08	11.54	9.46	455.26
SL_KEB_B4C_10_24_3	70	0.036	0.2544	1.45	9.15	7.70	529.11
SL_KGL_B4C_10_24_1	100	0.036	0.2544	2.08	8.10	6.02	289.72
SL_KGL_B4C_10_24_2	100	0.036	0.2544	2.08	10.22	8.14	391.66
SL_KGL_B4C_10_24_3	100	0.036	0.2544	2.08	10.64	8.56	412.17
SL_KEF_B3L_20_24_1	200	0.036	0.2544	4.16	23.42	19.26	463.52
SL_KEF_B3L_20_24_2	200	0.036	0.2544	4.16	23.04	18.88	454.34
SL_KEF_B3L_20_24_3	200	0.036	0.2544	4.16	20.38	16.22	390.33
SL_KEB_B3L_20_24_1	200	0.036	0.2544	4.16	11.55	7.39	177.89
SL_KEB_B3L_20_24_2	180	0.036	0.2544	3.74	14.79	11.05	295.35
SL_KEB_B3L_20_24_3	200	0.036	0.2544	4.16	27.87	23.71	570.50
SL_KGL_B3L_20_24_1	200	0.036	0.2544	4.16	19.52	15.36	369.64
SL_KGL_B3L_20_24_2	200	0.036	0.2544	4.16	25.17	21.02	505.71
SL_KGL_B3L_20_24_3	200	0.036	0.2544	4.16	13.41	9.25	222.68
SL_KEB_B3L_20_47_1	200	0.036	0.2544	4.16	21.92	17.77	427.49
SL_KEB_B3L_20_47_2	200	0.036	0.2544	4.16	45.19	41.04	987.42
SL_KEB_B3L_20_47_3	120	0.036	0.2544	2.49	21.41	18.92	758.56
SL_KGL_B3L_20_47_1	200	0.036	0.2544	4.16	34.11	29.95	720.67
SL_KGL_B3L_20_47_2	200	0.036	0.2544	4.16	32.15	28.00	673.66
SL_KGL_B3L_20_47_3	200	0.036	0.2544	4.16	13.05	8.89	214.00
SM_KEB_B3L_20_47_1	200	0.036	0.2544	4.16	22.58	18.42	443.24
SM_KEB_B3L_20_47_2	200	0.036	0.2544	4.16	24.06	19.90	478.92
SM_KEB_B3L_20_47_3	200	0.036	0.2544	4.16	28.62	24.46	588.60
SM_KGL_B3L_20_47_1	200	0.036	0.2544	4.16	19.72	15.57	374.60
SM_KGL_B3L_20_47_2	200	0.036	0.2544	4.16	16.85	12.69	305.41
SM_KGL_B3L_20_47_3	200	0.036	0.2544	4.16	14.91	10.76	258.82
SL_KEF_B3C_30_24_1	300	0.036	0.2544	6.23	21.53	15.30	245.43
SL_KEF_B3C_30_24_2	300	0.036	0.2544	6.23	28.36	22.12	354.90
SL_KEF_B3C_30_24_3	300	0.036	0.2544	6.23	9.26	3.03	48.59
SL_KEB_B3C_30_24_1	300	0.036	0.2544	6.23	28.75	22.52	361.18
SL_KEB_B3C_30_24_2	300	0.036	0.2544	6.23	30.61	24.38	391.02
SL_KEB_B3C_30_24_3	300	0.036	0.2544	6.23	35.03	28.79	461.91
SL_KGL_B3C_30_24_1	300	0.036	0.2544	6.23	29.73	23.50	376.91
SL_KGL_B3C_30_24_2	300	0.036	0.2544	6.23	31.61	25.38	407.06
SL_KGL_B3C_30_24_3	300	0.036	0.2544	6.23	33.75	27.52	441.44

media

415.81

combinata, che interessa sia le resistenza a taglio che la resistenza a trazione del paramento murario. Osservando, infine, i risultati ottenuti dalla sperimentazione Paganoni (tabella 5.1) si nota come la dispersione dei valori percentuali sia molto alta, con differenze che vanno dal 17 al 143 %: tale

5.2 Il metodo Cones and James

Dati gli scarsi risultati ottenuti con il metodo precedente si è cercata una strada differente, ricercando nelle sperimentazioni su ancoraggi in calcestruzzo una strada più efficace, che tenesse in considerazione sia il tipo di rottura che si va a creare, sia l'aderenza tra il composito e la parete. Una metodologia interessante è quella proposta per le modalità di rottura conico-cilindriche da Subramanian e Cook (2004) ove, si riprendono le formulazioni di Cones (1982).

Questo modello, applicato a connettori d'acciaio cilindrici con bullone in testa inghisati in calcestruzzo, considera una rottura combinata di tipo conica + scorrimento, in cui la parte esterna dello spike provoca una rottura conica a trazione della parete, mentre la parte interna dello spike scorre orizzontalmente lungo una superficie cilindrica, contrastata dalla resistenza a taglio tra calcestruzzo e matrice. la formulazione è la seguente,

$$N_u = f_t A_1 + \tau_{g,c} A_2 + f_g A_3 \quad (5.3)$$

dove:

f_{t_c} = resistenza a trazione del calcestruzzo;

A_1 = area verticale (considerata circolare) di parete che si rompe a trazione;

$\tau_{g,c}$ = resistenza a taglio tra miscela iniettata e calcestruzzo;

A_2 = area laterale del cilindro di scorrimento;

f_g = resistenza a trazione della miscela

A_3 = area cilindrica della proiezione del bullone nella matrice.

Si nota che rispetto alla formulazione proposta da Paganoni e D'Ayala, in questo caso si considera l'aderenza tra matrice e paramento murario ($\tau_{g,c}$ dipende dal tipo di matrice) e anche il tipo di rottura (l'influenza della rottura conica o dello scorrimento) e dunque il modello analitico si avvicina di più alla condizione reale. Il calcolo delle tre aree, in riferimento a figura 5.1, è il seguente:

$$A_1 = \pi(r_s^2 - r^2)$$

$$A_2 = 2\pi r[h_{ef} - (r_s - r)\tan\phi]$$

$$A_3 = \pi(r^2 - r_h^2)$$

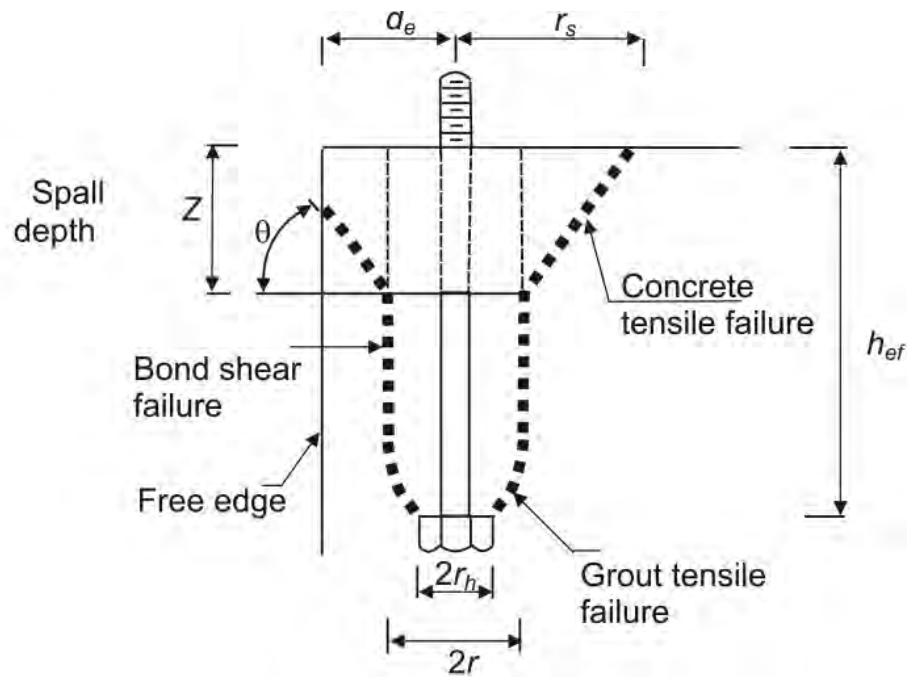


Figura 5.1: rottura combinata di ancoraggi d'acciaio in calcestruzzo (Subramanian e Cook, 2004)

5.2.1 Applicazione del metodo al caso in esame

Le grosse differenze tra il modello proposto e il nostro caso sono due:

1. il diverso supporto “muratura” e non calcestruzzo;
2. il connettore è in fibra e non una barra d'acciaio;

Per applicarlo correttamente, dunque, è necessario fare le opportune osservazioni. Innanzitutto è necessario individuare i due valori caratteristici della muratura, ossia la resistenza a trazione f_{tm} e la resistenza a taglio tra muratura e matrice $\tau_{g,m}$. E' poi opportuno considerare l'assenza di una “testa” al nostro connettore, e dunque eliminare l'area A_3 dalla formulazione utilizzabile. Infine è indispensabile valutare le dimensioni del cono di rottura (r_s) e questo dato possiamo ricavarlo soltanto dai rilevamenti in sito; fra l'altro dobbiamo ipotizzare che il cono di rottura sia di tipo rettangolo, ossia che l'altezza del cono sia pari al raggio della sua base: dello spike sfilato, infatti, è semplice misurare l'altezza del cono, ma è molto più difficile interpretare la reale misura di r_s . Questo ultimo punto rende la procedura meno generale poichè è necessario un dato rilevabile solamente con la rottura del connettore; tuttavia ci occuperemo in primo luogo di verificare l'affidabilità della formulazione e in secondo luogo di fare delle considerazioni per l'applicazione generale della stessa. In definitiva la formulazione che utilizzeremo è:

$$N_u = f_{tm}A_1 + \tau_{g,m}A_2 \quad (5.4)$$

dove

$$A_1 = \pi(r_s^2 - r^2)$$

$$A_2 = 2\pi r[l.a.ef - (r_s - r)]$$

f_{tm} = resistenza a trazione della muratura

$\tau_{g,m}$ = resistenza a taglio tra muratura e matrice

5.2.1.1 Valori caratteristici della muratura

I due valori da individuare sono la *resistenza a trazione della muratura* f_t e la *resistenza a taglio tra muratura e matrice* τ .

Resistenza a trazione della muratura f_t . Per quanto riguarda la muratura su cui sono state eseguite le prove, si conoscono le caratteristiche fisiche (resistenza a compressione e a trazione) dei mattoni e della malta costituenti (tabella 3.8); tuttavia non si è a conoscenza di un valore misurato della resistenza a trazione del paramento murario. Per valutare f_t dunque, si è ricorso alla normativa e alle raccomandazioni vigenti. Le raccomandazioni (CNR DT-200 R1, 2013) valutano la resistenza a trazione pari al 10% della resistenza a compressione della muratura. La resistenza a compressione è stata identificata sulla base delle (NTC, 2008). Nel capitolo 11.10.3.1.2 la normativa riporta che “per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore di f_k può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tabella 11.10.V.”(figura 5.2).

Tabella 11.10.V - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Figura 5.2: Tabella 11.10.V (NTC, 2008)

Il mattone presente in sito ha una resistenza a compressione rilevata di $29.4 N/mm^2$ (approssimata a 30). La malta ha una resistenza a compressione di $1.4 N/mm^2$; si è dunque scelto la classe peggiore (M2,5) e si è quindi applicato il valore da tabella di $7.2 N/mm^2$ per la resistenza a compressione della muratura in esame. Ricavando il 10% di f_k si è quindi individuata la resistenza a trazione della muratura, pari a:

$$f_t = 0.72N/mm^2 \tag{5.5}$$

Resistenza a taglio tra muratura e matrice $\tau_{g,m}$. Valutare la resistenza a taglio tra muratura e matrice non è stato altrettanto semplice. Il valore dipende dal tipo di aderenza realizzata tra la matrice iniettata e il particolare tipo di muratura in esame. Si è dunque ricorsi alla definizione di τ ossia:

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (5.6)$$

dove F è lo sforzo di taglio ultimo, oltre il quale avviene la rottura, e A è l'area che reagisce a taglio, prima della rottura, dunque l'area laterale del cilindro iniettato.

$$A = 2\pi r(l.a.ef) \quad (5.7)$$

Per i casi in esame, i due valori richiesti sono conosciuti: per ogni connettore infatti è stato rilevato il carico massimo e misurata la lunghezza di aderenza reale da cui calcolare l'area laterale del cilindro. Si riportano in seguito tre tabelle (una per ogni matrice utilizzata) con i valori di F e di $l.a.ef$ misurati e con il calcolo del taglio medio $\tau_{g,m}$ poi utilizzabile in formula 5.4.

Tabella 5.3: valore di $\tau_{g,m}$ per la matrice EpoFill (KEF)

campione	F [N]	$l.a.ef$ [mm]	$\tau_{g,m}$ [Mpa]
SL_KEF_B4C_10_24_1	8307	100	1.017
SL_KEF_B4C_10_24_2	9419	100	1.153
SL_KEF_B4C_10_24_3	12714	100	1.557
SL_KEF_B3L_20_24_1	23420	200	1.434
SL_KEF_B3L_20_24_2	23038	200	1.41
SL_KEF_B3L_20_24_3	20378	200	1.247
SL_KEF_B3C_30_24_1	21534	300	0.879
SL_KEF_B3C_30_24_2	28358	300	1.157
SL_KEF_B3C_30_24_3	9263	300	0.378
$\bar{\tau}_{KEF}$			1.137

dimensioni del cono di rottura (r_s) Individuati i parametri meccanici, è necessario inserire i dati geometrici per ricavare le aree A_1 e A_2 ; conoscendo $l.a.ef$ (misurato in sito) e r (raggio del foro realizzato) l'unico valore da determinare è r_s ossia il raggio della base del cono di rottura. Il rilevamento di tale parametro è molto difficile, poiché la rottura su muratura (a differenza di quella su calcestruzzo) non è mai regolare e dunque il cono effettivo non ha una base circolare di cui si può individuare il diametro, bensì presenta spesso delle lame sottili di laterizio di profilo spezzato, dovute all'esfoliazione dello strato superficiale del paramento murario. In figura 5.3 è evidente la differenza di dimensioni tra il reale cono di rottura (alto circa 20 mm) e la base esfoliata, che ha un diametro di circa 100 mm.

Si è deciso di considerare il raggio di base pari all'altezza, ossia di ipotizzare un ϕ di 45°; questa ipotesi, di "rottura tipo" considera il materiale muratura omogeneo,

Tabella 5.4: valore di $\tau_{g,m}$ per la matrice EcoBinder (KEB)

campione	F [N]	$l.a.ef$ [mm]	$\tau_{g,m}$ [Mpa]
SL_KEB_B4C_10_24_1	2527	40	0.773
SL_KEB_B4C_10_24_2	11538	100	1.412
SL_KEB_B4C_10_24_3	9151	70	1.600
SL_KEB_B3L_20_24_1	11549	200	0.707
SL_KEB_B3L_20_24_2	14788	180	1.006
SL_KEB_B3L_20_24_3	27866	200	1.706
SL_KEB_B3L_20_47_1	21922	200	1.342
SL_KEB_B3L_20_47_2	45193	200	2.766
SL_KEB_B3L_20_47_3	21409	120	2.184
SM_KEB_B3L_20_47_1	22577	200	1.382
SM_KEB_B3L_20_47_2	24060	200	1.473
SM_KEB_B3L_20_47_3	28618	200	1.752
SL_KEB_B3C_30_24_1	28750	300	1.173
SL_KEB_B3C_30_24_2	30610	300	1.249
SL_KEB_B3C_30_24_3	35029	300	1.429
$\bar{\tau}_{KEB}$			1.464

Tabella 5.5: valore di $\tau_{g,m}$ per la matrice Geocalce Fluido (KGL)

campione	F [N]	$l.a.ef$ [mm]	$\tau_{g,m}$ [Mpa]
SL_KGL_B4C_10_24_1	8098	100	0.991
SL_KGL_B4C_10_24_2	10217	100	1.251
SL_KGL_B4C_10_24_3	10643	100	1.303
SL_KGL_B3L_20_24_1	19518	200	1.195
SL_KGL_B3L_20_24_2	25173	200	1.541
SL_KGL_B3L_20_47_1	34106	200	2.088
SL_KGL_B3L_20_47_2	32153	200	1.969
SL_KGL_B3L_20_47_3	13050	200	0.799
SM_KGL_B3L_20_47_1	19724	200	1.207
SM_KGL_B3L_20_47_2	16849	200	1.031
SM_KGL_B3L_20_47_3	14912	200	0.913
SL_KGL_B3C_30_24_1	29730	300	1.213
SL_KGL_B3C_30_24_2	31610	300	1.29
SL_KGL_B3C_30_24_3	33753	300	1.377
$\bar{\tau}_{KGL}$			1.298



Figura 5.3: Esempio di rottura conica con grande superficie di laterizio esfoliato.

ossia considera una distribuzione uniforme delle tensioni nel supporto che va a rompersi in modo conico. Per ogni campione che ha subito una rottura conica, di estrazione, o conica + scorrimento, è stato dunque assegnato un raggio di base in accordo con l'ipotesi suddetta; in realtà il valore dell'altezza misurato in sito dopo l'estrazione del fiocco, è già pari a $r_s - r$, come si deduce da figura 5.4. Nei casi in cui si è verificata una rottura per trazione o scorrimento, il valore di r_s è stato posto pari a 0. Grazie a tali dati è stato possibile ottenere le due aree richieste dalla formula 5.4; in tabella 5.6 sono riportati i valori misurati e il calcolo delle due aree A_1 e A_2 .

5.2.1.2 Confronto carico rilevato e carico calcolato.

Ottenute le aree è stato possibile ricavare analiticamente il valore della “pull-out capacity”, utilizzando la formula 5.4; tale valore è indicato con F_2 , mentre con F_1 si identifica il massimo valore di carico misurato in sito. In tabella 5.7 sono messi a confronto F_1 e F_2 ; la differenza tra i due è espressa sia in termini assoluti ($\Delta F[kN]$) sia in termini percentuali ($\Delta F[\%]$) e la media delle differenze percentuali ($\overline{\Delta F}$) costituisce la “bontà” della formulazione analitica proposta. In figura 5.5 è riportato l'istogramma che confronta i singoli valori.

Una differenza media $\overline{\Delta F}$ del 5.5 % è un risultato per il quale si può considerare la formulazione di Cones&James di buon riscontro anche per connettori applicati su muratura. In 20 casi il valore misurato supera il valore calcolato, mentre nei restanti 18 si verifica il contrario; c'è dunque un'oscillazione attorno allo 0 (differenza nulla) con circa lo stesso numero di casi: in figura 5.6 è riportato un istogramma in cui sono stati ordinati in ordine crescente i valori dell'errore percentuale per ogni singolo campione, in modo da illustrare come l'andamento si di tipo simmetrico. Ci si aspetta che i valori calcolati si avvicinino il più possibile ai valori misurati. Se il valore misurato è maggiore di quello stimato, le motivazioni possono essere dovute ad una miglior penetrazione della miscela all'interno del foro, e/o ad un

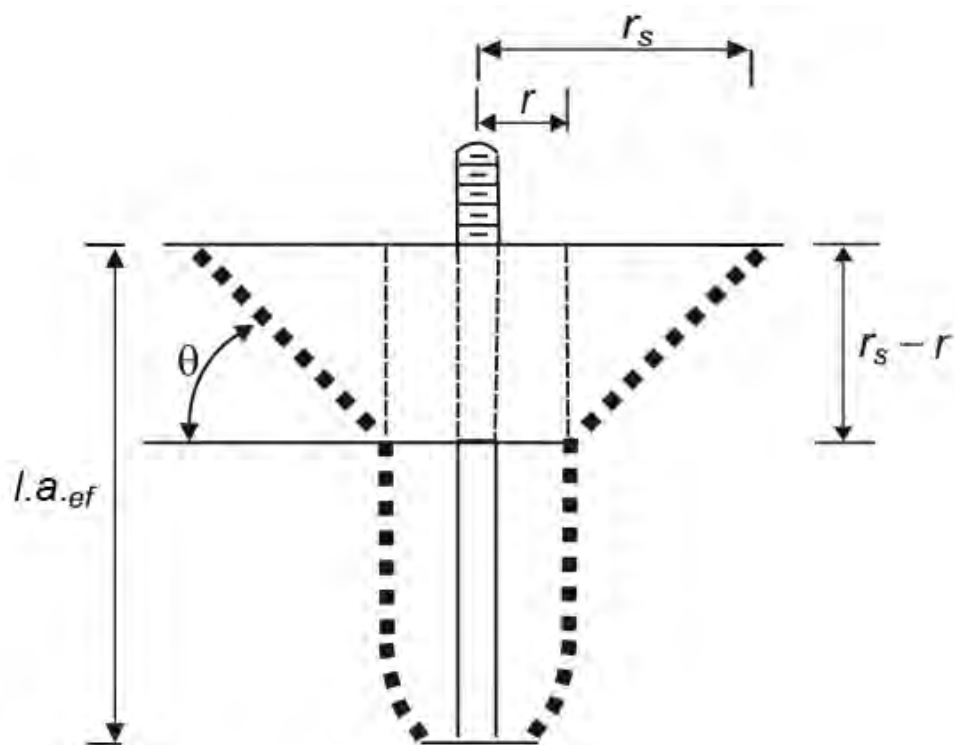


Figura 5.4: Schema geometrico utilizzato; $\phi = 45^\circ$

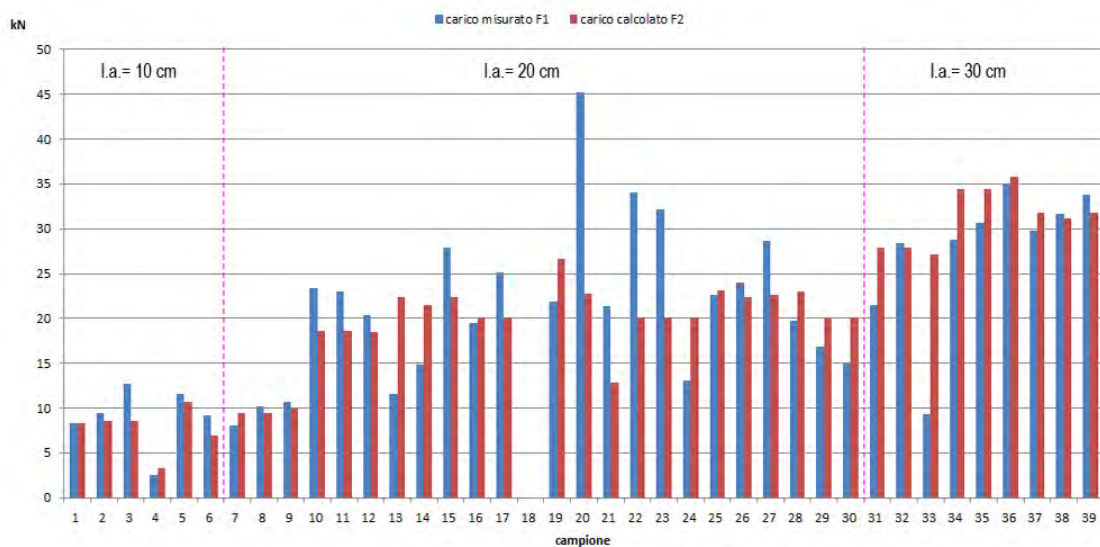


Figura 5.5: Confronto tra pull-out capacity misurata e calcolata, per ogni singolo campione, suddivisi in base alla l.a.

Tabella 5.6: Valori di A_1 e A_2 per ogni singolo campione, calcolati sulla base degli r_s rilevati in sito. $r = 13\text{mm}$ per ogni campione.

N	Campione	$l.a.ef$ [mm]	tipo di rottura	$r_s - r$ [mm]	A_1 [mm ²]	A_2 [mm ²]
1	SL_KEF_B4C_10_24_1	100	scorrimento	25	1963.50	6126.11
2	SL_KEF_B4C_10_24_2	100	estrazione mattone	30	2827.43	5717.70
3	SL_KEF_B4C_10_24_3	100	estrazione mattone	30	2827.43	5717.70
4	SL_KEB_B4C_10_24_1	40	conica	20	314.16	2450.44
5	SL_KEB_B4C_10_24_2	100	conica + scorrimento	15	706.86	6942.92
6	SL_KEB_B4C_10_24_3	70	conica	20	1256.64	4084.07
7	SL_KGL_B4C_10_24_1	100	conica	20	1256.64	6534.51
8	SL_KGL_B4C_10_24_2	100	conica	20	1256.64	6534.51
9	SL_KGL_B4C_10_24_3	100	conica	40	5026.55	4900.88
10	SL_KEF_B3L_20_24_1	200	trazione	0	0	16336.28
11	SL_KEF_B3L_20_24_2	200	trazione	0	0	16336.28
12	SL_KEF_B3L_20_24_3	200	estrazione mattone	40	5026.55	13069.03
13	SL_KEB_B3L_20_24_1	200	conica + scorrimento	25	1963.50	14294.25
14	SL_KEB_B3L_20_24_2	180	scorrimento	0	0.00	14702.65
15	SL_KEB_B3L_20_24_3	200	conica + scorrimento	30	2827.43	13885.84
16	SL_KGL_B3L_20_24_1	200	conica + scorrimento	15	706.86	15111.06
17	SL_KGL_B3L_20_24_2	200	conica + scorrimento	15	706.86	15111.06
18	SL_KGL_B3L_20_24_3		rottura sistema di prova	0	0	0
19	SL_KEB_B3L_20_47_1	200	conica + scorrimento	70	15393.80	10618.58
20	SL_KEB_B3L_20_47_2	200	conica + scorrimento	40	5026.55	13069.03
21	SL_KEB_B3L_20_47_3	120	conica + scorrimento	20	1256.64	8168.14
22	SL_KGL_B3L_20_47_1	200	conica + scorrimento	15	706.86	15111.06
23	SL_KGL_B3L_20_47_2	200	conica + scorrimento	30	2827.43	13885.84
24	SL_KGL_B3L_20_47_3	200	conica + scorrimento	30	2827.43	13885.84
25	SM_KEB_B3L_20_47_1	200	conica + scorrimento	45	6361.73	12660.62
26	SM_KEB_B3L_20_47_2	200	conica + scorrimento	30	2827.43	13885.84
27	SM_KEB_B3L_20_47_3	200	conica + scorrimento	15	706.86	15111.06
28	SM_KGL_B3L_20_47_1	200	conica + scorrimento	60	11309.73	11435.40
29	SM_KGL_B3L_20_47_2	200	conica + scorrimento	20	1256.64	14702.65
30	SM_KGL_B3L_20_47_3	200	conica + scorrimento	30	2827.43	13885.84
31	SL_KEF_B3C_30_24_1	300	trazione	0	0	24504.42
32	SL_KEF_B3C_30_24_2	300	trazione + scorrimento	0	0	24504.42
33	SL_KEF_B3C_30_24_3	300	conica + scorrimento	30	2827.43	22053.98
34	SL_KEB_B3C_30_24_1	300	conica + scorrimento	20	1256.64	22870.79
35	SL_KEB_B3C_30_24_2	300	scorrimento	20	1256.64	22870.79
36	SL_KEB_B3C_30_24_3	300	trazione	0	0	24504.42
37	SL_KGL_B3C_30_24_1	300	trazione	0	0	24504.42
38	SL_KGL_B3C_30_24_2	300	conica + scorrimento	40	5026.55	21237.17
39	SL_KGL_B3C_30_24_3	300	trazione	0	0	24504.42

Tabella 5.7: Confronto tra “pull out capacity” misurata F_1 e calcolata F_2 .

N	Campione	F_1 [kN]	F_2 [kN]	ΔF [kN]	ΔF %
1	SL_KEF_B4C_10_24_1	8.31	8.38	-0.07	-0.85
2	SL_KEF_B4C_10_24_2	9.42	8.54	0.88	10.35
3	SL_KEF_B4C_10_24_3	12.71	8.54	4.18	48.94
4	SL_KEB_B4C_10_24_1	2.53	3.30	-0.77	-23.34
5	SL_KEB_B4C_10_24_2	11.54	10.67	0.87	8.12
6	SL_KEB_B4C_10_24_3	9.15	6.88	2.27	32.95
7	SL_KGL_B4C_10_24_1	8.10	9.38	-1.29	-13.71
8	SL_KGL_B4C_10_24_2	10.22	9.38	0.83	8.86
9	SL_KGL_B4C_10_24_3	10.64	9.98	0.66	6.65
10	SL_KEF_B3L_20_24_1	23.42	18.57	4.85	26.10
11	SL_KEF_B3L_20_24_2	23.04	18.57	4.47	24.04
12	SL_KEF_B3L_20_24_3	20.38	18.48	1.90	10.29
13	SL_KEB_B3L_20_24_1	11.55	22.34	-10.79	-48.29
14	SL_KEB_B3L_20_24_2	14.79	21.52	-6.73	-31.29
15	SL_KEB_B3L_20_24_3	27.87	22.36	5.50	24.62
16	SL_KGL_B3L_20_24_1	19.52	20.12	-0.60	-2.99
17	SL_KGL_B3L_20_24_2	25.17	20.12	5.05	25.12
18	SL_KGL_B3L_20_24_3	/	/	/	/
19	SL_KEB_B3L_20_47_1	21.92	26.63	-4.70	-17.67
20	SL_KEB_B3L_20_47_2	45.19	22.75	22.44	98.66
21	SL_KEB_B3L_20_47_3	21.41	12.86	8.55	66.47
22	SL_KGL_B3L_20_47_1	34.11	20.12	13.99	69.53
23	SL_KGL_B3L_20_47_2	32.15	20.06	12.10	60.32
24	SL_KGL_B3L_20_47_3	13.05	20.06	-7.01	-34.93
25	SM_KEB_B3L_20_47_1	22.58	23.11	-0.54	-2.32
26	SM_KEB_B3L_20_47_2	24.06	22.36	1.70	7.60
27	SM_KEB_B3L_20_47_3	28.62	22.63	5.99	26.47
28	SM_KGL_B3L_20_47_1	19.72	22.98	-3.26	-14.18
29	SM_KGL_B3L_20_47_2	16.85	19.98	-3.14	-15.69
30	SM_KGL_B3L_20_47_3	14.91	20.06	-5.14	-25.64
31	SL_KEF_B3C_30_24_1	21.53	27.86	-6.32	-22.70
32	SL_KEF_B3C_30_24_2	28.36	27.86	0.50	1.79
33	SL_KEF_B3C_30_24_3	9.26	27.11	-17.85	-65.83
34	SL_KEB_B3C_30_24_1	28.75	34.38	-5.63	-16.38
35	SL_KEB_B3C_30_24_2	30.61	34.38	-3.77	-10.97
36	SL_KEB_B3C_30_24_3	35.03	35.87	-0.84	-2.34
37	SL_KGL_B3C_30_24_1	29.73	31.80	-2.07	-6.51
38	SL_KGL_B3C_30_24_2	31.61	31.18	0.43	1.38
39	SL_KGL_B3C_30_24_3	33.75	31.80	1.95	6.14
ΔF				5.5	

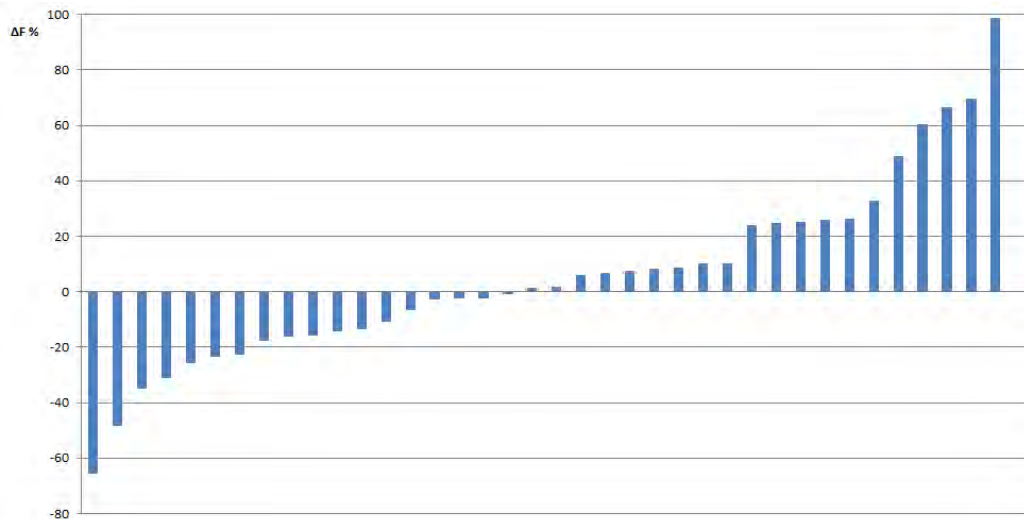


Figura 5.6: Errore percentuale per ogni singolo campione (ordine crescente)

comportamento meccanico della muratura molto efficiente (si ricordi a tal proposito che non si considera nella formula 5.4 la reazione lungo la superficie laterale del cono). I casi in cui il valore di F_2 è “considerevolmente” maggiore del valore di F_1 , dove per considerevole si intende un $\Delta F \geq 20\%$, corrispondono a condizioni particolari, alcune delle quali già erano state esaminate nel capitolo precedente, altre saranno in seguito affrontate.

Nel caso del campione 4 (SL_KEB_B4C_10_24_1) la lunghezza efficace è molto ridotta (40 mm) a causa dell’iniezione inadeguata della miscela in fase di realizzazione del connettore. Questo determina un contributo minore da parte della resistenza a taglio della muratura (fase di scorrimento) che coinvolge soltanto 20 mm di connettore (a differenza degli altri campioni di l.a. 100, ove erano coinvolti 60 mm di connettore). Il fatto che il valore calcolato sia dovuto in larga parte alla rottura conica amplifica di molto l’errore, soprattutto perché le dimensioni ridotte di questo caso specifico sono confrontabili con l’errore di misura della stima della lunghezza di aderenza e del raggio del cono. Anche il campione 14 (SL_KEB_B3L_20_24_2) aveva subito un’iniezione insufficiente, tanto che la parte finale del foro risultava vuota e la lunghezza di aderenza effettiva era stata valutata 20 mm inferiore del previsto. E’ possibile, come nel caso precedente, che l’esecuzione inadeguata, anche se rilevata, abbia portato ad una stima inadeguata delle condizioni reali, ampliando dunque la differenza con il calcolo analitico. Il campione 33 (SL_KEF_B3C_30_24_3) era caratterizzato da una pessima iniezione, con il foro iniettato soltanto nella parte inferiore. Dal punto di vista analitico (nella formula 5.4), se consideriamo metà dell’area di base del cono e metà dell’area laterale del cilindro (quindi se dimezziamo entrambi gli addendi) otteniamo un valore di N_u pari a metà del carico del connettore iniettato; nella realtà notiamo come il valore misurato (9.26 kN) è circa un terzo della media dei connettori da l.a. di 30 cm (27.63 kN). I campioni 13, 24 e 30 non presentano particolari problemi di iniezione ($l.a._{ef} = 200$ mm) né di modalità di rottura (conica + scorrimento) né di dimensione del cono (una variazione del raggio r_s comporta una variazione

minima del ΔF); è dunque difficile individuare la motivazione del basso valore misurato. Nel caso del campione 13 (SL_KEB_B3L_20_24_1), il carico rilevato è di 11.55 kN, di molto inferiore alla media degli altri l.a.200 da 24 trefoli (media di 20.72 kN); non si sono registrate anomalie in fase di rilevamento, tuttavia l'immagine 5.7 mostra come le tracce di laterizio sulla superficie laterale del cilindro siano davvero minime; è dunque possibile che non ci sia stata ottima adesione tra parete e matrice e che quindi il fiocco si sia sfilato con una facilità maggiore che negli altri casi.



Figura 5.7: Campione 13 (SL_KEB_B3L_20_24_1)

Anche i campioni 24 e 30 non hanno fatto rilevare caratteristiche particolari in fase di sperimentazione; tuttavia questi due appartengono al gruppo di connettori realizzati con 47 trefoli, dunque in condizioni più difficoltose di iniezione: la quantità maggiore di fibra, infatti, aumenta la difficoltà di saturazione del foro da parte della matrice (considerazione già avanzata nel capitolo precedente). Si noti che la formula analitica 5.4 non fa alcuna differenza tra connettori da 24 e da 47 trefoli e in effetti è proprio nell'intervallo 18-30 che si hanno grosse variazioni tra valori misurati e valori calcolati: variazioni positive laddove la miscela è riuscita a saturare bene il foro, e negative nel caso in cui (probabilmente) la maglia troppo fitta del fascio di fibra non ha permesso un'iniezione completa. Provando ad eliminare i connettori da 47 trefoli (che da soli presentano un $\overline{\Delta F}$ del 18.22%) la differenza di errore si riduce ulteriormente (arrivando ad uno -0.78%); eliminando anche i valori "problematici" esposti precedentemente si torna ad un $\overline{\Delta F}$ del 5.55 %, a conferma di come il grande numero di dati (con errori sia in eccesso che in difetto) porti

allo stesso risultato di un minor numero di dati più accurati. Nel complesso possiamo dire che la formula 5.4 permette di definire il valore della *pull-out capacity* di un connettore iniettato con un errore inferiore al 6%. Tuttavia per applicarla è necessario conoscere la dimensione del cono di rottura.

5.2.2 Generalizzazione

Risulta impossibile conoscere le dimensioni del cono senza portare il connettore a rottura. Lo scopo di questo lavoro, tuttavia, è fornire informazioni relative al comportamento di connettori al fine di prevederne la *pull-out capacity*; prevederla senza dover danneggiare lo spike stesso. Se, come detto, le informazioni geometriche non sono reperibili, è possibile tuttavia conoscere, a partire da valori di progetto, il comportamento generale del connettore appena iniettato. Il comportamento a rottura di un connettore di raggio r e di $l.a._{ef}$ dati, iniettato in una muratura di f_t nota mediante una matrice di cui si conosca il $\tau_{g,m}$ è di tipo parabolico secondo la funzione

$$F_{l.a.} = \pi(x^2 - r^2) \cdot f_{t_m} + 2\pi r[l.a._{ef} - (x - r)] \cdot \tau_{g,m} \quad (5.8)$$

dove x è l'altezza del cono di rottura e quindi $x \leq l.a._{ef}$; la funzione permette di conoscere il comportamento di F al variare di x , e quindi permette, in fase progettuale, di conoscere il minimo valore di calcolo che un connettore soggetto ad una rottura di tipo conica+scorrimento può sostenere. Posta nulla la derivata in x della funzione 5.8

$$\frac{dy}{dx} = 2\pi x \cdot f_{t_m} - \pi 2r \cdot \tau_{g,m} = 0 \quad (5.9)$$

si ottiene il valore di x_{\min}

$$x_{\min} = \frac{r \cdot \tau_{g,m}}{f_{t_m}} \quad (5.10)$$

che restituisce la *pull-out capacity* di progetto.

$$F_{l.a.} = \pi \left\{ \left[\left(\frac{2r \cdot \tau_{g,m}}{2f_{t_m}} \right)^2 - r^2 \right] \cdot f_{t_m} + 2r \cdot \tau_{g,m} (l.a._{ef} + r - \frac{d \cdot \tau_{g,m}}{2f_{t_m}}) \right\} \quad (5.11)$$

La prima osservazione riguarda il valore di x_{\min} dedotto dalla formula 5.10: il fatto che x_{\min} sia maggiore di zero fa capire che la condizione peggiore non si verifica con il caso di puro scorrimento (quando cioè il raggio del cono di rottura è nullo), ma quando c'è una piccola percentuale di rottura conica, il cui raggio di base è pari al valore di x_{\min} . Si riportano in seguito tre tabelle, in cui sono riportati i valori teorici della *pull-out capacity* (F) nel caso in cui ci sia solo scorrimento, nel caso in cui ci sia solo rottura conica, e nel caso in cui si verifichi la condizione peggiore, ossia in cui il raggio del cono di rottura sia pari a x_{\min} . In tutti e tre i casi si considerano provini in fibra SL di lunghezza di aderenza $l.a._{ef}$ data, di raggio 13 mm, iniettati su una muratura di $f_{t_m} = 0.72 \text{ Mpa}$ con matrici di $\tau_{g,m}$ data; con "S" si considera la condizione di puro scorrimento, quando la lunghezza del cilindro

Valutazione sperimentale in situ dell'efficacia dei connettori trasversali

coincide con la profondità del foro e il raggio del cilindro è pari a zero e dunque c'è solo A_2 (tabella 5.8), con "C" la condizione di rottura totalmente conica, quando l'altezza del cono coincide con $l.a_{ef}$ e dunque c'è soltanto A_1 (tabella 5.9), e la condizione "min" è quella in cui si considera come raggio del cono di rottura x_{min} calcolato mediante la formula 5.10 (tabella 5.10).

Tabella 5.8: *pull-out capacity* nel caso di puro scorrimento (s)

CAMPIONE	$l.a_{ef}$ [mm]	$\tau_{g,m}$ [Mpa]	$r_s - r$ [mm]	$A1(s)$ [mm ²]	$A2_s$ [mm ²]	F_s [kN]
SL_KEF_10	100	1.14	0	0	8168	9.29
SL_KEB_10	100	1.46	0	0	8168	11.96
SL_KGL_10	100	1.30	0	0	8168	10.60
SL_KEF_20	200	1.14	0	0	16336	18.57
SL_KEB_20	200	1.46	0	0	16336	23.91
SL_KGL_20	200	1.30	0	0	16336	21.20
SL_KEF_30	300	1.14	0	0	24504	27.86
SL_KEB_30	300	1.46	0	0	24504	35.87
SL_KGL_30	300	1.30	0	0	24504	31.80

Tabella 5.9: *pull-out capacity* nel caso di rottura totalmente conica (c)

CAMPIONE	$l.a_{ef}$ [mm]	$\tau_{g,m}$ [Mpa]	r_c [mm]	$A1_c$ [mm ²]	$A2_c$ [mm ²]	F_c [kN]
SL_KEF_10	100	1.14	100	30885.00	0	22.24
SL_KEB_10	100	1.46	100	30885.00	0	22.24
SL_KGL_10	100	1.30	100	30885.00	0	22.24
SL_KEF_20	200	1.14	200	125132.78	0	90.10
SL_KEB_20	200	1.46	200	125132.78	0	90.10
SL_KGL_20	200	1.30	200	125132.78	0	90.10
SL_KEF_30	300	1.14	300	282212.41	0	203.19
SL_KEB_30	300	1.46	300	282212.41	0	203.19
SL_KGL_30	300	1.30	300	282212.41	0	203.19

Tabella 5.10: *pull-out capacity* minima

CAMPIONE	$l.a_{ef}$ [mm]	$\tau_{g,m}$ [Mpa]	r_{min} [mm]	$A1_{min}$ [mm ²]	$A2_{min}$ [mm ²]	F_{min} [kN]
SL_KEF_10	100	1.14	20.53	792.82	6491.46	7.95
SL_KEB_10	100	1.46	26.43	1663.34	6009.44	9.99
SL_KGL_10	100	1.30	23.43	1193.82	6254.28	8.98
SL_KEF_20	200	1.14	20.53	792.82	14659.60	17.24
SL_KEB_20	200	1.46	26.43	1663.34	14177.58	21.95
SL_KGL_20	200	1.30	23.43	1193.82	14422.42	19.58
SL_KEF_30	300	1.14	20.53	792.82	22827.74	26.52
SL_KEB_30	300	1.46	26.43	1663.34	22345.72	33.91
SL_KGL_30	300	1.30	23.43	1193.82	22590.56	30.18

Sarà il valore F_{min} che farà fede in fase di progettazione, e che identifica il valore minimo (con un errore del 5.5%) che un connettore iniettato opportunamente in muratura può sostenere.

5.2.3 Esempio applicativo

Al fine di illustrare il metodo appena descritto, si propone un caso specifico in cui si analizza il variare della pull out capacity al variare della dimensione del cono di rottura, ossia delle diverse influenze nella rottura combinata conica+scorrimento. Si sceglie un connettore in fibra SL da 24 trefoli, raggio r di 13 mm, iniettato con una matrice KGL ($\tau_{g,m} = 1.30$ Mpa), $l.a_{ef}$ di 20 mm in una muratura con f_{tm} di 0.72 Mpa . Si suppone che il connettore sia realizzato ad opera d'arte, e dunque si ipotizza, con una certa sicurezza, una rottura di tipo combinato conica+scorrimento. E' giusto osservare che per $x < r$ i dati non sono consistenti, poiché si formerebbe un cono all'interno del diametro del connettore, senza cioè provocare la rottura della muratura, e dunque non interessando la sua resistenza a trazione. La funzione generale di calcolo della *pull-out capacity* [N], applicando la formula 5.8, è la seguente:

$$F_{200} = \pi(x^2 - 13^2) \cdot 0.72 + 2\pi \cdot 13[200 - (x - 13)] \cdot 1.30 \quad (5.12)$$

è definita per ($r \leq x \leq 200$), e il suo grafico è riportato in figura 5.8.

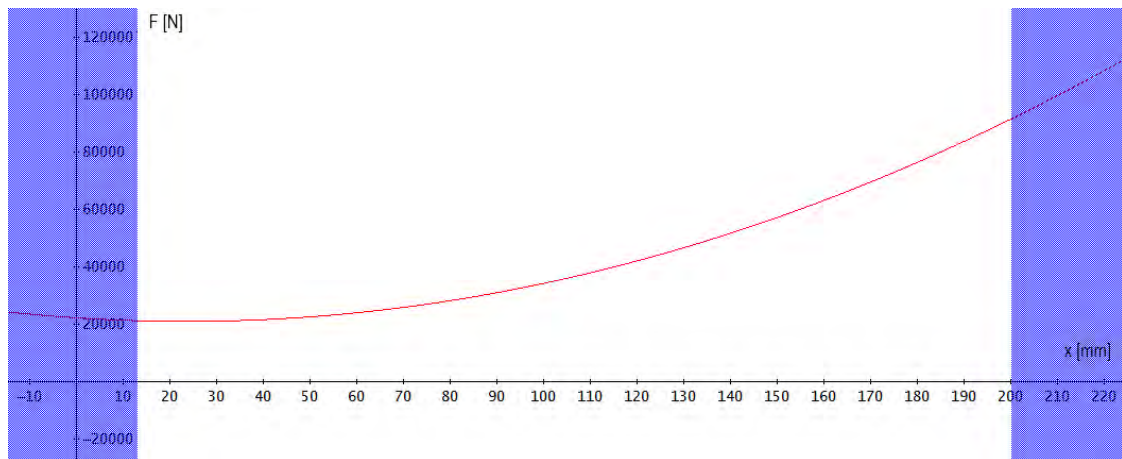


Figura 5.8: Funzione 5.12, definita in $r \leq x \leq 200$

La funzione è un ramo di parabola che decresce fino al punto di minimo ($x=23.5$ mm, calcolato secondo la 5.10) e poi riprende a crescere raggiungendo il massimo valore di F (90.1 kN) per $x = 200$, quando cioè la rottura è totalmente conica. Sarebbe interessante capire perché il valore minimo non corrisponde a un totale scorrimento ($x_{min}=r$), ossia perché il caso peggiore è una combinazione di una piccola percentuale di rottura conica (nel caso specifico con raggio di base del cono pari all'11,45% della lunghezza di ancoraggio). Una lettura di questo comportamento possiamo darlo analizzando la definizione di x_{min} (formula 5.10). Essendo r assegnato, è il rapporto $\tau_{g,m} / f_{tm}$ che determina l'entità del raggio del cono di rottura che provoca il minimo valore di F. In altre parole sono le caratteristiche della matrice e soprattutto della muratura che influenzano il comportamento a rottura. Nel caso in cui l'adesione tra matrice e muratura sia molto efficiente ($\tau_{g,m}$ alto) ma la resistenza a trazione f_{tm} molto bassa il valore di x_{min} cresce di molto, ossia la pull-out capacity minima corrisponde ad una percentuale di rottura conica maggiore. Se al contrario la resistenza a trazione della muratura è alta, ma

l'aderenza tra muratura e matrice è scarsa, allora si ottiene un x_{min} molto basso, che eguaglia il valore di r (totale scorrimento) soltanto nel caso in cui $\tau_{g,m} = f_{tm}$. Caso non ideale, che si sarebbe pressochè verificato nel caso in cui la muratura fosse stata realizzata con una malta migliore (M15) che aumenterebbe la resistenza a trazione da 0.72 a 1.20 Mpa, valore molto simile al τ_{KGL} pari a 1.30 Mpa.

In generale, l'utilizzo della formula 5.8 e lo studio della funzione risultante inserendo i valori di calcolo è molto utile sia per conoscere i valori limite, sia per comprendere il probabile comportamento a rottura del connettore.

5.3 Osservazioni conclusive

Nel capitolo appena concluso sono state utilizzate tutte le informazioni utili apprese dalle sperimentazioni e analisi effettuate, per produrre un modello analitico capace di prevedere la *pull-out capacity* minima di un connettore. La ricerca di un sistema troppo semplice, che considerasse solamente le caratteristiche della muratura e i dati geometrici del connettore, è risultata fallimentare, e l'applicazione di una formulazione esistente (metodo Paganoni-D'Ayala) basata su tale prerogative ha riportato risultati inconsistenti. Solamente analizzando il comportamento a rottura, ossia considerando una rottura combinata conica+scorrimento, valutando le caratteristiche di adesione tra muratura e matrice, e considerando anche la resistenza a trazione del supporto murario, si è giunti ad una formulazione adeguata (formula 5.8) che riesce a prevedere il carico di rottura con un errore del 5.5%. Tale formulazione, che richiede i dati geometrici di progetto (lunghezza di ancoraggio efficace $l_{a,ef}$ e raggio del connettore r) e soltanto due dati meccanici (resistenza a taglio tra muratura e matrice $\tau_{g,m}$, e resistenza a trazione della muratura f_{tm}), se studiata come funzione algebrica permette di comprendere, oltre ai valori puntuali, anche l'influenza del tipo di rottura nell'andamento del carico sostenuto dal connettore.

Conclusioni

La presente tesi ha indagato, mediante sperimentazioni in sito, il comportamento dei connettori in fibra d'acciaio iniettati su supporto murario. Tale sperimentazione, che in letteratura ritrova una documentazione pressochè assente, ha permesso di comprendere interessanti aspetti legati alla corretta installazione, all'apporto delle differenti matrici, alla densità di fibra da utilizzare e all'influenza della lunghezza di aderenza (o di ancoraggio) nei connettori.

I numerosi casi di prove di pull-out (39 a Milano e 9 a Cremona) hanno permesso di **validare un sistema di prova** appositamente progettato, che non trova riscontro né in letteratura né a livello normativo. Il sistema si compone di apposito elemento che permette di collegare il connettore libero, al di fuori del supporto, ad un martinetto cavo il quale posto a contrasto sul supporto tramite un treppiede metallico permette di applicare una forza parallela all'elemento da testare; il treppiede risulta sufficientemente ampio in modo che le tensioni trasferite dal martinetto alla muratura durante la prova non influiscano sul risultato del test. Il carico applicato viene misurato tramite una cella di carico, mentre gli spostamenti dall'elemento dal supporto vengono misurati da tre trasduttori collegati al connettore. Nelle 48 indagini eseguite solo in 2 casi si è verificata una rottura del sistema di prova, causati da un'incorretta preparazione del provino più che da un'inefficienza del metodo. Nei restanti 46 casi il sistema ha permesso di ottenere i dati cercati, rivelandosi efficace e di veloce installazione.

Per quanto riguarda il **comportamento in situ dei connettori**, le indagini eseguite hanno permesso di trarre numerose conclusioni. Innanzitutto dal punto di vista dell'*applicazione* dei connettori, si sottolinea l'importanza di eseguire l'installazione a regola d'arte; in particolare la difficoltà maggiore riguarda la saturazione del foro di iniezione: nel caso di matrici liquide (KEF) è opportuno realizzare un

foro leggermente inclinato, al fine di evitare una fuoriuscita della resina e dunque di non realizzare un sistema composito adeguato. Risulta utile, per lo stesso motivo, ocludere in facciata la parte inferiore del foro, permettendo a tutta la sezione circolare del connettore di essere adeguatamente iniettata. Per quanto riguarda le *differenti matrici* utilizzate per eseguire il connettore, si sono studiati i seguenti componenti Kerakoll:

- EpoFill (KEF): sistema epossidico bicomponente, matrice organica (resina);
- EcoBinder (KEB): legante idraulico espansivo, matrice inorganica a base cementizia;
- Geocalce Fluido (KGL): malta a base di calce naturale ad alta fluidità.

Di particolare interesse sono i risultati relativi al KGL, che per composizione chimica risulta il prodotto più compatibile con la muratura storica. Dal punto di vista della resistenza si è notata una contenuta differenza di risultati al variare delle tre matrici; si aggiunge che la resina (KEF), che dal punto di vista dell'aderenza avrebbe le migliori caratteristiche (lo si nota per l.a. di 10 cm), non può essere applicata con fori orizzontali, ponendo un problema di applicazione e compatibilità con il set-up di prova. E' invece evidente (sia per l.a. di 20 cm che per l.a. di 30 cm) un'ottima corrispondenza tra i carichi ultimi raggiunti dai KGL e KEB, per provini con 24 trefoli. Questi dati mostrano l'ottima qualità della malta di calce, che essendo per prestazioni paragonabile alla cementizia e per fluidità migliore della resina, diventa un ottimo candidato per l'esecuzione di connettori in composito su muratura. Al *variare della densità* della fibra si nota che i connettori realizzati con fibre a densità maggiore forniscono una prestazione peggiore. La motivazione va ancora a risiedere nella difficoltà di iniezione del foro: è infatti fondamentale che la matrice saturi perfettamente tutti i vuoti del foro, e laddove la fibra è troppo fitta, miscele troppo viscosi (inorganiche) possono bloccarsi nella rete di supporto o tra le fibre senza riempire totalmente la cavità. E' quindi importante inserire nel foro da iniettare una quantità e una densità di fibra che permetta al tipo di matrice utilizzata di aderire perfettamente ad ogni trefolo e di realizzare dunque un composito adeguato. Molto importante, nella realizzazione dei connettori, è la scelta della *lunghezza di aderenza (o ancoraggio)*. La sperimentazione ha evidenziato come la prestazione aumenti linearmente con la lunghezza di aderenza, ossia che al crescere della l.a. cresce il carico massimo sostenuto, avvicinandosi al valore di rottura a trazione della fibra. Anche il *tipo di rottura* è influenzato dalla lunghezza di ancoraggio: per l.a. di 10 cm si verificano rotture della muratura (conica o estrazione del mattone) per l.a. di 20 cm avviene soprattutto una rottura di tipo combinata (conica+scorrimento) mentre per l.a. di 30 cm si arriva spesso alla rottura a trazione del connettore. Dividendo il valore di carico sostenuto dal connettore per la lunghezza di aderenza, si può verificare l'efficienza della l.a. ossia la distribuzine del carico per ogni mm di connettore. Il caso da 20 cm (con 24 trefoli) è il più efficiente in assoluto, e anche il caso da 10 cm presenta un valore medio maggiore del caso da 30 cm, che dunque risulta una misura eccessivamente lunga. Nel complesso, dunque, il connettore da 24 trefoli viene sfruttato maggiormente nel caso di l.a. da 20 cm. Per quanto riguarda un *caso tipo* (rinforzo strutturale di

un edificio storico presso L'Aquila) si è notato come l'utilizzo appropriato dei connettori permetta il corretto funzionamento di un sistema collaborante in materiale composito, che entra in funzione nel momento in cui la resistenza della muratura (iniettata) comincia a cedere e che aumenta il comportamento monolitico del paramento murario consolidato. Il vantaggio di utilizzare un connettore iniettato, è quello di rendere il sistema maggiormente compatibile, poiché la miscela usata per consolidare la parete e per realizzare il connettore è la stessa.

Riassumendo, la sperimentazione ha portato ai seguenti risultati:

- Il foro entro cui sarà iniettato il connettore deve essere leggermente inclinato;
- La fibra inserita nel foro deve essere di dimensione e densità tale da permettere la totale saturazione dei vuoti da parte della matrice iniettata;
- La lunghezza di aderenza ha un'influenza notevole sul funzionamento del connettore, e generalmente la *pull-out capacity* cresce linearmente con l'aumentare della l.a.;
- Per quanto riguarda l'efficienza del connettore da 24 trefoli, una l.a. di 20 cm permette la miglior distribuzione di carico lungo lo spike. E' probabile che aumentando il numero di trefoli (se la matrice riesca a saturare bene il foro) sia necessaria una l.a. maggiore;
- Laddove il connettore è realizzato a regola d'arte, l'influenza della matrice (nei casi esaminati) non è particolarmente rilevante e dunque miscele a base di calce idraulica naturale sono perfettamente sostituibili a malte cementizie e a resine epossidiche.
- Il comportamento a rottura verificatosi più frequentemente è una combinazione di rottura conica (dello strato superficiale della muratura) e scorrimento (del connettore iniettato lungo la propria direzione principale);

Sulla base dei risultati ottenuti e modificando la formulazione di Cones and James (relativa a barre di acciaio iniettate nel calcestruzzo, che subiscono una rottura combinata conica+scorrimento), si è affrontata una *modellazione analitica* che ha portato alla descrizione dei risultati ottenuti in sito con un errore del 5.5%. Generalizzando la formulazione adottata si è proposto una **metodologia standardizzata** volta a prevedere il carico minimo che un qualunque connettore iniettato in fibra di acciaio può sostenere. In tal modo si è cercato di consegnare alla comunità scientifica un ulteriore strumento per aumentare il livello di conoscenza sui connettori in fibra al fine di evitare futuri errori progettuali e di diffondere l'uso di questi efficaci sistemi di ancoraggio.

Bibliografia

- ACI 440.2R-08 (2008). Guide for the design and construction of externally bonded frp systems for strengthening concrete structures. American Concrete Institute.
- ACI 440R-96 (1996). State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (frp) reinforcement for concrete structures. American Concrete Institute.
- Aiello M. A.; Sciolti M. S. (2007). Analysis of the durability of the bond between masonry and FRP sheets. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Aiello M. A.; Sciolti S. M. (2006). Bond analysis of masonry structures strengthened with cfrp sheets. *Construction and Building Materials*, **420**, 90–100.
- Albert M. A.; Elwi A. E.; Cheng R. J. J. (2001). Strengthening of unreinforced masonry walls using FRPs. *Journal of Composites for Construction*, **5**, 76–84.
- Algeri C.; Poverello E.; Plizzari G.; Giuriani E. (2010). Experimental study on the injected anchors behaviour on historical masonry. *Advanced Materials Research*, **133-134**, 1–7.
- Allen D. G.; Atadero R. A. (2012). Evaluating the long-term durability of externally bonded FRP via field assessments. *Journal of Composites for Construction*, **16**, 737–746.
- Alvaro V. (2007). Materiali compositi a matrice cementizia per i rinforzi strutturali. Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Bologna (Italy).
- ASTM C1197 (2004). Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flatjack method. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1583 (2004). 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). American Society for Testing and Materials.
- ASTM C597 (1983). Standard test method for pulse velocity through concrete. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D3868 (2009). Standard test method for fluoride ions in brackish water, seawater, and brines. American Society for Testing and Materials.

- ASTM D4541 (2009). Standard test method for pull-off strength of coatings using portable adhesion testers. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D7565 (2010). Standard test method for determining tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composites used for strengthening of civil structures. American Society for Testing and Materials.
- ASTM E111-04 (2010). Standard test method for young's modulus, tangent modulus, and chord modulus. American Society for Testing and Materials.
- ASTM E488-96 (2003). Standard test methods for strength of anchors in concrete elements. American Society for Testing and Materials.
- ASTM E519 (2002). Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. American Society for Testing and Materials.
- Badalà A.; Cuomo M.; D'Agata G. (2009). Analisi limite di volte a botte rinforzate con CFRP. In *19th Conf. Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata - AIMETA*, Ancona (Italy).
- Banholzer B.; Brockmann T.; Brameshuber W. (2006). Material and bonding characteristics for dimensioning and modelling of textile reinforced concrete (trc) elements. *Materials and Structures*, **39**, 749–763.
- Basilio I. (2007). *Strengthening of arched masonry structures with composite materials*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Minho (Portugal).
- Basilio I.; Oliveira D. V.; Lourenco P. B. (2005). Experimental characterization of frp-masonry interface behavior. In *5th Int. Conference AMCM*, Gliwice (Poland).
- Binda L.; Baronio G. (1991). Durabilità delle murature in ambiente aggressivo e delle tecniche di conservazione e protezione. In *Atti del corso di aggiornamento di ingegneria sismica*, Augusta (Germany).
- Binda L.; Baronio G.; Ferrieri E. D.; Rocca P. (1996). Full-scale models for the calibration of laboratory ageing tests. In *7th International Conference on Durability of Building Materials and Components, 7DBMC*, p. 998, Stockholm (Sweden). Volume 2.
- Binda L.; Tedeschi C.; Valluzzi M. R.; Garbin E.; Panizza M. (2011). Salt crystallization test on brick masonry reinforced by CFRP textiles. In *Int. Conf. of Building Materials and Components*, Porto (Portugal).
- Borri A.; De Maria A. (2009). Indice di qualità muraria (IQM) e sue applicazioni nell'ambito delle NTC 2008. *L'Edilizia, Ed. De Lettera*.
- Borri A.; Castori G.; Vetturini R.; Giannantoni A. (2009a). Monitoraggio strutturale di interventi di rinforzo realizzati con materiali compositi. In *Atti 8th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Bologna (Italy).

- Borri A.; Castori G.; Corradi M.; Grazini A.; Casadei P.; Giannantoni A. (2009b). SRP/SRG: sperimentazione e applicazioni per il miglioramento sismico ed il consolidamento degli edifici in muratura. *mastrodicasa.com*, pp. 1–14.
- Borri A.; Casadei P.; Castori G.; Hammond J. (2009c). Strengthening of brick masonry arches with externally bonded steel reinforced composites. *Journal of composites for construction*, **13**(6), 468–475.
- Borri A.; Cangi G.; De Maria A. (2013a). Caratterizzazione meccanica delle murature (anche alla luce del recente sisma in emilia) e interpretazione delle prove sperimentali a taglio. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Savelli R.; E. P. (2013b). Diatoni artificiali attivi a espansione: alla ricerca di un comportamento monolitico del pannello murario. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Sisti R.; Gattesco N.; A. D. (2013c). Indagini sperimentali su sistemi di rinforzo di murature con intonaco, rete in gfrp e trefoli metallici inseriti nei giunti di malta. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Candela M.; R. F. (2013d). La meccanica delle murature in pietra grezza ed i meccanismi del primo modo di collasso - prove in situ, in scala reale: i test ciclici. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Castori G.; Corradi M. (2013e). Shear resistance of rubble stone and brick-masonry panels. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Borri A.; Castori G.; Corradi M.; R. S. (2013f). Tecniche innovative di rinforzo di murature storiche. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Bozzano C.; Podestà S.; Scandolo L.; Brignola A. (2013). Prove di compressione diagonale su murature a due paramenti: l'influenza dei diatoni. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Briccoli Bati S.; Fagone M. (2008). Lunghezza ottimale di ancoraggio per rinforzi in frp su elementi in laterizio. In *Atti del convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.*, Roma (Italy).
- Briccoli Bati S.; Rotunno T. (2001). *Environmental durability of the bond between the CFRP composite material and masonry structures*. Historical constructions, Guimaraes (Portugal).
- Briccoli Bati S.; Marilli F.; Rovero L.; Tonietti U. (2004). Prove di trazione su placcaggi GFRCM e confronto con rinforzi in CFRCM. In *Atti del II Convegno Nazionale Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP-materials AICO*, Venezia (Italy).

- Briccoli Bati S.; Rovero L.; Tonietti U. (2007). Strengthening masonry arches with composite materials. *Journal of Composites for Construction*, **11**(1), 33–41.
- Brignola A.; Podestà S.; Lagomarsino S. (2009). Prova di compressione diagonale in situ - specifiche di prova - scheda tecnica di resoconto della prova. *Archivio RELUIS*.
- Camata G.; Pasquini F.; Spacone E. (2007). High temperature flexural strengthening with externally bonded FRP reinforcement. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Camli U. S.; Binici B. (2007). Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry. *Construction and Building Materials*, **21**, 1431–1446.
- Cancelli A. N.; Aiello M. A.; Casadei P. (2007). Experimental investigation on bond properties of SRP/SRG - masonry system. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Capozucca R. (2004). Masonry panels with different mortar joints under compression. In *13th Int. Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam (Netherlands). (on CD-ROM).
- Capozucca R. (2010). Experimental FRP/SRP-historic masonry delamination. *Composite Structures*, **92**, 891–903.
- Carbonara G. (1996). *Restauro Architettonico. (vol. II, sez. E2)*. UTET, Torino (Italy).
- Carbone I. (2010). *Delaminazione di compositi a matrice cementizia su supporti murari*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Roma TRE (Italy).
- Carozzi F. G.; Colombi P.; Di Feo C.; Montalbano A.; Poggi C. (2012). The use of GFRP grids for structural rehabilitation of masonry elements. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Casadei P.; Nanni A.; Alkhrdaji T.; Thomas J. (2005). Behavior of double-t prestressed beams strengthened with steel reinforced polymer. *Advances in Structural Engineering an International Journal (ASCE)*, **8**(4), 427–442.
- Casareto M.; Olivieri A.; Romelli A.; Lagomarsino S. (2003). Bond behaviour of FRP laminates adherent to masonry. In *Int. Conf. Advancing with Composites*, Milano (Italy).
- Castori G. (2007). *Strengthening of masonry elements with innovative composite laminates*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Perugia (Italy).
- Ceroni F.; Pecce M. (2006). Procedure per prove di aderenza su elementi in c.a. e muratura rinforzati con FRP. In *Atti del Convegno Nazionale Sperimentazione sui Materiali e sulle Strutture*, pp. 408–418, Venezia (Italy).

- Chin J.; Nguyen T.; Aouadi K. (1998). *Sorption and diffusion of water, salt water, and concrete pore solution in composite matrices*. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg (Maryland).
- Circolare LL.PP. n. 26 (2010). Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008). 19 gennaio 2011.
- Circolare LL.PP. n. 617 (2009). Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. 2 Febbraio.
- CNR DT-200 (2004). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council.
- CNR DT-200 R1 (2013). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council.
- Collepari M.; Ogoumah Olagot J. J.; Simonelli F.; Troli R. (2005). *Il calcestruzzo vulnerabile - Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro*. Tintoretto, Treviso (Italy).
- Colombi P.; Fava G.; Poggi C. (2010). Bond strength of CFRP-concrete elements under freeze-thaw cycles. *Composite Structures*, pp. 973–983.
- Cones M. (1982). Analysis of test on grouting of anchor bolts into hardened concrete. In *Annual American Concrete Institute Convention*, Atlanta (USA).
- Cook R. (1993). Behaviour of chemically bonded anchors. *Journal of Structural Engineering*, **119**(9), 2744–2762.
- Cook R.; Eligenhause R.; Appl J. (2007). Overview: behaviour of adhesive bond anchors. *Beton-und Stahlbetonbau*, **102**(Suppl.2), 16–21.
- Cromwell J. R.; Harries K. A.; Shahrooz B. M. (2011). Environmental durability of externally bonded FRP materials intended for repair of concrete structures. *Construction and building materials*, pp. 2528–2539.
- C.S.LL.PP 24-7-2009 (2009). Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante frp. Consiglio superiore lavori pubblici.
- Czaderski C.; Olia S. (2012). En-core round robin testing program - contribution of empa. *Università di Roma, La Sapienza (Italia)*, pp. 1–8.
- Da Silva B. L. Q. (2012). *Diagnosis and strengthening of historical masonry structures: Numerical and experimental analyses*. Tesi di Dottorato di Ricerca, (Portugal).

- Dalla Benetta M. (2010). *Qualificazione di murature storiche: procedure sperimentali in situ e calibrazione in laboratorio*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- De Lorenzis L.; Zavarise G. (2008). Modeling of mixed-mode debonding in the peel test applied to superficial reinforcements. *Int. Journal of Solids and Structures*, **45**, 5419–5436.
- Desiderio P.; Feo L. (2005). Durability evaluation of EBR CFRP strengthened masonry structures. In *BBFS*.
- Di Tommaso A.; Focacci F.; Mantegazza G.; Gatti A. (2007). FRCM vs. FRP composite to strengthen rc beams: a comparative analysis. In *8th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras (Greece).
- Di Tommaso A.; Focacci F.; Mantegazza G. (2008). PBO-FRCM composites to strengthen r.c. beams: mechanics of adhesion and efficiency. In *5th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Zurich (Switzerland).
- D.M.LL.PP. 20/11/1987 (1987). Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. Consiglio superiore dei Lavori Pubblici.
- Du X.; Zheng J.; Yan W.; Li Y.; Zhang J. (2012). The strength of the steel bar embedded in the masonry wall. *Advanced Materials Research*, **446-449**(Chapter 12: Monitoring and Control of Structures), 3377–3380.
- EN 1348 (2007). Adhesives for tiles - determination of tensile adhesion strength for cementitious adhesives. Comité Européen De Normalisation.
- ETAG 020 (2006). Plastic anchors for multiple use in concrete and masonry for non-structural applications. European Organisation for Technical Approvals - EOTA, Brussels (Belgium).
- ETAG 029 (2013). Metal injection anchors for use in masonry. European Organisation for Technical Approvals - EOTA, Brussels (Belgium).
- Faella C.; Martinelli E.; Paciello S.; Perri F. (2009). Composite materials for masonry structures: the adhesion issue. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, pp. 266–273, Venice (Italy).
- Faella C.; Martinelli E.; Nigro E.; Paciello S. (2010). Shear capacity of masonry externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign. *Construction and Building Materials*, **24**, 84–93.
- fib Bulletin 14 (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures - technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures. Fédération Internationale du Béton.

- Flores-Colen I.; De Brito J.; Branco F. (2009). In situ adherence evaluation of coating materials. *Experimental Techniques*, Wiley Online Library, pp. 51–60.
- Focacci F.; Mantegazza G. (2009). Compositi a matrice cementizia per il rinforzo delle murature: aderenza con il supporto. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, Venice (Italy).
- Frocht M. (1931). Recent advances in photoelasticity. *Transactions, ASM*, **55**, 135–153.
- Galati N.; Micelli F.; Tumialan G. J.; La Tegola A.; Nanni A. (2006). *Comparison between FRP strengthening techniques on the out-of-plane behaviour of URM masonry walls*. Simpson Gumpertz & Heger Inc., Department of Civil Engineering, University of Missouri (USA), Department of Innovation Engineering, University of Lecce (Italy).
- Gallo N. (2013). Durabilità di materiali compositi applicati su murature in ambiente aggressivo: influenza della cristallizzazione salina sul fenomeno di aderenza. Tesi di Laurea Specialistica, Università degli Studi di Padova (Italy).
- Garmendia L. (2010). *Rehabilitation of masonry arches by a compatible and minimally invasive strengthening system*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of the Basque Country (Spain).
- Gattesco N.; Amadio C.; Barelli S.; Bedon C.; Rinaldin G.; Zorzini F. (2013). Analisi ciclica di pareti murarie in pietrame rinforzate mediante intonaco armato con rete in grfp. In *Atti 15th Convegno Nazionale ANIDIS, L'ingegneria sismica in Italia*, Padova (Italy).
- Ghiassi B.; Marcari G.; Oliveira D. V.; Lourenco P. B. (2013). Water degrading effects on the bond behavior in FRP-strengthened masonry. *Composites Part B: Engineering*, pp. 11–19.
- Gigla B. (2004). Bond strength of injection anchors as supplementary reinforcement inside historic masonry. In *13th Int. Brick and Block Masonry Conference*, pp. 1–10, Amsterdam (Netherlands).
- Gigla B. (2010). Comparison of failure of injection anchors as supplementary reinforcement inside masonry and concrete. In *8th Int. Masonry Conference*, pp. 1–10, Dresden (Germany).
- Gilstrap J. M.; Dolan C. W. (1998). Out-of-plane bending of frp-reinforced masonry walls. *Composites science and technology*, pp. 1277–1284.
- Girardello P. (2012). *Rinforzo di volte in muratura con materiali compositi innovativi*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Giuffrè A. (1990). *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Kappa Ed.

- Gopalaratnam V. S.; Shah S. P. (1987). Tensile failure of steel fiber-reinforced mortar. *Journal of Engineering Mechanics*, **5**, 635–652.
- Grande E.; Imbimbo M.; Sacco E. (2008). FRP-strengthening of masonry structures: effect of debonding phenomenon. In *4th Int. Conf. on Structural Analysis of Historic Constructions - SAHC*, pp. 1017–1023, Bath (UK).
- (gruppo nazionale per la difesa dai terremoti) G.; VV. A. (2000). *Manuale per la compilazione della scheda di primo livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)*. Servizio Sismico Nazionale, CNRGNDDT, Roma (Italy).
- Guadagnini M.; Serbescu A.; Palmieri A.; Matthys S.; Bilotta A.; Nigro E.; Ceroni F.; Czaderski C.; Olia S.; Szabo Z.; Balazs G.; Mazzotti C. (2012). Round robin test on the bond behaviour of externally bonded frp systems to concrete. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, pp. 1–8, Roma (Italy).
- Hamoush S.; McGinley M.; Mlakar P.; Terro M. J. (2002). Out-of-plane behavior of surface-reinforced masonry walls. *Construction and building materials*, pp. 341–351.
- <http://www.kerakoll.com/> (2013). Kerakoll - the greenbuilding company.
- Huang X.; Birman V.; Nanni A.; Tunis G. (2005). Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composites. *Composites Part B: Engineering*, **36**(1), 73–82.
- ISO 527-2 (1996). *Plastics - determination of tensile properties - part 2: Test conditions for moulding and extrusion plastics*. British Standards Institution.
- Iyer S. L.; Sen R. (1991). Advanced composite materials in civil engineering structures. *Proceedings of American Society of Civil Engineers (ASCE)*, p. 443.
- Jasienko J.; Di Tommaso A.; Bednarz L. (2009). Experimental investigation into collapse of masonry arches reinforced using different compatible technologies. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, Venice (Italy).
- Karbhari V. M.; Ghosh K. (2009). Comparative durability evaluation of ambient temperature cured externally bonded CFRP and GFRP composite system for repair bridges. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, pp. 1353–1363.
- Kiang Hwee T.; Patoary M. K. H. (2004). Strengthening of masonry walls against out-of-plane loads using fiber-reinforced polymer reinforcement. *Journal of composites for construction*, **8**, 79–87.
- Kim Y. J.; Fam A.; Kong A.; El-Hacha R. (2005). Flexural strengthening of rc beams using steel reinforced polymer (SRP) composites. *American Concrete Institute (ACI) Special Publication on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, **230**, 1647–1664.

- Kosa K.; Naaman A. E.; Hansen W. (1991). Durability of fiber reinforced mortar. *ACI Materials Journal*, **88**(3), 310–319.
- Kwiecień A.; Zając B.; Kuboń P. (2012). Post failure repair of strengthening system made of CFRP and GFRP strips bonded to brick substrate-examined in single-lap tests. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Lee Y.; Boothby T.; Bakis C.; Nanni A. (1999). Slip modulus of FRP sheets bonded to concrete. *Journal of Composites for Construction*, **3**(4), 161–167.
- Liu K.; Wu Y.-F. (2012). Analytical identification of bond-slip relationship of EB-FRP joints. *Composites Part B: Engineering*, **43**, 1955–1963.
- Loeffelstiel E. D. (2005). Metodologie non distruttive per la diagnosi delle strutture murarie: applicazione di prove soniche e confronto con procedure di maggiore invasività. Tesi di Laurea Specialistica, rel. Claudio Modena, Università degli Studi di Padova (Italy).
- Mantegazza G.; Barbieri A. (2002). Composito fibroso a matrice cementizia (FRCM) per il recupero strutturale delle costruzioni. In *SAIE - Conferenza AICO*, Bologna (Italy).
- Matana M.; Nanni A.; Dharani L.; Silva P.; Tunis G. (2005a). Bond performance of steel reinforced polymer and steel reinforced grout. In *Int. Symp. on Bond Behaviour of FRP in Structures - BBFS*.
- Matana M.; Galecki G.; Maerz N.; Nanni A. (2005b). Concrete substrate preparation and characterization prior to adhesion of externally bonded reinforcement. In *Proceedings of International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures (BBFS)*, Hong Kong (China).
- Mazzotti C.; Savoia M.; Ferracuti B. (2009). A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints. *Construction and Building Materials*, **23**, 1529–1537.
- Mazzotti C.; Ferracuti B.; Bellini A. (2012). Experimental bond tests on masonry panels strengthening by frp. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Mitiolidis G. J.; Salonikios T. N.; Kappos A. J. (2008). Mechanical and bond characteristics of SRP and CFRP reinforcement - a comparative research. *The Open Construction and Building Technology Journal*, **2**, 207–216.
- Mukhopadhyaya P.; Swamy R. N.; Lynsdale C. J. (1998). Influence of aggressive exposure conditions on the behavior of adhesive bonded concrete-GFRP joints. *Construction and building materials*, pp. 427–446.
- Myers J. J.; Ekenel M. (2004). Effects of environmental conditions on bond strength between CFRP laminate and concrete substrate. In *7th Int. Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures - FRPRCS-7*, New Orleans (USA).

- Nakaba K.; Kanakubo T.; Furuta T.; Yoshizawa H. (2001). Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates ad concretes. *ACI Structural Journal*, **98**(3), 359–367.
- Nanni A. (1993). Fiber-reinforced-plastic (FRP) reinforcement for concrete structures: properties and applications. *Developments in Civil Engineering*, **42**, 450.
- NIKER (2013a). Experimental result on structural connections - pull-out tests - ubath. New integrated knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from earthquake-induced risk, project n. 244123, Università di Padova (Italy), pp. 4-13.
- NIKER (2013b). Experimental result on structural connections - pull-out tests of anchor pins in earthen materials - bam. New integrated knowledge based approaches to the protection of cultural heritage from earthquake-induced risk, project n. 244123, Università di Padova (Italy), pp. 25-35.
- NORMAL 22/86 (1986). Misura in laboratorio e in situ della velocità apparente (o virtuale) di propagazione del suono (onde longitudinali) nei materiali porosi da costruzione. Normativa Manufatti Lapidei.
- NTC (2008). Norme tecniche per le costruzioni. Decreto Ministeriale del 14/01/2008, Suppl. ord. n. 30 alla G.U. n. 29 del 4/02/2008.
- Oliveira D. V.; Basilio I.; Lourenco P. B. (2011). Experimental bond behavior of FRP sheets glued on brick masonry. *Journal of Composites for Construction*, **15**, 32–41.
- Olivito R. S.; Zuccarello F. A. (2008). Quality control and monitoring of FRP applications to masonry structures. *Strain, Blackwell Publishing Ltd*, **45**, 340–348.
- ONSITEFORMASONRY (2004). On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings. Research project supported by the European Commission under the Fifth Framework Programme. www.onsiteformasonry.bam.de.
- Ozbakkaloglu T.; Saatcioglu M. (2009). Tensile behavior of FRP anchors in concrete. *Journal of composites for construction*, **13**(2), 82–92.
- Paganoni S.; D'Ayala D. (2014). Testing and design procedure for corner connections of masonry heritage buildings strengthened by metallic grouted anchors. *Journal of Structural Engineering*, **40**(3), 49–55.
- Panizza M. (2010). *FRP strengthening of masonry arches: analysis of local mechanisms and global behaviour*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).

- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2008). Bond behaviour of CFRP and GFRP laminates on brick masonry. In *4th Int. Conf. on Structural Analysis of Historic Constructions - SAHC*, pp. 763–770, Bath (UK).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2009). Experimental study of the frp-clay interface subject to normal stresses. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, pp. 391–398, Venice (Italy).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2012a). Experimental comparison of various types of specimens subjected to SL and DL shear bond tests on EB composites applied to bricks. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Panizza M.; Garbin E.; Valluzzi M. R.; Modena C. (2012b). Experimental investigation on bond of FRP/SRP applied to masonry prisms. In *6th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, Roma (Italy).
- Papanicolaou C. G.; Triantafillou T. C.; Papathanasiou M.; Karlos K. (2007). Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. *Materials and structures*.
- Parisi F.; Iovinella I.; Balsamo A.; Augenti N.; Prota A. (2012). In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix-grid composites. *Composites Part B: Engineering*, **45**, 1657–1666.
- Pashina B. J. (1986). Crack repair of precast concrete panels. *Concrete International*, **8**(8), 22–26.
- Prota A.; Manfredi G.; Nanni A.; Cosenza E.; Pecce M. (2004). Flexural strengthening of rc beams using emerging materials: Ultimate behavior. In *4th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering - CICE*, pp. 163–170, Adelaide (Australia).
- Prota A.; Tan K. Y.; Nanni A.; Pecce M.; Manfredi G. (2006). Performance of RC shallow beams externally bonded with steel reinforced polymer. *ACI Structural Journal*, **108**(2), 163–170.
- RELUIS (2009). *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura*. Responsabile Claudio Modena, Coordinatore Andrea Vignoli, Roma (Italy). Marzo.
- RILEM (1988). Tc 76 lum-b6: General recommendations for methods of testing load-bearing unit masonry. *Materials and Structures*, **21**(123), 229–231.
- RILEM (1991). Tc 76-lum: Tests for masonry materials and structures. lum c3: Cyclic shear test for masonry panels designed to resist seismic forces. *Materials and Structures*.

- RILEM (1996). Recommendation ms.d.1: Measurement of mechanical pulse velocity for masonry. rilem tc 127-ms: Tests for masonry materials and structures. *Materials and Structures*, **29**, 463–466.
- RILEM (2004a). Recommendation mdt.d.4: In-situ stress tests based on the flat-jack. rilem tc 177-mdt: Masonry durability and on-site testing. *Materials and Structures*, **37**(7).
- RILEM (2004b). Recommendation mdt.d.5: In-situ stress-strain behaviour tests based on the flat-jack. rilem tc 177-mdt: Masonry durability and on-site testing. *Materials and Structures*, **37**(7).
- Rossi P. P. (1980). *Prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione meccanica dei materiali*. ISMES. bollettino n.130.
- Rossi P. P. (1986). Interim report of the first usa. italy workshop on evaluation and retrofit of masonry structures. Milano, Pavia, Bergamo, Verona (Italy).
- Serbescu A.; Guadagnini M.; Pilakoutas K. (2013). Standardised double-shear test for determining bond of FRP to concrete. *Composites Part B: Engineering*, **55**, 277–297.
- Silva P. F.; El-Domiaty K.; Myers J. J.; Tumialan J. G.; Belarbi A.; Nanni A. (2001). Performance of infill URM wall systems retrofitted with FRP rods and laminates to resist in-plane and out-of-plane loads. *Structural faults and repairs*.
- Skourup B.; Erdogmus E. (2009). Characteristics of PVA fiber-reinforced mortars. In *Structures Congress - Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, pp. 1622–1631, Austin, Texas (USA).
- Skourup B.; Erdogmus E. (2010). Polyvinyl alcohol fiber-reinforced mortars for masonry applications. *ACI Materials Journal*, **107**(1), 57–64.
- Soric Z.; Tulin L. G. (1989). Bond stress/deformation in pull-out masonry specimens. *Journal of Structural Engineering*, **115**(10), 2588–2602.
- Spiezia P. (2005). *I materiali compositi fibrorinforzati nel recupero degli edifici storici*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Napoli (Italy).
- Stievanin E. (2012). *Studio sperimentale di tecniche per il ripristino e il rinforzo di strutture storiche in cemento armato*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Subramanian K.; Focacci F.; Carloni C. (2009). An investigation on the interface fracture propagation between frp and masonry. In *3rd Nat. Conf. on Mechanics of masonry structures strengthened with composite materials: modeling, testing, design, control - MuRiCo3*, pp. 423–430, Venice (Italy).
- Subramanian N.; Cook R. (2004). Behaviour of grouted anchors. *The Indian Concrete Journal*, **40**, 1–8.

- Taljsten B. (1997). Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete. *Int. Journal of Adhesion and Adhesives*, **19**, 319–327.
- Toumbakari E. E. (2002). *Lime-pozzolan-cement grouts and their structural effects on composite masonry walls*. Tesi di Dottorato di Ricerca, Katholieke Universiteit Leuven (Belgium).
- Toutanji H.; El-Korchi T. (1999). Tensile durability of cement-based FRP composite wrapped specimens. *Journal of composites for construction*, **3**(1), 38–45.
- Trapzko T. (2013). The effect of high temperature on the performance of CFRP and FRCM confined concrete elements. *Composites Part B: Engineering*, **55**, 138–145.
- Triantafillou T. C. (1998). Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of composites for construction*, **2**(2), 96–104.
- Tumialan J.; Morbin A.; Micelli F.; Nanni A. (2002). Flexural strengthening of masonry walls with FRP laminates. In *ICCI*, San Francisco (USA).
- UNI-EN 1015-11 (2007). Metodi di prova per malte per opere murarie - determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1015-12 (2002). Determinazione dell'aderenza al supporto di malte da intonaco esterno ed interno. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1052-1 (2001). Metodi di prova per muratura - determinazione della resistenza a compressione. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 12504-3 (2005). Testing concrete in structures - part 3: determination of pull-out force. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1542 (2000). Test methods. measurement of bond strength by pull-off. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1881 (2007). Products and systems for the protection and repair of concrete structures - test methods - testing of anchoring products by the pull-out method. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 1996-1-1 (2013). Eurocodice 6 - progettazione delle strutture in muratura - parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 6556 (1976). Prove sui calcestruzzi - determinazione del modulo elastico secante a compressione. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 772-1 (2002). Metodi di prova per elementi di muratura - determinazione della resistenza a compressione. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.

- UNI-EN 772-6 (2002). Metodi di prova per elementi di muratura - determinazione della resistenza a trazione per flessione degli elementi di muratura di calcestruzzo. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- UNI-EN 846-2 (2002). Methods of test for ancillary components for masonry - determination of bond strength of prefabricated bed joint reinforcement in mortar joints. Ente Nazionale Italiano per l'Unificazione.
- Valluzzi M. R. (2000). *Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce*. Tesi di Dottorato di Ricerca, University of Padova (Italy).
- Valluzzi M. R. (2002). Il recupero delle strutture murarie: problemi e proposte. In *Legno & Edilizia (SAIE)*, pp. 39–46, Bologna (Italy).
- Valluzzi M. R.; Valdemarca M.; Modena C. (2001). Behaviour of brick masonry vaults strengthened by FRP laminates. *Journal of composites for construction*, **5**(3), 163–169.
- Valluzzi M. R.; Garbin E.; Panizza M.; Binda L.; Tedeschi C. (2011). Moisture and temperature influence on FRP masonry bonding. In *Int. Conf. of Building Materials and Components*, Porto (Portugal).
- Valluzzi M. R.; Oliveira D. V.; Caratelli A.; Castori G.; Corradi M.; de Felice G.; E. G.; Garcia D.; Garmendia L.; Grande E.; Ianniruberto U.; Kwiecien A.; Leone M.; P. L. G.; Lourenco P. B.; Malena M.; Micelli F.; Panizza M.; G. P. C.; Prota A.; Sacco E.; Triantafillou T. C.; Viskovic A.; Zajac B.; Zuccarino G. (2012). Round robin test for composite-to-brick shear bond characterization. *Materials and Structures*, **45**, 1761–1791.
- Vintzileou E.; Tassios T. P. (1995). Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, **121**(5).
- White T. D. (1992). Composite materials and structural plastics in civil engineering construction. *Proceedings of American Society of Civil Engineers (ASCE)*, pp. 532–718.
- Wobbe E.; Silva P.; Barton B. L.; Dharani L. R.; Birman V.; Nanni A.; Alkhrdaji T.; Thomas, J. and Tunis G. (2004). Flexural capacity of rc beams externally bonded with SRP and SRG. In *Symp. Society for the Advancement of Materials and Process Engineering*, Long beach (USA).
- Yang Z.; Liu J.; Liu J. (2010). Application of nano-silica modified fiber in cementitious materials. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, **40**(2), 49–55.
- Yao J.; Teng J. G.; Chen J. F. (2005). Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites Part B: Engineering*, **36**, 99–113.
- Yokel F. Y.; Fattal G. (1976). Failure hypothesis for masonry shear walls. *Journal of the Structural Division*, **102**(3), 515–532.

Indice analitico

- acqua, 18
- aderenza muratura composito, 40
- applicazione dei compositi per il rinforzo di elementi strutturali, 86
- caratterizzazione materiali, 99
- classificazione delle murature, 5
- classificazione manualistica delle murature, 5
- comportamento di interfaccia nel caso di azioni perpendicolari alla direzione della fibra, 40
- comportamento di interfaccia nel caso di azioni tangenziali alla direzione della fibra, 53
- confronti per medesima l.a., 174
- confronti per medesima matrice, 159
- confronti per numero di trefoli, 186
- Cremona, 122
- cristallizzazione salina, 18
- diatoni, 95
- durabilità, 88
- durabilità materiali compositi, 17
- endoscopie, 23
- ESEM, 106
- fibre, 11
- FRG o FRM, 14
- FRP, 12
- inclinazione in fase di scorrimento, 195
- indagini su interventi con compositi, 29
- IQM, 8
- L'Aquila, 126
- martinetti piatti doppi, 24
- materiali compositi, 9
- muratura, 1
- normativa murature, 3
- prova di compressione diagonale, 26
- prove diagonali in sito, 93
- prove in laboratorio, 100
- prove pull-out, 152
- prove pull-out cremona, 200
- prove soniche, 20
- pull-off test, 30
- pull-out test, 36, 76
- risultati generali, 192
- scheda AeDES, 7
- scheda per la valutazione dell'IQM, 8
- scheda POLIMI, 7
- schede per la classificazione muraria, 6
- shear test, 34
- soniche dirette o trasparenze, 21
- SRG, 16
- tecniche di indagine, 19
- tecniche di indagine sulle murature, 19
- tomografie, 21

Appendice