

POLITECNICO DI MILANO

VI Facoltà di Ingegneria
Corso di laurea magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi
Dipartimento di Ingegneria Strutturale



UTILIZZO DI CONNETTORI IN FRP NEL RINFORZO DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO E MURATURA.

Modellazione sperimentale, analitica e numerica.

Relatore: Prof. Ing. Pierluigi COLOMBI

Correlatore: Arch. Francesca Giulia CAROZZI
Ing. Giulia FAVA

Tesi di Laurea di:

Elisa BERTOLESI
Floriana GALLI

Matr. 770801
Matr. 761917

Anno Accademico 2011 - 2012

Indice

SOMMARIO.....	1
ABSTRACT.....	1
Capitolo 1 - INTRODUZIONE.....	1
Capitolo 2 – SUBSTRATO: MURATURA E CALCESTRUZZO	16
2.1 Caratteristiche generali della muratura.....	16
2.1.1 La Muratura	17
2.1.2 Materiali costituenti	17
2.1.2.1 Elementi in calcestruzzo	18
2.1.2.2 Elementi in pietra.....	19
2.1.2.3 Elementi in laterizio	19
2.1.2.3.1 Caratteristiche fisico - chimiche dei laterizi	21
2.1.2.3.2 Caratteristiche meccaniche dei laterizi	22
2.1.3 Le malte	24
2.1.3.1 Descrizione e composizione dei diversi tipi di malta	24
2.1.3.2 La classificazione delle malte secondo la normativa italiana	26
2.1.3.3 La resistenza delle malte	28
2.1.4 Caratteristiche meccaniche della muratura.....	29
2.1.4.1 Resistenza a compressione.....	29
2.1.4.1.1 Relazione tra la resistenza di blocchi e malta e resistenza della muratura	30
2.1.4.1.2 Influenza dell’accuratezza di realizzazione della muratura sulla sua resistenza	34
2.1.4.1.3 Influenza della vita passata dalla muratura sulla sua resistenza	37
2.1.4.2 Resistenza a flessione.....	38
2.1.4.3 Legge costitutiva delle murature di mattoni pieni	38
2.1.4.4 Resistenza a taglio.....	42
2.2 Caratteristiche generali del calcestruzzo	43
2.2.1 Proprietà di base del calcestruzzo	44
2.2.2 Parametri di resistenza e loro correlazioni.....	49

2.2.2.1 Classi di resistenza	50
2.2.2.2 Resistenza a trazione	52
2.2.2.3 Modulo elastico	55
Capitolo 3 - I MATERIALI COMPOSITI	58
3.1 Introduzione	58
3.2 Descrizione generale di composito	59
3.3 Le caratteristiche dei compositi e dei loro componenti	60
3.3.1 Principali fibre per compositi	65
3.3.1.1 Fibre di vetro	67
3.3.1.2 Fibre di carbonio	70
3.3.1.3 Fibre aramidiche	71
3.3.2 Matrici	73
3.3.3 Adesivi	76
3.3.3.1 Definizione di adesivo e di adesione	78
3.3.3.2 Concetti di adesione e pretrattamento superficiale	80
3.3.3.2.1 Introduzione	80
3.3.3.2.2 Contatto di interfaccia ed adesione intrinseca	81
3.3.3.2.3 Pretrattamenti superficiali	86
3.3.3.2.4 Promotori di adesione	90
3.3.3.2.5 L'operazione di incollaggio	93
3.3.3.3 Classificazione dei principali adesivi strutturali	93
3.3.3.3.1 Origine chimica degli adesivi	93
3.3.3.3.2 Generica classificazione degli adesivi	95
3.3.3.3.2.1 Adesivi epossidici	95
3.3.3.3.2.2 Adesivi poliestere	99
3.3.3.3.2.3 Adesivi acrilici	100
3.3.3.3.2.4 Adesivi poliuretanicci	101
3.3.3.3.2.5 Sistemi siliconici	102

3.3.3.4	Principali applicazioni degli adesivi strutturali.....	102
3.3.3.4.1	Storia ed applicazioni degli adesivi	102
3.3.3.4.2	Applicazioni ingegneristiche degli adesivi strutturali.....	104
3.3.3.4.2.1	Principali applicazioni degli adesivi nell'ingegneria civile	104
3.4	Sistemi di rinforzo	105
3.4.1	Proprietà meccaniche dei sistemi di rinforzo.....	106
3.4.2	Sistemi preformati	109
3.4.3	Sistemi impregnati <i>in situ</i>	110
3.4.4	Sistemi preimpregnati	111
Capitolo 4	– SISTEMI D'ANCORAGGIO MEDIANTE CONNETTORI IN FRP	112
4.1	Determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo.....	112
4.1.1	Prove sui calcestruzzi	112
4.1.1.1	Prova per determinare la resistenza caratteristica a compressione	113
4.1.1.2	Determinazione delle restanti caratteristiche meccaniche	115
4.2	Determinazione delle caratteristiche della muratura	115
4.2.1	Caratterizzazione del mattone.....	115
4.2.2	Caratterizzazione della malta.....	122
4.3	Determinazione delle caratteristiche delle resine	125
4.3.1	Prove meccaniche sulle resine	129
4.4	Determinazione delle caratteristiche dei connettori in CFRP e GFRP	142
Capitolo 5	– CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI	160
5.1	Confezionamento dei provini	161
5.1.1	Confezionamento provini in calcestruzzo.....	168
5.1.2	Confezionamento provini in muratura	172
5.2	Attrezzatura di prova	174
5.3	Modalità di prova.....	175
5.4	Scopo delle prove	176
Capitolo 6	– DESCRIZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI	178
6.1	Prove di pull-out di connettori da calcestruzzo	178
6.2	Prove di pull-out di connettori da muratura.....	183
6.3	Prove di pull-out di barre con fiocco su calcestruzzo.....	193

6.4 Prove di pull-out di barre con fiocco su muratura	203
Capitolo 7 – MODELLAZIONE ANALITICA/NUMERICA DELLE PROVE SPERIMENTALI	216
7.1 Modellazione analitica	216
7.1.1 Modello analitico per il sistema connettore - substrato	227
7.1.2 Confronto tra modello analitico e modello sperimentale	231
7.1.2.1 Prove sperimentali con LVDT	242
7.2 Modellazione numerica	252
7.2.1 Sistema di ancoraggio con connettori inghisati in foro cieco	252
7.2.2 Sistema di ancoraggio con connettori inghisati e aperti a fiocco	276
7.2.3 Risultati dell'analisi numerica	284
Capitolo 8 – CONFRONTO TRA MODELLO SPERIMENTALE, ANALITICO E NUMERICO	290
8.1 Prove sperimentali	290
8.2 Prove sperimentali con LVDT	296
Capitolo 9 – PROGETTO DI RINFORZO DI UN PANNELLO MURARIO CON FRP E ANCORAGGI A FIOCCO	298
9.1 Introduzione	298
9.2 Descrizione generale dell'edificio	298
9.3 Analisi dei carichi	302
9.3.1 Calcolo dei carichi verticali di progetto	302
9.3.2 Calcolo dei carichi orizzontali di progetto	307
9.4 Verifica per ribaltamento semplice del pannello murario	317
9.4.1 Calcolo del moltiplicatore di collasso	317
9.4.2 Dimensionamento del rinforzo	321
.....	324
Capitolo 10 - CONCLUSIONI	329
BIBLIOGRAFIA	332
Indice delle figure	336
Indice delle tabelle	342
Indice dei grafici	347
Appendice A	351
Appendice B	356

Indice

Appendice C.....	359
Appendice D	362

SOMMARIO

L'utilizzo di materiali innovativi come i compositi fibrorinforzati (FRP) per il rinforzo strutturale degli edifici permette la conservazione e il rafforzamento di un ampio numero di strutture, consentendo di abbandonare le tecniche di consolidamento tradizionali considerate invasive e non garanti di un buon funzionamento nel tempo, a favore di soluzioni leggere ma resistenti, e facilmente adattabili alle varie situazioni.

In questo contesto di evoluzione delle tecniche di consolidamento, diverse aziende in tutta Italia si stanno impegnando oggi nel proporre materiali innovativi dalle caratteristiche appena citate e nuovi sistemi per la loro posa in opera. In particolare, questo elaborato di tesi descrive i risultati ottenuti da una campagna di prove sperimentali commissionate da Sika Italia S.p.a. al Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, con lo scopo di testare la resistenza di connettori in materiale fibrorinforzato, composti da fibre unidirezionali inghisate in fori ciechi o con ancoraggi a fiocco.

Un simile proposito nasce dall'idea di abbinare ai tradizionali vantaggi propri dei materiali compositi (facilità di applicazione, bassa invasività, ridotti tempi d'intervento, ecc.), le capacità prestazionali di un connettore che offre la possibilità di essere facilmente adattabile alle varie geometrie e, nel caso di accoppiamento con altri sistemi di rinforzo, può offrire un sensibile contributo contro l'insorgere di meccanismi di "debonding", principale modalità di collasso che determina la crisi del rinforzo.

Lo studio di tali connettori si è articolato in tre parti: la prima riporta i risultati della campagna sperimentale, composta da caratterizzazione dei materiali componenti il sistema e prove di pull-out di connettori in fibra di carbonio e di vetro su supporti in calcestruzzo e muratura, la seconda propone un modello analitico capace di descrivere gli spostamenti che si verificano tra connettore inghisato e supporto quando quest'ultimo è sottoposto a forza di trazione, mentre l'ultima parte riporta i risultati ottenuti da un'analisi numerica sviluppata con l'utilizzo del programma agli elementi finiti *Abaqus*.

I tre differenti metodi di indagine hanno fornito risultati tra loro confrontabili in termini di resistenza massima del connettore, di spostamenti raggiunti prima della crisi del sistema rinforzo – substrato e di localizzazione della maggiore concentrazione di sforzi

che porta alla rottura del sistema stesso.

Poiché l'utilizzo di questo sistema di ancoraggio è oggi giorno pratica comune e diffusa, ma non ancora disciplinata da normativa, possiamo ritenere i risultati ottenuti durante lo studio condotto come la base di partenza per un'analisi più dettagliata da sviluppare come ricerca per una futura regolamentazione della progettazione e della modalità di posa in opera di questo nuovo sistema di ancoraggio.

ABSTRACT

The use of innovative materials such as fiber-reinforced composites (FRP) for structural reinforcement of buildings allows the preservation and enhancement of a large number of structures, allowing you to leave the now ancient techniques of consolidation considered invasive, low reversibility and guarantors of proper operation in time for solutions lightweight yet durable, and easily adaptable to various situations. In this context of evolution of the techniques of consolidation, many companies throughout Italy are working today in proposing innovative materials with the characteristics mentioned above, and new systems for their installation. In particular, this Thesis work describes the results of an experimental testing commissioned by the Italian Sika S.p.a to the Structural Engineering Department of Politecnico di Milano, with the aim of testing the strength of a new generation of connectors in fiber-reinforced material, consist of long unidirectional fibers in blind holes or with anchors bow. Such an attitude, born from the idea of combining the traditional advantages of composite materials (facility of application, low invasiveness, reduced response times, etc..) with the performance capabilities of a connector that offers the possibility to be easily adaptable to different geometries and, in the case of coupling with other reinforcement systems, can offer a significant contribution against the onset of mechanisms "debonding", the main failure mode that determines the crisis of the reinforcement.

The study of these connectors is divided into three parts: the first shows the results of the experimental campaign, consisting of pull-out tests of connectors in carbon and glass fiber on concrete and masonry, the second proposes an analytical model that describes the displacements that occur between support and connector when the latter is subjected to pulling force, while the last part shows the values obtained from a numerical analysis conducted on the same experimental tests through the use of the program to finite elements *Abaqus*. The three different methods of investigation have provided results comparable to each other, in terms of maximum resistance of the connector, displacements achieved before the crisis of the reinforcement - substrate system and localization of greater stress concentration, which leads to the rupture of the system itself.

As the use of these connectors is nowadays common and widespread practice, but not covered by legislation, we believe the results obtained during the study as a starting point for more detailed analysis to be developed as research for a future regulation of design and mode of installation of this new anchoring system.

Capitolo 1 - INTRODUZIONE

Gli edifici in muratura in Italia costituiscono un patrimonio edilizio che è rappresentato in larga parte da edifici di carattere storico monumentale, degni di significativo interesse e che pertanto vanno conservati e preservati da fenomeni di degrado sia di carattere strutturale che dei materiali che li costituiscono.

Le metodologie e le tecniche di intervento per il restauro e il consolidamento di questi edifici devono quindi porsi in una logica che, pur tenendo adeguatamente conto delle aspettative in merito ai problemi della sicurezza, risulti compatibile con la tutela di questo patrimonio architettonico e storico.

D'altra parte, gli eventi sismici degli ultimi anni hanno portato ad avere sempre minori incertezze sulla reale efficacia di quegli interventi di consolidamento che trasformano la fabbrica muraria in un ibrido a comportamento misto fra quello della muratura storica e quello degli elementi in c.a. o in acciaio ivi inseriti, con tutte le incoerenze, le incompatibilità e i maggiori pesi che ne conseguono.

La comprensione di queste problematiche sta portando, in particolare nella ricostruzione-consolidamento delle aree terremotate, ad una nuova sensibilità e ad una nuova cultura. Abbandonate le tecniche di consolidamento che tendono a trasformare un organismo murario in un edificio intelaiato in c.a. con tamponature in muratura, si privilegiano oggi soluzioni leggere ma resistenti e con funzioni dissipanti, che riescano quindi a coniugare la richiesta di sicurezza con il rispetto delle autenticità del bene, evitando tecniche invasive, poco reversibili o che non diano garanzia di un buon funzionamento nel tempo (durabilità).

È in questo contesto di evoluzione delle tecniche di consolidamento che si inseriscono i Materiali Fibrorinforzati, comunemente noti con l'acronimo inglese FRP (Fiber Reinforced Polymer). Già nel 1996, in Italia, ha avuto inizio l'applicazione dei materiali compositi fibrorinforzati per interventi di ripristino e di rinforzo di costruzioni in c.a. ed in muratura, poiché poco invasivi, estremamente leggeri e con elevate proprietà meccaniche.

Il connubio muratura/compositi FRP permette di conferire alle strutture caratteristiche

meccaniche idonee a diminuire la vulnerabilità, mantenendone inalterato il funzionamento strutturale. L'intervento di rinforzo ha lo scopo di conseguire, prioritariamente, per i singoli elementi strutturali e per l'intera costruzione un incremento di resistenza nei confronti delle azioni sollecitanti ed, in subordine, un aumento dei valori degli spostamenti esibiti all'atto del collasso.

I principali vantaggi dei rinforzi in FRP rispetto ai metodi tradizionali sono l'estrema leggerezza, la non invasività dell'intervento, una elevata durabilità in qualsiasi tipo di ambiente, la velocità di esecuzione e la reversibilità. Tali caratteristiche rendono l'intervento di rinforzo versatile rispetto a quelli possibili con le tecniche più diffuse, senza contare il fatto che l'elemento da rinforzare non modifica la propria sagoma e non vede il proprio peso significativamente incrementato, beneficio fondamentale se si opera in campo sismico.

Proprio queste caratteristiche appena descritte hanno portato molti progettisti ad orientarsi verso l'utilizzo di questi materiali innovativi per il consolidamento di elementi strutturali in muratura e calcestruzzo armato per far fronte alle calamità che hanno colpito Umbria e Marche nel '97-'98 e l'Aquila nell'Aprile 2009.

Diverse aziende in tutta Italia sono impegnate oggi nel proporre materiali innovativi che ricoprano al meglio le funzioni suddette e soprattutto nuovi metodi di ancoraggio di tali rinforzi alle strutture.

Infatti, dato che a livello di prestazioni fornite, la differenza tra il rinforzo in composito e il materiale da sanare è elevata, e l'interfaccia può risultare spesso scadente, garantire la perfetta aderenza e una buona zona di ancoraggio può risultare spesso molto difficoltoso. Il comportamento elasto-fragile degli FRP impedisce poi l'utilizzo di collegamenti di tipo meccanico; risulta dunque indispensabile ricorrere agli adesivi che comunque presentano, accanto ad una serie di vantaggi, anche parecchie limitazioni e non forniscono una garanzia pari a quella di un collegamento meccanico.

Per ovviare a questi problemi, il seguente elaborato di tesi propone lo studio di due differenti metodi di collegamento strutturale in materiale composito fibrorinforzato: il connettore con "fiocco" e il connettore inghisato in foro cieco.

Durante lo sviluppo di questo elaborato, questi sistemi di ancoraggio, utilizzati nella pratica comune al fine di evitare il fenomeno della delaminazione tipico dei tessuti in FRP applicati come rinforzo strutturale, sono stati inizialmente caratterizzati dal punto

di vista sperimentale mediante prove di pull-out e successivamente modellati con analisi numerica e analitica per meglio analizzare il loro comportamento fino a rottura e meglio comprendere l'interazione che si instaura tra rinforzo stesso, substrato in calcestruzzo o muratura e strato adesivo inghisante.

L'utilizzo dei connettori appena descritti trova oggi applicazione in numerosi campi, specialmente in quello del rinforzo strutturale di strutture esistenti, come meglio illustreremo nel seguito. Varie normative, tra le quali l'OPCM 3779 e le Linee Guida proposte da Reluis, propongono interventi mirati al fine di eliminare quelle carenze originarie della progettazione riscontrabili soprattutto in edifici in muratura vetusti. In particolare, specialmente nelle zone colpite da sisma, è evidente la ripetitività di alcuni meccanismi di collasso delle strutture esistenti, le cui principali cause risultano essere:

- debolezza dei nodi trave-pilastro esterni nei telai in c.a.;
- fragilità e scarso collegamento delle tamponature e delle partizioni in laterizio rispetto all'ossatura in c.a.;
- debolezza dei collegamenti delle pareti portanti nelle strutture in muratura, che facilitano l'innescò di meccanismi di ribaltamento.

Ponendo particolare attenzione alla trattazione di quei meccanismi di collasso che interessano il collegamento di murature esistenti, portanti e non, con le strutture, siano esse in calcestruzzo o in muratura, possiamo affermare che le tamponature e le tramezzature robuste possono collaborare positivamente alla resistenza al sisma dell'edificio. Esse, però, possono risultare dannose a causa della concentrazione della spinta in sommità del pilastro dovuta all'effetto puntone, ed anche pericolose in caso di rottura, crollo o ribaltamento.

Gli effetti dannosi o l'inefficace collaborazione di tamponature e tramezzature sono essenzialmente determinati dalla scarsa o assente connessione dei pannelli murari con la cornice strutturale, in particolare lungo il bordo superiore ed i bordi laterali, a causa delle tipiche modalità esecutive dei pannelli murari successive al completamento della struttura in c.a.. La mancanza di collegamento lungo il bordo superiore impedisce il trasferimento della forza resistente della tamponatura lungo la trave superiore, rendendo inevitabile la concentrazione di sforzi taglianti all'estremità superiore dei pilastri.

La realizzazione di efficaci collegamenti tra i pannelli di tamponatura e la cornice strutturale consegue il triplice obiettivo di prevenirne il crollo rovinoso fuori del piano, migliorarne la collaborazione con la struttura in c.a. e limitare o eliminare gli sfavorevoli effetti locali.

Il comportamento sismico degli edifici in muratura viene normalmente riferito a due principali famiglie di meccanismi di danneggiamento e collasso, che impegnano le pareti murarie nel piano e fuori da esso. È ben noto che i meccanismi fuori dal piano sono i più pericolosi, in quanto si innescano per forze sensibilmente inferiori e danno luogo a rotture fragili e pressoché istantanee. Tali meccanismi, favoriti dalla scarsità o inadeguatezza dei collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e solai, causano il ribaltamento di intere pareti o di significative porzioni di esse, determinando la perdita di appoggio dei solai e il crollo parziale o totale dell'edificio.

Le normative a riguardo propongono, nel caso in cui ci si trovasse in casi di questo tipo, di intervenire al fine di garantire migliori collegamenti.

Nel seguito sono riportate alcune immagini di edifici danneggiati dal terremoto del 6 aprile 2009 nelle quali appaiono evidenti i meccanismi di danno e collasso fin qui descritti.



Figura 1.1 – Danni provocati dal sisma su pannelli murari



Come mostrato nelle immagini, sono frequenti i casi in occasione di sisma di lesioni prodotte sulle murature portanti e non. Per evitare che si inneschino fenomeni di ribaltamento, sono stati messi a punto una serie di sistemi atti a garantire il collegamento tra strutture portanti e elementi di tamponamento.

In particolare tali sistemi garantiscono da una parte il collegamento, e quindi intervengono per evitare i danni sopra elencati, mentre dall'altro possono essere utili in accoppiamento con altri sistemi di rinforzo, come il placcaggio mediante tessuti o lamine in FRP, per ritardare il verificarsi di fenomeni di “*debonding*”.

È tra quest'ultimi casi che entrano a far parte gli ancoraggi oggetto del seguente elaborato di tesi. In particolare saranno presi in considerazione due dispositivi di connessione, il fiocco edile e il connettore, entrambi parte del sistema “*manual lay up*”.

Il *connettore edile* è pensato e progettato per il ripristino ed il rinforzo strutturale delle costruzioni mediante l'impiego di materiali compositi FRP. Si tratta di un dispositivo innovativo di ancoraggio in fibra di varia natura, utilizzato al fine di realizzare un sistema di connessione tra rinforzo e substrato rinforzato. Tale dispositivo viene denominato “*connettore edile in fibra*”. La fibra può essere in carbonio, in vetro, in aramide o in acciaio al carbonio; le fibre possono essere combinate tra loro per dare origine a connettori ibridi, sulla base delle prestazioni meccaniche necessarie.

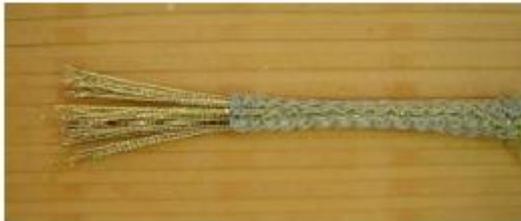


Figure 1.4 e 1.5 – Fiocco in fibra di acciaio al carbonio e in fibra di aramide



Figure 1.6 e 1.7 – Fiocco in fibra di carbonio e in fibra di vetro

Il *fiocco edile in fibra* è un sistema di connessione in fibre unidirezionali per la realizzazione di connessioni d'aggancio fra le strutture esistenti e i sistemi di rinforzo

strutturale. Tale dispositivo consente di realizzare un connettore in fibra a piè d'opera, costituito da un fascio di fibre lunghe unidirezionali, trattenute da una speciale rete che conferisce una forma cilindrica al sistema medesimo prima della sua impregnazione. La corda infatti è resa rigida solo dopo la fase di impregnazione dello stesso e successivamente alla sua maturazione.



Figura 1.8 – Fasi esecutive di messa in opera del connettore con fiocco

In commercio esistono principalmente due versioni di questo dispositivo: la prima prevede un connettore composto da fibre secche e inserito in una calza elastica che mantiene la forma circolare del connettore fino alla sua impregnazione, la seconda è rappresentata da un connettore con una porzione della corda preimpregnata in stabilimento e rigida, mentre la rimanente parte è composta da sola fibra secca, la quale deve essere impregnata in cantiere e posizionata in sito per la realizzazione del fiocco.



Figura 1.9 – Connettore edile con parte centrale preimpregnata in stabilimento

Le geometrie del connettore, con fiocco su entrambe le estremità oppure con fiocco singolo, presuppongono un diverso comportamento del sistema, per cui nel primo caso il connettore si comporterà come un fiocco da entrambi i lati del supporto invece nell'ultimo caso il connettore nella parte inghisata nel foro si comporterà sostanzialmente come un connettore inghisato in foro cieco sottoposto a sollecitazioni di trazione.

L'utilizzo di questi dispositivi si sta sviluppando sempre più nel mondo del consolidamento, grazie alla grande adattabilità che il sistema possiede, potendo essere facilmente modificato a seconda delle geometrie presenti in opera. A testimonianza dell'uso sempre maggiore di questi sistemi, si riportano di seguito alcuni esempi di interventi possibili per il rinforzo di elementi strutturali, proposti dalle Linee Guida del Reluis “*Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*”.

- **Interventi strutturali**

Gli interventi in cui è previsto l'utilizzo dei sistemi a fiocco e a connettore studiati in questa tesi sono:

- *interventi di rafforzamento locale di travi e solai in c.a.*

Interventi di questo tipo possono essere applicati mediante placcaggio e fasciatura con materiali compositi fibrorinforzati costituiti da fibre di carbonio di elevate

prestazioni meccaniche immerse in matrici polimeriche (CFRP).

- *rinforzo a flessione di travi in c.a.*

Tale rinforzo può essere realizzato, mediante materiali compositi (CFRP), disponendo tessuti unidirezionali o lamine pultruse in fibra di carbonio adesi all'intradosso dell'elemento strutturale. L'utilizzo di connettori a fiocco è previsto nelle zone di estremità del placcaggio, in modo da consentire un adeguato ancoraggio prevenendo in questo modo meccanismi di delaminazione del tessuto composito.



Figure 1.10, 1.11, 1.12 – Fasi esecutive di rinforzo a flessione di travi in c.a. con fiocco edile

- rinforzo a taglio di travi in c.a.

Questo tipo di rinforzo può essere realizzato disponendo tessuti unidirezionali in fibra di carbonio secondo la direzione parallela alle staffe metalliche interne, estesi per la maggiore lunghezza possibile sulla superficie laterale della trave. Si può prevedere l'applicazione di rinforzo discontinuo o continuo; laddove possibile, è raccomandabile disporre "fiocature" di ancoraggio di tale rinforzo.

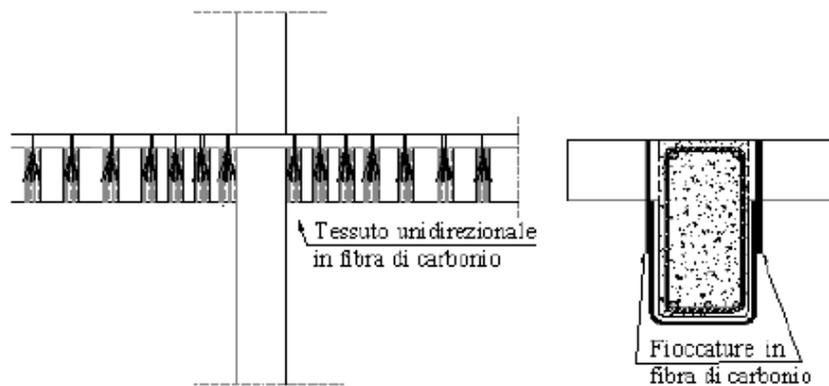


Figura 1.13 - Immagine del rinforzo a taglio discontinuo di una trave in c.a. con fiocchi di ancoraggio

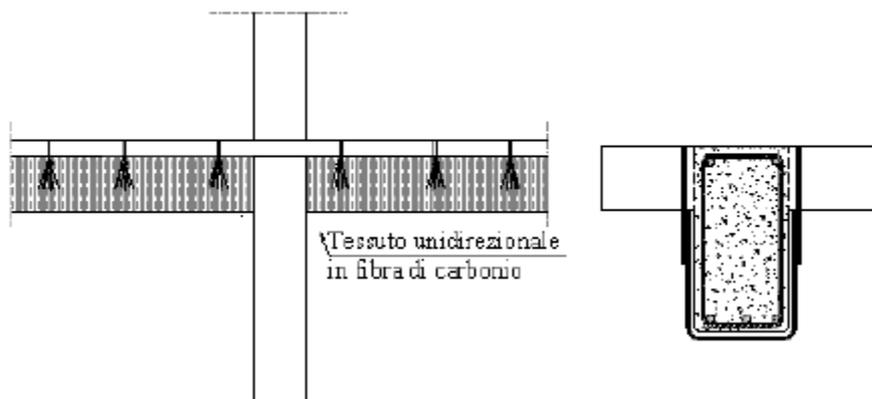


Figura 1.14 - Immagine del rinforzo a taglio continuo di una trave in c.a. con fiocchi di ancoraggio

- **Interventi non strutturali**

Le Linee Guida prima citate propongono, oltre a interventi denominati strutturali, una serie di interventi su elementi non strutturali. In particolare si prendono in esame quelle tecniche di collegamento che permettono di connettere elementi di tamponamento come pareti perimetrali o tamponamenti interni alle strutture portanti. Nel seguito si riporta un esempio di un intervento di questo genere.

- *Collegamento di tamponature perimetrali a pilastri e travi emergenti e in spessore*

In questo tipo di interventi, la carenza riscontrata nell'edificio è imputabile alla presenza di uno scarso collegamento che può interessare le pareti perimetrali in tamponamento rispetto all'ossatura in c.a. piuttosto che le partizioni interne. Anche se tali interventi non vengono realizzati su elementi strutturali, la loro importanza non è trascurabile. Infatti, in occasione di un sisma, molti dei danni riscontrabili sono appunto riferibili a tali carenze e i danneggiamenti a persone o cose che sono provocati dal ribaltamento di porzioni murarie rendono interventi come quelli descritti di seguito di particolare rilevanza.

L'intervento prevede le seguenti fasi:

- rimozione dell'intonaco esistente lungo le fasce perimetrali di ancoraggio di bordo e lungo le fasce di connessione d'angolo;
- foratura del tomagno per l'intero spessore nella sezione d'incasso tra tamponatura e trave;
- applicazione di primo strato di malta cementizia bicomponente ad elevata duttilità sulla intera superficie d'intaglio per uno spessore di circa 6 [mm]. Al di sopra di questo strato sarà applicata, in sequenza continua la rete di cui alla successiva fase;
- applicazione di rete a maglie quadrate bilanciata in fibra di vetro, apprettata allo scopo di migliorare la capacità fisicomeccaniche di aggrappo ed ingranamento con la matrice (malta);
- applicazione di un secondo strato di malta cementizia bicomponente;
- ad asciugamento degli strati di malta precedentemente applicati, applicazione di

*Utilizzo di connettori in FRP nel rinforzo di elementi in calcestruzzo e muratura.
Modellazione sperimentale, analitica e numerica.*

fazzoletto in tessuto unidirezionale in fibre di acciaio ad alta resistenza di dimensioni 20x20 cm in corrispondenza della tasca per l'alloggiamento del fiocco.

Con la medesima tecnica è inoltre possibile collegare anche partizioni alle murature portanti o all'ossatura in c.a.



Figure da 1.15 a 1.20 – Fasi esecutive del collegamento di pannelli murari alla struttura portante

- **Interventi di consolidamento su archi con materiali compositi FRP**

Nel seguito si propone l'applicazione dei connettori impregnati in un intervento realizzato su archi in pietra. Gli archi murari possono rappresentare, in molti casi, gli elementi critici nel comportamento di un edificio storico durante un evento sismico; è per questo motivo che in questi anni sono state proposte varie tecniche per il rinforzo ed il miglioramento delle prestazioni di questi elementi strutturali.

Le strutture ad arco sono caratterizzate, in linea generale, da una buona capacità di adattamento alle variazioni della configurazione geometrica. E' chiaro dunque come una simile possibilità di movimento debba essere necessariamente considerata in sede progettuale, evitando di introdurre dispositivi diversi da quelli di semplice presidio: obiettivo dell'intervento dovrebbe essere, in altri termini, quello di inserire elementi capaci di realizzare un effettivo "rinforzo", senza alterare l'assetto statico e conservando inalterati i caratteri costruttivi della struttura originaria.

Gli interventi di questo tipo vengono realizzati o all'estradosso o all'intradosso della struttura, a seconda delle diverse possibilità e dei vari condizionamenti (quali ad esempio la presenza di pavimenti di pregio o, all'intradosso, di affreschi o pitture). Correntemente vengono utilizzati nastri in tessuto, anche per una maggiore semplicità di adattamento alle superfici.

- *Interventi di rinforzo intradosso con nastri in FRP*

Le strutture ad arco sono caratterizzate, come detto, da una buona capacità di adattamento alle variazioni della configurazione geometrica. In questi termini risulta dunque evidente come l'innescò dei cinematismi di dissesto non sia condizionato tanto dal superamento dei limiti di resistenza dei materiali, quanto bensì dall'incapacità dei vincoli di contrastare le azioni trasmesse dalla volta, ovvero dall'incapacità della struttura di adattarsi a quegli spostamenti orizzontali e verticali delle imposte, che, benché responsabili dell'insorgere di fessurazioni, consentono alla struttura stessa di ritrovare sufficienti condizioni di equilibrio per la configurazione variata.

La presenza del rinforzo, ovviamente, modifica in maniera sostanziale il comportamento statico di tali strutture; l'applicazione di nastri in composito, conferisce da una parte al

materiale murario la resistenza a trazione che non possiede, e ne elimina l'aspetto meccanico più sfavorevole, assicurando indubbi vantaggi strutturali.

A seconda della collocazione del laminato si possono infatti impedire i meccanismi di collasso per labilità, tipici delle strutture non rinforzate, ostacolando la formazione delle cerniere nel lato opposto a quello rinforzato.

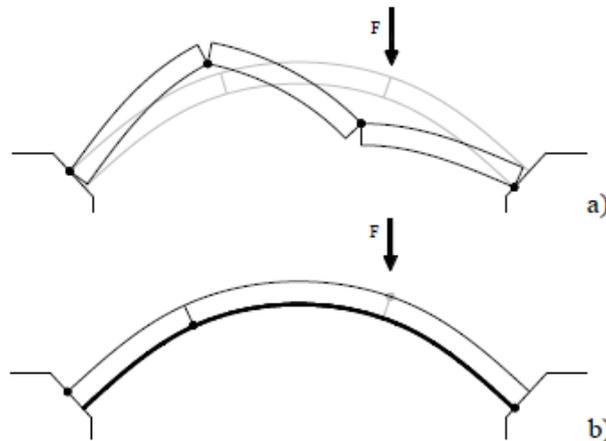


Figura 1.21 – Cinematismo di una struttura ad arco, a - Arco non rinforzato, b- Arco rinforzato

Ne consegue che, a differenza di quanto osservato per le strutture non rinforzate, le modalità di collasso vengono a dipendere da meccanismi che coinvolgono i limiti di resistenza dei materiali costituenti, nonché la loro interazione a livello locale. In particolare, nell'ipotesi di interventi intradosso, il comportamento all'interfaccia influenza notevolmente le prestazioni della struttura: il distacco del rinforzo, a seguito della crisi del supporto o del sistema di incollaggio, può infatti determinare l'innescò di fenomeni di collasso prematuro che risulta necessario prevedere in fase progettuale. L'analisi dei suddetti fenomeni si fonda sull'osservazione che la crisi dell'interfaccia tra rinforzo e muratura (*debonding*) anticipa la crisi della cortecchia muraria (*ripping*) solo nel caso in cui la posa in opera non sia stata effettuata a regola d'arte, ovvero in presenza di tutta una serie di problematiche specifiche, tipiche degli interventi intradosso, capaci di compromettere l'effettiva tenuta del sistema di incollaggio.

In tal senso è opportuno evidenziare come, spesso, la crisi per *debonding* sia da imputare alla presenza, a seguito di difetti nel sistema di incollaggio, di porzioni, anche piccole, di nastro non più incollate alla superficie intradosso, ma ancora in trazione,

che trasferiscono la sollecitazione cui sono soggette al nastro adiacente, ancora incollato, non più nella direzione della fibra, ma con una data inclinazione α rispetto ad essa. In una simile situazione il pacchetto fibra-resina, data la sua anisotropia, lavora sicuramente in maniera non ottimale, riducendo notevolmente, al crescere di α , l'efficacia dell'adesione al relativo supporto.

Ammettendo invece una corretta esecuzione del rinforzo, l'eventuale crisi dell'unione è dettata dal supporto, il quale, data la particolare geometria delle strutture ad arco, è soggetto ad uno stato di tensione all'interfaccia diverso da quello che si riscontra negli elementi rettilinei. La presenza della curvatura determina infatti l'insorgere, in accoppiamento alle tensioni tangenziali τ cui è deputato il trasferimento della forza di trazione al rinforzo, di uno stato di tensione radiale σ_r .

In accordo a quanto visto sopra, per gli interventi intradossali l'innescò dei cinematismi di dissesto non è condizionato tanto dal superamento dei limiti di resistenza dei materiali, quanto dalla tenuta dell'adesione tra rinforzo e supporto. La presenza della curvatura determina come detto l'insorgere di uno stato di tensione radiale, che, a seguito della crisi del supporto o del sistema di incollaggio, tende a provocare il distacco del rinforzo.

In queste condizioni l'equilibrio è garantito solo dall'aderenza tra la resina e la superficie dell'arco. Nel momento in cui, a seguito della crisi del supporto o del sistema di incollaggio, tale equilibrio viene meno, i nastri, non avendo rigidità flessionale, si distaccano e non possono più trasmettere all'arco quella resistenza a trazione necessaria ad impedire l'apertura della cerniera e, con essa, l'attivazione del cinematismo di collasso per labilità.

Ammettendo l'utilizzo di connettori (anche in numero limitato), in grado di impedire meccanicamente lo scorrimento all'interfaccia tra rinforzo e supporto, è possibile infatti ottenere elementi di rinforzo che, a differenza di nastri e tessuti, sono in grado di resistere per forma. L'equilibrio di cui sopra non viene così più a dipendere dalla tenuta dell'adesione tra rinforzo e supporto; le lamine possono continuare a trasmettere all'arco quella resistenza a trazione necessaria ad impedire l'apertura della cerniera, anche dopo l'eventuale crisi del supporto o del sistema di incollaggio.

Capitolo 2 – SUBSTRATO: MURATURA E CALCESTRUZZO

2.1 Caratteristiche generali della muratura

Il mondo delle costruzioni in muratura ha ripreso da parecchi anni una vitalità crescente, dopo essere rimasto nella parte centrale del secolo appena concluso, per decenni, relegato in un ambito secondario, sia dal punto di vista culturale sia da quello dell'attività edilizia. A questa ripresa ha certamente contribuito l'attenzione crescente verso il recupero e il restauro dell'enorme patrimonio costruito in Italia, patrimonio quasi del tutto formato da edifici in muratura.

La cultura della muratura è talmente radicata nel nostro paese da imporre anche negli edifici moderni, con ossatura in cemento armato o in acciaio, la presenza di pareti di tamponamento in mattoni forati, che vengono spesso sostituiti da mattoni semipieni o pieni nelle pareti perimetrali dell'edificio. Questa scelta è sicuramente giustificata dalla buona qualità del risultato finale, in particolare in termini di isolamento termico ed acustico, ma comporta una serie di conseguenze che vanno analizzate attentamente in quanto spesso questo tipo di tamponamenti è più rigido dell'ossatura portante dell'edificio, per cui sono solitamente i tamponamenti in muratura gli elementi che per primi evidenziano i sintomi di un non adeguato comportamento strutturale.

Entrando nello specifico della trattazione della muratura, si può affermare che l'utilizzo di questa tecnica costruttiva è molto antico (si tratta di almeno 6000 anni): inizialmente si utilizzavano le pietre posate a secco, successivamente la tecnica si è evoluta sino ad arrivare alle attuali strutture che utilizzano malte per collegare tra loro i blocchi o i mattoni oppure alla muratura armata o precompressa. A livello normativo fino a qualche tempo fa esistevano solamente alcuni criteri empirici di larga approssimazione che non erano sufficienti a fornire una valutazione adeguata del grado di sicurezza di una struttura. Più recentemente è stata prodotta invece una normativa per le costruzioni in zona sismica, il *D.M. del 16 gennaio 1996*, in parte superata dall'ordinanza 3274 del 2003; un'unificazione di tutte queste norme a livello europeo è stata invece effettuata dall'Eurocodice 6 ("Progettazione delle strutture in muratura").

Questo capitolo vuole gettare quindi le basi per i successivi capitoli che tratteranno del

rinforzo delle murature attraverso materiali compositi (FRP). Viene di seguito presentata e descritta la muratura di mattoni e le caratteristiche principali dei suoi componenti (mattoni e giunti di malta). Si porrà anche l'attenzione sulle recenti tecniche costruttive e sull'utilizzo della muratura in ambito civile ed edile.

2.1.1 La Muratura

La muratura è un insieme di elementi posati secondo una specifica tessitura e collegati fra loro con malta. I giunti di posa sono di regola orizzontali, e a tale disposizione si riferiscono le modellazioni moderne correnti. Tuttavia, negli archi la disposizione più frequente dei giunti è normale all'asse longitudinale, e nelle volte e cupole si sono adottate disposizioni speciali tendenti a contrastare la formazione di lunghe fessure lungo i giunti.

Gli elementi resistenti (blocchi, mattoni, conci) costituenti la muratura sono generalmente di forma parallelepipedica. Alcune tecniche moderne prevedono anche l'uso di forme particolari (blocchi a incastro, a T), allo scopo di ridurre la trasmittanza termica, o di facilitare la realizzazione di spessori diversi, o per facilitare la costruzione, o per altri impieghi speciali. È il caso di sottolineare come le caratteristiche dei materiali moderni, in particolare degli elementi, siano il frutto di una continua evoluzione tecnologica che tende al raggiungimento di adeguate caratteristiche sia per quel che riguarda le prestazioni meccaniche, sia per quel che riguarda le proprietà di isolamento termo-acustico, di resistenza al fuoco, di durabilità. Nel seguito si presentano brevemente gli elementi costituenti la muratura e alcune delle proprietà significative dal punto di vista meccanico.

2.1.2 Materiali costituenti

Gli elementi per la costruzione della muratura possono essere in laterizio, in calcestruzzo, oppure in pietra. In alcuni paesi esteri sono anche diffusi elementi in silicato di calcio (mattoni silicocalcarei), che tuttavia sono sostanzialmente assenti nella

tradizione costruttiva italiana.

2.1.2.1 Elementi in calcestruzzo

Esistono diverse tipologie di elementi in calcestruzzo, in base alla natura dei materiali.

Le tipologie più diffuse sono:

- elementi in calcestruzzo di aggregato denso, prodotti miscelando aggregati selezionati, cemento ed altri materiali in una forma rigida sotto pressione o vibrazione;
- elementi in calcestruzzo di aggregato leggero, prodotti miscelando cemento con un aggregato principale a bassa densità, quale scisto argilloso espanso, argilla espansa o altro, formati sotto pressione o vibrazione.

In aggiunta a queste, esiste un'altra tipologia, quella degli elementi in calcestruzzo aerati autoclavati, prodotti miscelando aggregato fine siliceo, cemento, calce e un appropriato agente aerante e trattati con processo in autoclave, che hanno comunque al momento minima diffusione come materiale strutturale. Alcune possibili forme per gli elementi in calcestruzzo sono riportate in *Figura 2.1*. I blocchi in calcestruzzo sono utilizzati sia per la muratura non armata che armata.

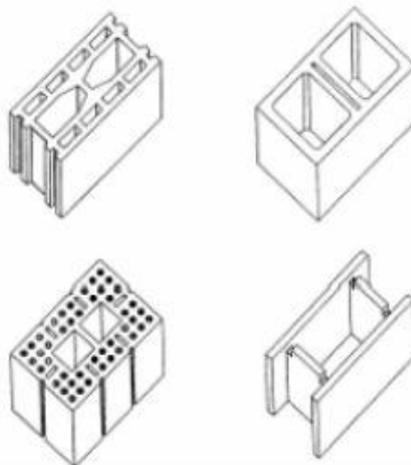


Figura 2.1 – Alcuni esempi di elementi murari in calcestruzzo

Alcune forme di blocchi con fori molto ampi permettono l'inserimento di rinforzi o cordolature in c.a., oppure sono utilizzate come casseri a perdere con successivo riempimento mediante getto di calcestruzzo. Anche per i blocchi in calcestruzzo esiste una classificazione in base alla percentuale di foratura, analogamente a quanto specificato per i laterizi. Le resistenze a compressione dei blocchi in calcestruzzo possono variare da 2 – 3 N/mm² nel caso di calcestruzzo leggero, fino a circa 20 - 30 N/mm².

2.1.2.2 Elementi in pietra

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle pietre variano entro limiti abbastanza ampi, anche per uno stesso tipo di pietra. Valori indicativi della resistenza variano da 0,3 a 10 - 15 N/mm² per rocce tenere (tufi), da 4 a 200 N/mm² per rocce semidure (arenarie, calcari, travertini), da 40 a 500 N/mm² per rocce dure (dolomie, porfidi, serpentini, graniti, marmi). Il rapporto fra resistenza a compressione e resistenza a trazione è normalmente compreso fra 15 e 40, con addensamento dei valori attorno a 30.

È bene ricordare che nella muratura in pietra, ancor più che nelle murature con elementi artificiali, regolari dal punto di vista geometrico, la resistenza della muratura è fortemente condizionata, oltre che dalla resistenza delle pietre, dalla forma e dalle dimensioni degli elementi, dalla lavorazione (pietra squadrata o sbozzata), dalla loro disposizione (ovvero dalla “tessitura” della muratura), e dalla resistenza della malta. Con pietre di elevata resistenza, la resistenza della muratura è sostanzialmente limitata dalle proprietà della malta.

2.1.2.3 Elementi in laterizio

Gli elementi in laterizio possono essere di laterizio normale o alleggerito in pasta, per migliorare le caratteristiche di isolamento termico; si ottengono mediante l'indurimento per cottura ad alta temperatura di paste di argilla modellate.

Gli elementi possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (a

foratura verticale) oppure in direzione parallela. Spesso sono presenti uno o due fori di dimensioni maggiori, per la presa, utilizzati in alcuni casi anche per l'alloggiamento di armature (muratura armata).

Alcuni esempi di elementi murari in laterizio sono riportati in *Figura 2.3* e *2.4*.

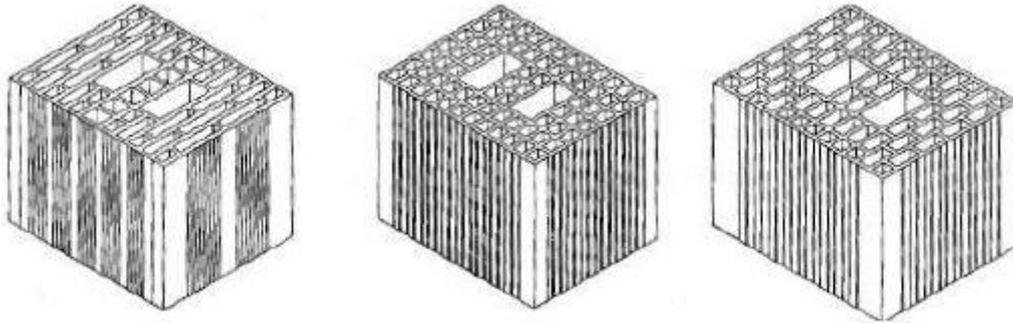


Figura 2.3 – Blocchi per muratura portante in laterizio alleggerito

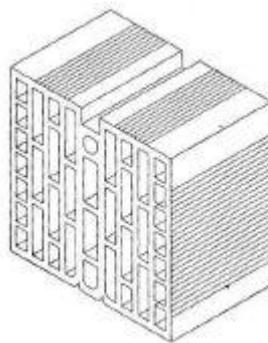


Figura 2.4 – Blocco per muratura di tamponamento in laterizio alleggerito con disposizione orizzontale dei fori

Le normative distinguono gli elementi in categorie in base alla loro foratura. A titolo di esempio, la normativa italiana definisce tre classi di elementi per uso strutturale:

- elementi pieni: $F/A \leq 15\%$ e $f \leq 9 \text{ cm}^2$
- elementi semipieni: $15\% \leq F/A \leq 45\%$ e $f \leq 12 \text{ cm}^2$
- elementi forati: $45\% \leq F/A \leq 15\%$ e $f \leq 15 \text{ cm}^2$

con F area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti, A area lorda della faccia delimitata dal suo perimetro, f area media della sezione normale di un foro.

Il laterizio come materiale può avere una resistenza a compressione anche molto elevata (fino a 130 N/mm^2), tuttavia i mattoni e i blocchi, specie in presenza di forature, presentano resistenze minori. La resistenza f_b è comunemente riferita all'area lorda dell'elemento (cioè l'area racchiusa dal perimetro), e misurata normalmente al piano di posa. Tuttavia, specialmente nel caso di blocchi portanti con forature, è di interesse anche la resistenza misurata parallelamente al piano di posa (f_b) ovvero perpendicolarmente ai fori. Valori tipici delle resistenze caratteristiche per elementi portanti in laterizio possono variare da $2 - 3 \text{ N/mm}^2$ per blocchi in laterizio alleggerito con percentuale di foratura prossima al $50 - 55 \%$ fino a $30 - 50 \text{ N/mm}^2$ per blocchi semipieni.

2.1.2.3.1 Caratteristiche fisico - chimiche dei laterizi

Le caratteristiche fisico – chimiche richieste a questa tipologia di elementi sono la resistenza al gelo e l'assenza di inclusioni di calce e di efflorescenze soprattutto se causate da solfati. Il laterizio è solitamente assai poroso e ciò è un vantaggio in termini di proprietà termiche per lo scambio igrometrico e l'aerazione dei muri. Una porosità alta però condiziona negativamente la resistenza al gelo cui è direttamente correlata: un materiale eccessivamente poroso permette l'assorbimento di molta acqua che, gelando, aumenta di volume, provocando scagliature. La porosità viene misurata essiccando i laterizi interi in stufa sino a quando il peso non diventa costante; i laterizi vengono poi immersi in acqua pura per 48 ore e, al termine di questo periodo, si misura la differenza di peso. La resistenza al gelo è inoltre altamente influenzata dal luogo in cui viene posto il laterizio, essendo le condizioni peggiori quelle in cui si ha alternanza di gelo e disgelo. La rottura in questi casi si manifesta sottoforma di scagliature oppure di sfarinamento degli spigoli. Una prova specifica della resistenza a queste azioni viene effettuata sottoponendo un campione a cicli ripetuti di alternanza di temperature tra -10° e $+35^\circ\text{C}$ alle quali viene mantenuto per almeno tre ore.

Le inclusioni di ossido di calcio presenti nell'impasto dell'argilla sono pericolose perché, a contatto con l'acqua, causano rigonfiamenti che creano dei crateri sul laterizio. Questo difetto è molto grave soprattutto per i laterizi "faccia a vista". Il controllo di

qualità può essere effettuato bollendo il campione in acqua per tre ore e verificando che non si abbiano dei crateri di dimensioni superiori ai 15 mm, che si riducono a 5 mm nel caso di materiali da paramento, ovvero destinati a restare in vista (*Figura 2.5*).

Le efflorescenze, macchie bianche che si formano sul mattone, sono causate da solfati del laterizio che reagiscono con gli alcali del cemento della malta, causano problemi solo quando la muratura è esposta per lungo tempo a condizioni di elevata umidità; in questo caso è consigliabile usare cementi che resistano ai solfati.

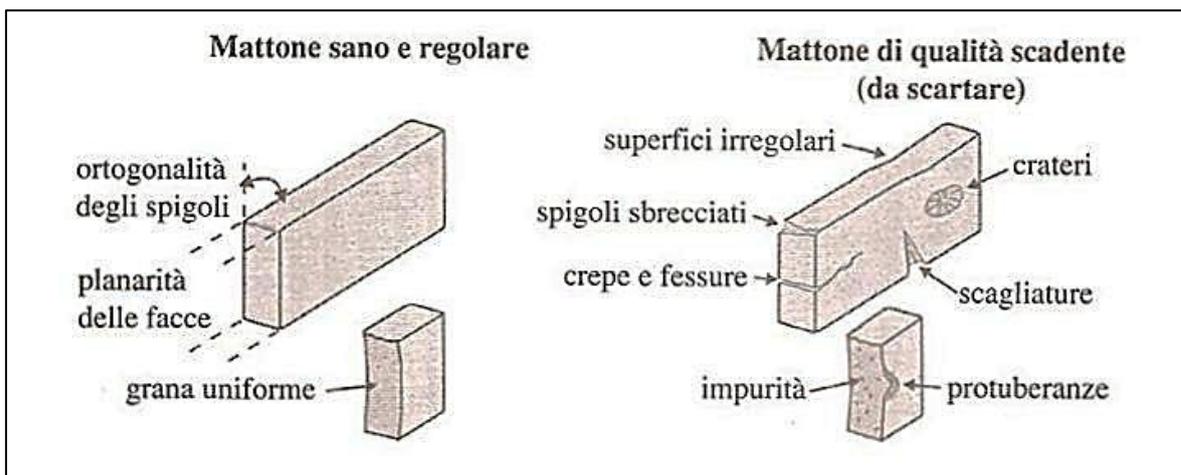


Figura 2.5 – Problemi che possono presentarsi nei laterizi

2.1.2.3.2 Caratteristiche meccaniche dei laterizi

La prova di resistenza a compressione si effettua per il laterizio pieno tagliando a metà il mattone e sovrapponendo le due parti che devono essere fissate con pasta di cemento. Dopo sette giorni di stagionatura si procede alla spianatura delle facce (eseguita con una fresa) e successivamente allo schiacciamento di quattro provini secchi e quattro imbevuti d'acqua (*Figura 2.6*).

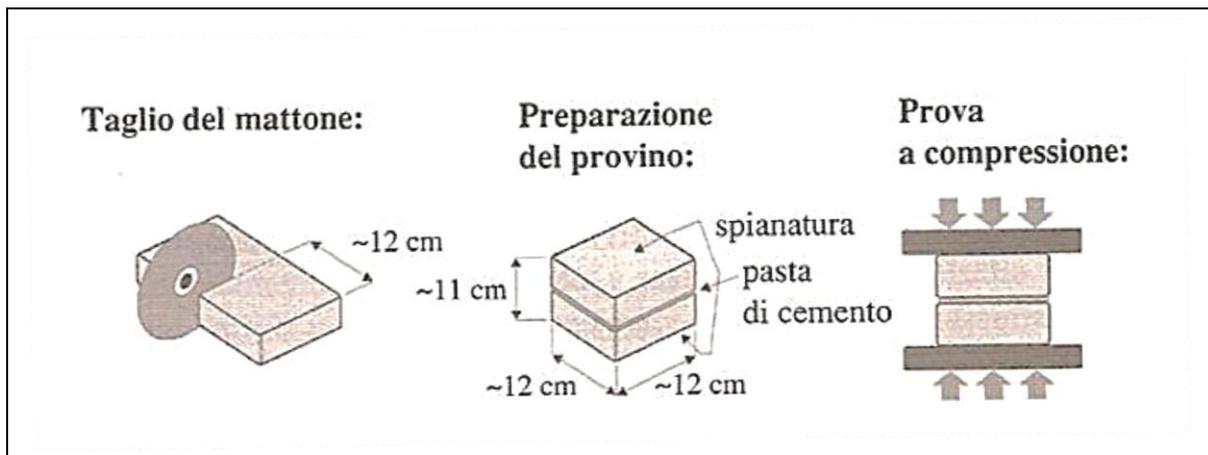


Figura 2.6 – Prova a compressione su mattone pieno

Si ricava la resistenza caratteristica dalla formula seguente:

$$f_{bk} = f_{bm} (1 - 1,64 * \delta)$$

dove si è indicato con:

f_{bm} la resistenza media dei tre risultati più omogenei

$\delta = s/f_{bm}$ il coefficiente di variazione essendo s lo scarto quadratico medio

Un buon mattone pieno presenta una resistenza di circa 25 N/mm^2 .

Sui mattoni forati la prova si effettua sul pezzo intero avendo cura di spianare la due facce con malta di cemento. La compressione, effettuata su quattro provini secchi e quattro imbevuti, viene effettuata in direzione normale ai fori (Figura 2.7).

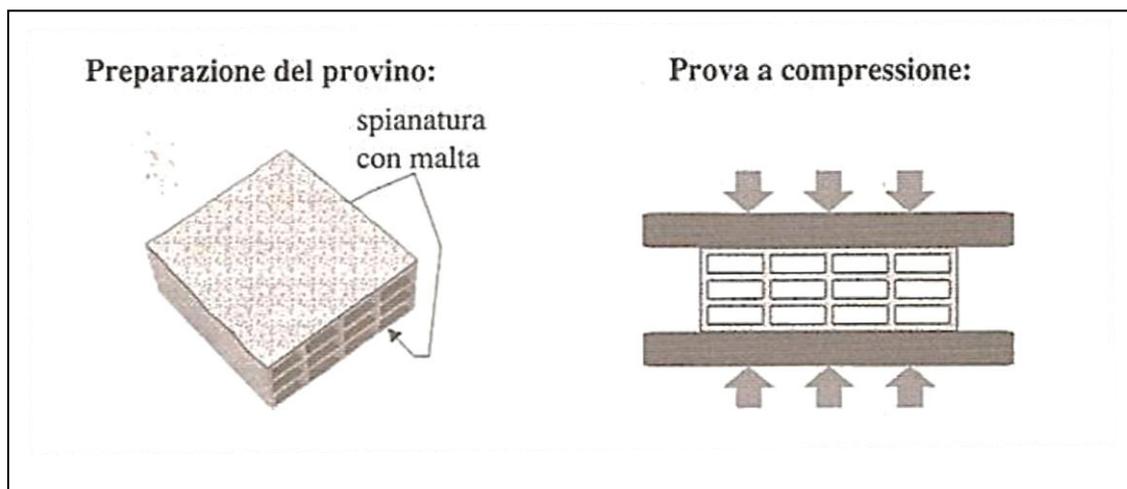


Figura 2.7 – Prova a compressione su mattone forato

Per la determinazione della resistenza a compressione normalizzata dell'elemento, l'Eurocodice prevede che sia fatta una prova sul blocco e che si effettui successivamente una normalizzazione moltiplicando per un coefficiente che tiene conto delle effettive dimensioni dell'elemento che si sta analizzando.

La formula che in questo caso viene analizzata è quindi la seguente:

$$f_b = \delta * f'_b$$

essendo:

f_b la resistenza a compressione normalizzata

f'_b la resistenza a compressione misurata

δ il fattore di normalizzazione ricavato per interpolazione lineare dalla *Tabella 2.1*

Altezza dell'elemento	Dimensione orizzontale minima dell'elemento (mm)				
	50	100	150	200	250 o maggiore
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250 o maggiore	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Tabella 2.1 – Coefficiente di normalizzazione della resistenza dei mattoni da EC 6

2.1.3 Le malte

2.1.3.1 Descrizione e composizione dei diversi tipi di malta

Le malte sono miscele costituite da un legante unito a sabbia e acqua. L'impasto fresco rimane plasmabile per un periodo abbastanza lungo e indurisce in tempi variabili in funzione del legante impiegato.

La sabbia ha lo scopo di impedire un ritiro troppo marcato, che può provocare

screpolature, dannose soprattutto negli intonaci. E' inoltre fondamentale come mezzo per aumentare il volume dell'impasto senza sminuirne le proprietà meccaniche: permette cioè il riempimento dei giunti e cavità in modo economico e efficace. L'acqua deve essere pura per non provocare reazioni chimiche indesiderate, con conseguenze sul piano della resistenza meccanica. I leganti, per reazione chimica con l'acqua d'impasto, permettono di saldare le particelle di sabbia tra loro e far aderire la malta ai componenti solidi della muratura.

Le norme italiane citano il cemento, la calce aerea e la calce idraulica. Non vanno comunque dimenticati il gesso e i leganti additivati. Il cemento si ottiene dalla cottura di miscele di calcari, argille e altri minerali a 1400°C. Si ottiene in questo modo il clinker, che macinato finemente dà il tipico prodotto dalle caratteristiche idrauliche. Accanto al cemento Portland, si ricordano anche il cemento pozzolanico e quello d'alto forno, caratterizzati questi ultimi da forti proprietà idrauliche. Lo stesso vale per il cemento alluminoso, peraltro d'importazione e non molto usato in Italia. La calce aerea si ottiene dalla cottura di calcari tra 850°C e 900°C: si ottiene così la calce viva (carbonato di calcio), costituita sostanzialmente da blocchi informi e porosi; al contatto dell'acqua si ha una forte reazione esotermica, con formazione di idrossido di calcio. E' quest'ultimo che viene utilizzato per la formazione di malta. Una variante è la calce idrata in polvere, costituita da calce spenta mediante opportuni procedimenti senza aggiunta di acqua, in modo da ottenere un prodotto secco, che viene poi macinato e messo in commercio allo stato di polvere. Le calce idrauliche si ottengono per cottura di calcari marnosi tra 900°C e 1000°C: la macinazione del prodotto di cottura dà luogo a una farina costituente appunto il legante per malte di tipo idraulico. Tra le calce idrauliche artificiali si ricordano quelle di origine siderurgica, ottenute mescolando calce aerea spenta con loppa d'alto forno in granuli. Il gesso si ottiene per cottura di "pietra di gesso", cioè minerali con alta percentuale di gesso; sono presenti anche minerali con solfato di calcio idrato. La cottura è effettuata tra 110°C e 200°C. Il prodotto viene macinato più o meno finemente per consentirne l'uso come legante. Le malte di gesso si ottengono aggiungendo acqua al materiale, generalmente senza aggiunta di sabbia: hanno modesta resistenza e sono molto sensibili all'umidità, capace di degradarle completamente in tempi brevi. In passato queste malte vennero usate sistematicamente anche per elementi strutturali, come ad esempio la costruzione di

volte, mentre ora sono generalmente adibite a intonaci.

Si possono innanzitutto distinguere le malte d'uso tradizionale dai prodotti nuovi. Le prime prendono il nome dal legante principale che entra nella composizione, così da avere:

- malte di calce aerea;
- malte idrauliche;
- malte cementizie;
- malte di gesso.

Sempre di uso tradizionale sono le malte bastarde, nella cui composizione entrano sia la calce idraulica che il cemento: la prima ha lo scopo di favorire la lavorabilità dell'impasto, riducendo le proprietà meccaniche rispetto alle cementizie pure. Tuttavia vengono spesso preferite a queste ultime quando non siano richieste elevate prestazioni meccaniche, grazie alla facilità di messa in opera.

Altra malta di uso tradizionale è quella pozzolanica, ottenuta dalla miscela di calce aerea e sabbia pozzolanica (il cosiddetto tufo vulcanico, "pozzolana"), dotata di marcate proprietà idrauliche.

L'aggiunta di additivi alle malte tradizionali corregge le loro proprietà: i prodotti che si ottengono accentuano determinate caratteristiche che risultano preminenti per un certo uso (per esempio, la velocità del tempo di presa, la lavorabilità, la resistenza alle basse temperature, etc.). La correzione può essere più marcata: si passa in tal modo alle malte speciali, la cui composizione è esattamente determinata per raggiungere uno scopo prefissato. Spesso il loro componente base è il cemento, coadiuvato da inerti, selezionati sia nella granulometria sia dal punto di vista mineralogico e da additivi.

2.1.3.2 La classificazione delle malte secondo la normativa italiana

A livello nazionale, la classificazione delle malte avviene esclusivamente in base alla loro composizione. Si riconoscono quattro tipi di malte per muratura: malta idraulica, malta pozzolanica, malta bastarda, malta cementizia. La circolare n. 30787 del

Ministero dei Lavori pubblici del 4.1.1989 afferma che il riconoscimento attraverso la composizione è “dettato dall’esigenza di una semplificazione delle procedure di controllo, semplificazione possibile per l’esperienza acquisita nell’impiego delle malte”. Questo riconoscimento serve a collocare una determinata malta in un ambito ben preciso di caratteristiche meccaniche. La legge sancisce l’appartenenza di una malta di composizione nota a una delle quattro classi in cui esse vengono suddivise, denominate M1, M2, M3, M4, cioè associa una malta di composizione prefissata a un livello minimo di resistenza contraddistinto appunto dalla classe (Tabella 2.2).

Classe	Tipo di Malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M4	Idraulica	---	---	1	3	---
M4	Pozzolonica	---	1	---	---	3
M4	Bastarda	1	---	2	9	---
M3	Bastarda	1	---	1	5	---
M2	Cementizia	1	---	0,5	4	---
M1	Cementizia	1	---	---	3	---

Tabella 2.2 – Classificazione delle malte secondo il D.M. '87

Ai fini del comportamento strutturale della muratura diviene ovviamente essenziale la definizione della resistenza. Lo stesso *D.M. del 20.11.1987* afferma: “Malte di diverse proporzioni nella composizione confezionate anche con additivi, preventivamente sperimentate, possono essere ritenute equivalenti a quelle indicate qualora la loro resistenza media a compressione risulti non inferiore ai valori seguenti:

- 12 N/mm² per l'equivalenza alla malta M1;
- 8 N/mm² per l'equivalenza alla malta M2;
- 5 N/mm² per l'equivalenza alla malta M3;
- 2,5 N/mm² per l'equivalenza alla malta M4”.

La semplificazione della norma italiana, che per un lato classifica una determinata malta esclusivamente in base alla resistenza e per l’altro associa automaticamente la composizione a una classe, è tuttavia efficace ai fini della valutazione della resistenza

della muratura e rispondente, nella sostanza, all'esperienza consolidata nella costruzione muraria. Va però notato che questo approccio trascura altri parametri importanti, come la durabilità, la reattività di certi componenti con il laterizio e la conseguente formazione di sali, l'uso di additivi nuovi, dal comportamento non noto nel tempo, etc.

2.1.3.3 La resistenza delle malte

La resistenza caratteristica, che dipende principalmente dal legante utilizzato, viene determinato attraverso una prova su provini prismatici di dimensioni 40x40x160 mm gettati in stampi metallici dai quali vengono sformati dopo 24 ore e maturati in ambiente a umidità del 90% e temperatura di 20°C. I tre provini vengono dapprima sottoposti a rottura per flessione su coltelli distanti 100 mm (*Figura 2.8*) con carico concentrato che viene via via incrementato fino ad arrivare a rottura. Si determina una resistenza a flessione $f_{mf} = (Pl/4)/(b^3/6)$ essendo P il carico applicato, $b = 40$ mm la dimensione trasversale del provino e $l = 100$ mm.

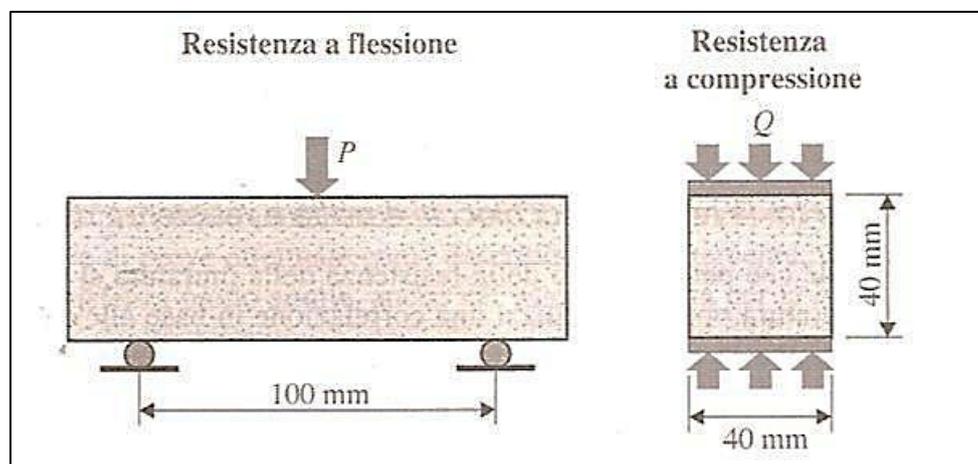


Figura 2.8 – Prove di resistenza su malte

Successivamente sui sei prismi risultanti si effettua una prova di compressione semplice tra piastre di 40x40 mm che permette di ottenere un valore di resistenza media $f_m = Q/b^2$ dalla quale si può ottenere la resistenza caratteristica.

Quanto detto vale ovviamente solo per le malte nuove e non può certo fornire classificazioni sulle malte utilizzate in passato, di cui è sconosciuta l'esatta composizione.

Il primo passo consiste dunque nell'esecuzione presso un laboratorio specializzato di un'analisi chimica, effettuata su campioni prelevati in sito, che può anche evidenziare anomalie di composizione dovuto ad esempio alla mancanza di sabbia in loco (nei secoli passati i trasporti erano molto più difficili e dispendiosi rispetto ai giorni nostri) o all'impiego di altri leganti oggi in disuso. In ogni caso si può fare affidamento sulle resistenze riportate nella *Tabella 2.2* per una stima di larga massima.

2.1.4 Caratteristiche meccaniche della muratura

2.1.4.1 Resistenza a compressione

La resistenza della muratura dipende da vari fattori dovuti ai vari componenti:

- *Elementi resistenti* (mattoni, pietrame, ecc.):
 - resistenza
 - tipologia
 - rapporto tra altezza e spessore
 - caratteristiche di assorbimento
- *Malta*:
 - resistenza dovuta a composizione
 - rapporto acqua cemento e ritenzione di acqua
 - caratteristiche di deformazione relativa rispetto ai mattoni
- *Muratura*:
 - legame tra gli elementi
 - direzione di applicazione delle azioni
 - incremento locale degli sforzi

Oltre a questi fattori ha una notevole importanza anche la lavorazione; infatti, errori

manuali quali cattivo riempimento dei giunti, eccessivo spessore di questi, cattiva stagionatura della malta (eccessiva evaporazione o congelamenti), eccessivo assorbimento dell'acqua della malta da parte dei mattoni e preparazione non corretta della malta stessa possono ridurre anche sensibilmente la resistenza del complesso.

2.1.4.1.1 Relazione tra la resistenza di blocchi e malta e resistenza della muratura

Il D.M. '87 prevede che per il calcolo della resistenza della muratura si proceda a prove su campioni di muratura oppure si utilizzi una correlazione in base alle caratteristiche dei singoli componenti che la costituiscono, in caso si utilizzino elementi artificiali pieni o semipieni.

Per ciò che concerne la determinazione sperimentale della resistenza a compressione, devono essere usati almeno 6 provini di larghezza pari ad almeno due lunghezze del blocco e con un rapporto altezza-spessore di $2,4 \div 5$ confezionati su di un letto di malta alla base e con la faccia superiore finita anch'essa con uno strato di malta. Questi devono essere stagionati per 28 giorni a 20°C con il 70% di umidità relativa; prima di effettuare la prova, la faccia superiore deve essere livellata con uno strato di gesso. Il test si effettua ponendo il provino in una pressa a controllo estensimetrico, con un piatto articolato. Dopo aver effettuato la centratura del carico, questo viene incrementato di circa $0,5 \text{ N/mm}^2$ ogni 20 secondi. Essendo la resistenza della muratura caratterizzata principalmente dalla resistenza dei mattoni e della malta, il D.M. '87 prevede anche una correlazione tra resistenza caratteristica f_k della muratura e dei singoli componenti. Tale relazione è fornita attraverso la *Tabella 2.3*.

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta								
	M_1		M_2		M_3		M_4		
	N/mm ²	kgf/cm ²							
2,0	20	1,2	12	1,2	12	1,2	12	1,2	12
3,0	30	2,2	22	2,2	22	2,2	22	2,0	20
5,0	50	3,5	35	3,4	34	3,3	33	3,0	30
7,5	75	5,0	50	4,5	45	4,1	41	3,5	35
10,0	100	6,2	62	5,3	53	4,7	47	4,1	41
15,0	150	8,2	82	6,7	67	6,0	60	5,1	51
20,0	200	9,7	97	8,0	80	7,0	70	6,1	61
30,0	300	12,0	120	10,0	100	8,6	86	7,2	72
40,0	400	14,3	143	12,0	120	10,4	104	---	---

Tabella 2.3 – Relazione tra resistenza caratteristica f_k della muratura di mattoni e dei suoi componenti secondo D.M. '87

Questa tabella permette di fare alcune considerazioni. Da essa infatti si evince che l'utilizzo di malta più resistente ha poca influenza sul totale, soprattutto se vengono utilizzati dei mattoni poco resistenti. L'uso di una malta più resistente è però consigliato quando non si hanno problemi di lavorabilità visto che il costo delle due soluzioni è paragonabile e tenendo in considerazione che la dispersione dei valori di resistenza ricavati attraverso prove è maggiore con l'utilizzo di malte a bassa resistenza.

Questo deve mettere in guardia quando si va a stimare la resistenza di murature vecchie o antiche nelle quali le malte possono avere scarsa resistenza anche se i mattoni sono di buona qualità. Nondimeno, ricordando le resistenze medie riportate nella *Tabella 2.2*, va osservato che la resistenza di una muratura costruita con buoni mattoni e malta scadente è nettamente superiore a quella della malta. In questo caso infatti la malta funziona come "cuscinetto" tra i mattoni, ripartendo uniformemente lo stato tensionale su questi ultimi.

La tabella precedente mostra inoltre che, a parità di resistenza della malta, le caratteristiche della muratura aumentano in modo poco meno che lineare con l'aumento della resistenza del laterizio (come evidenziato dalla *Figura 2.9*).

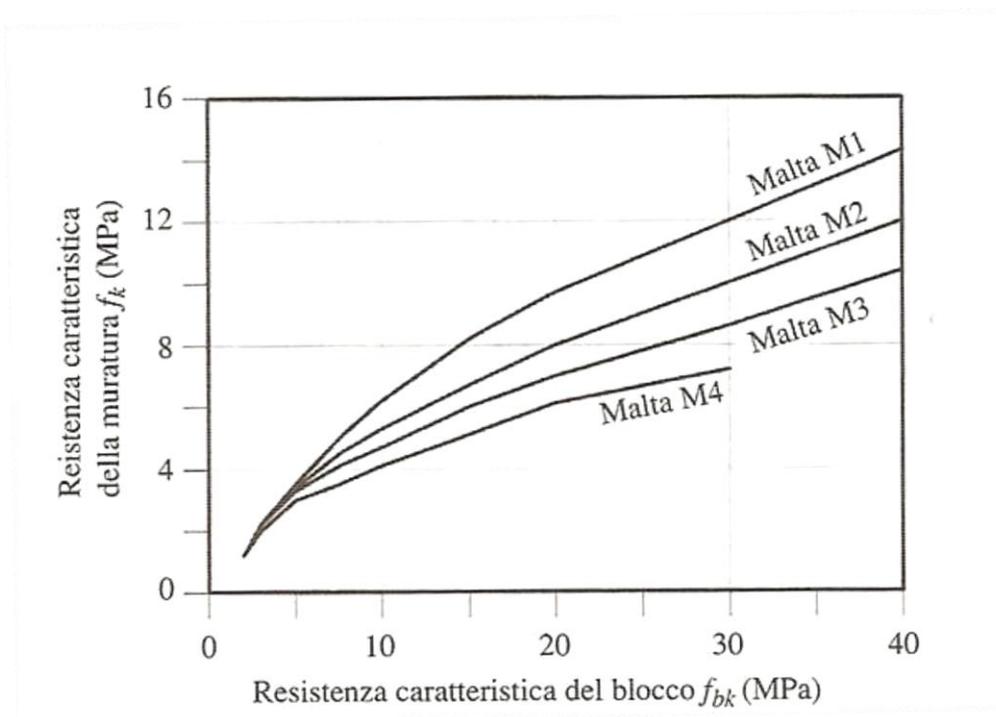


Figura 2.9 – Correlazione tra resistenza dei componenti e della muratura

L'Eurocodice, in sostituzione della *Tabella 2.3*, prevede per quanto riguarda la malta ordinaria, la formula:

$$f_k = K * f_b^{0,65} * f_m^{0,25}$$

dove:

f_b è la resistenza caratteristica dell'elemento resistente

f_m è la resistenza caratteristica della malta che deve essere limitata a $2f_b$ oppure 20 N/mm^2

K è un valore espresso in N/mm^2 che dipende dal gruppo del blocco (*Tabella 2.4*) e dallo spessore della muratura in rapporto alle dimensioni dell'elemento come riportato in *Tabella 2.5*.

	Gruppo			
	1	2a	2b	3
Volume dei fori (% del volume lordo) ¹	≤ 25	da 25 a 45 per gli elementi di laterizio da 25 a 50 per gli elementi di calcestruzzo	da 45 a 55 per gli elementi di laterizio da 50 a 60 per gli elementi di calcestruzzo ²	≤ 70
Volume di un foro (% del volume lordo)	≤ 12,5	≤ 12,5 per gli elementi di laterizio ≤ 25 per gli elementi di calcestruzzo	≤ 12,5 per gli elementi di laterizio ≤ 25 per gli elementi di calcestruzzo	Limitato dall'area (vedere sotto)
Area di ciascun foro	Limitata dal volume (vedere sopra)	Limitata dal volume (vedere sopra)	Limitata dal volume (vedere sopra)	≤ 2800 mm ² ad eccezione degli elementi con un solo foro, in cui il foro deve essere ≤ 18000 mm ²
Spessore combinato (% della larghezza totale) ³	≥ 37,5	≥ 30	≥ 20	Nessun requisito

Nota 1 - I fori possono essere verticali attraversanti gli elementi o conformati come cavità o nicchie.

Nota 2 - Qualora esista una pratica diffusa a livello nazionale, basata su prove attestanti che la sicurezza della muratura non sia ridotta in maniera inaccettabile quando venga incorporata una più alta percentuale di fori, il limite del 55% per gli elementi di laterizio e del 60% per gli elementi di calcestruzzo può essere incrementato per gli elementi murari che vengono impiegati in tali Paesi.

Nota 3 - Lo spessore combinato è la somma degli spessori dei setti interni ed esterni, posto su una divisione orizzontale che attraversa l'elemento, perpendicolarmente alla facciata del muro.

Tabella 2.4 – Classificazione laterizi secondo EC6

0,60	per gli elementi per muratura del gruppo 1, quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza dell'elemento in modo che non ci siano giunti di malta longitudinali continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso
0,55	per gli elementi per muratura del gruppo 2a, quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza degli elementi in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso
0,50	per gli elementi per muratura del gruppo 2b, quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o lunghezza degli elementi in modo tale che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso
0,50	quando, per gli elementi di muratura del gruppo 1, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta o parte della lunghezza della muratura
0,45	quando, per gli elementi per muratura del gruppo 2a, c'è un giunto di malta longitudinale continuo su tutta la larghezza della muratura o parte di essa
0,40	quando, per gli elementi per muratura del gruppo 2b, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta la lunghezza della muratura o parte di essa
0,40	per gli elementi del gruppo 3

Tabella 2.5 – Valori di K per correlazione della resistenza con malte ordinarie secondo EC6

Come già detto riguardo ai singoli componenti, tutte le considerazioni ora fatte, e in special modo quelle inerenti l'Eurocodice 6, si applicano solo alle murature nuove. Per poter intervenire su vecchie murature è essenziale effettuare saggi (per le analisi chimiche e meccaniche dei componenti della muratura eseguite in laboratorio) e prove in sito, che in alcuni casi possono essere anche molto complesse. Tuttavia è altrettanto essenziale provvedere anche a una scrupolosa indagine in sito, mirata a verificare l'omogeneità delle murature (che potrebbero essere state costruite in tempi diversi), l'orditura delle stesse, e in generale tutti quei fattori che possono alterare la resistenza del maschio murario rispetto a quella prevedibile sulla base dei dati precedenti. Nei paragrafi che seguono si vuole accennare ad alcuni di questi fattori.

2.1.4.1.2 Influenza dell'accuratezza di realizzazione della muratura sulla sua resistenza

Uno dei fattori che influenzano la resistenza totale di una muratura è la modalità di esecuzione della stessa. Due muratori diversi, con gli stessi materiali, possono costruire muri le cui resistenze a compressione possono differire anche del 30%, valore che si può misurare anche trattando della sola resistenza della malta, a parità di dosaggi (come nel calcestruzzo il quantitativo di acqua utilizzato è determinante). Tra gli errori più comuni si possono annoverare i seguenti:

- imperfetto riempimento dei giunti di malta (verticali e/o orizzontali). Questo difetto può produrre riduzioni di resistenza anche del 35%, oltre a ridurre le capacità di isolamento termico e acustico del muro (*Figura 2.10*);

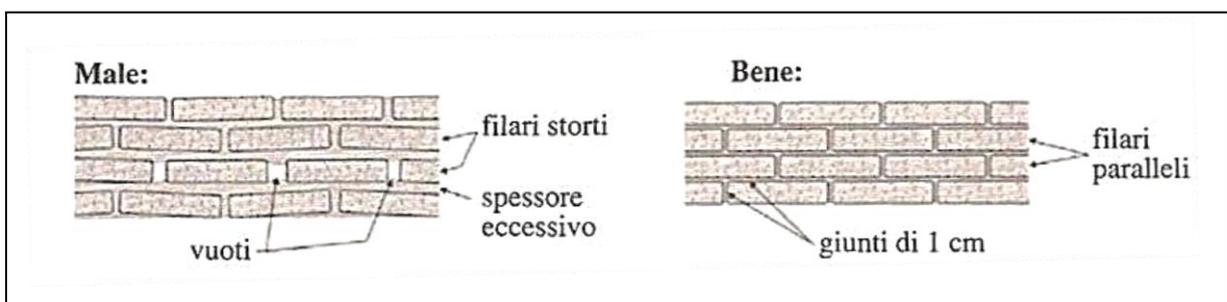


Figura 2.10 – Modalità errata e corretta di esecuzione dei giunti

- eccessivo spessore dei letti di malta. È molto importante, durante la costruzione di una muratura, che lo spessore dei giunti resti pressoché costante e di dimensione pari a circa 8÷10 mm. Le prove sperimentali evidenziano che incrementando lo spessore dei giunti di malta si ha un decremento della resistenza soprattutto nel caso di murature di mattoni dove il rapporto tra lo spessore dei giunti e del mattone è alto. Di regola questo spessore non deve superare i 12÷13 mm, altrimenti la resistenza diminuisce oltre i valori stimati, come è evidente dal grafico di *Figura 2.11*. Inoltre i giunti devono avere spessore costante;

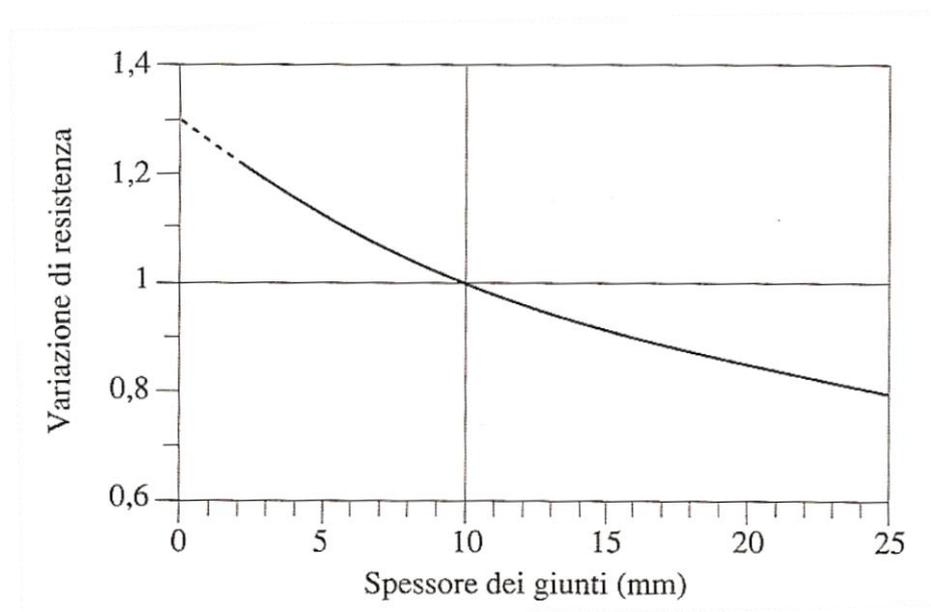


Figura 2.11 – Variazione di resistenza della muratura in funzione dello spessore dei giunti

- errato sfasamento dei giunti verticali. Lo sfasamento dei giunti tra due corsi successivi di muratura deve essere il maggiore possibile al fine di utilizzare la massima area possibile di muratura per contrastare lo scorrimento orizzontale tra i vari elementi della muratura. Infatti la rottura di una muratura può avvenire sia con rottura di entrambi gli elementi lungo una linea più o meno inclinata, sia per una sconnessione che interessa i giunti nei quali si forma lo sforzo di taglio che deve essere contrastato dalla malta. Una regola empirica può essere quella di

avere un ricoprimento di almeno $0,4 h$, essendo h l'altezza dell'elemento (Figura 2.12), con un minimo di 4,5 cm. Attenzione particolare va posta nel caso di posa di elementi forati dove la superficie di contatto può ridursi anche di molto se i fori sono sfalsati tra loro;

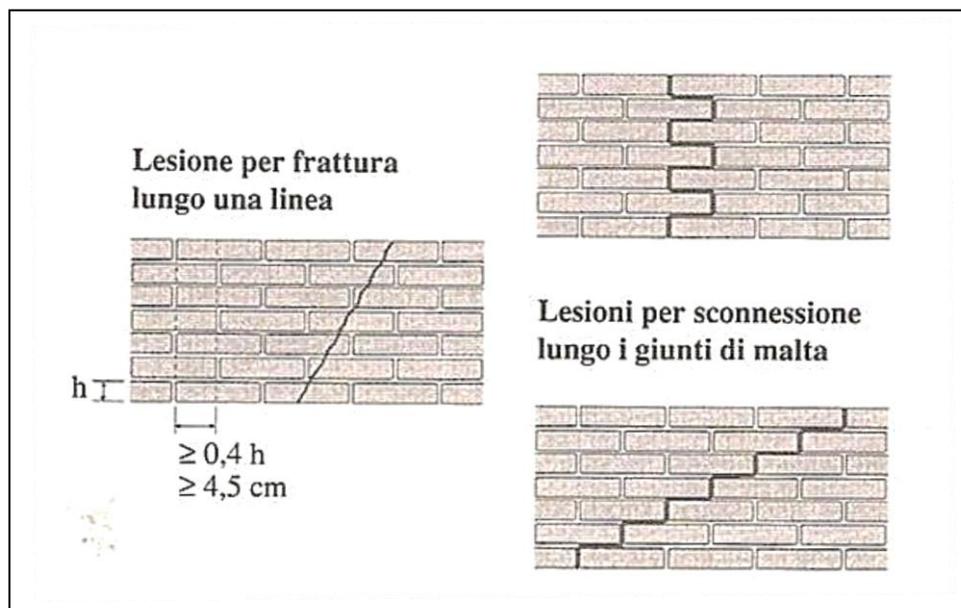


Figura 2.12 – Modalità di rottura di una muratura

- cattivo allineamento verticale (appiombo) dei blocchi durante la posa che può provocare una riduzione di resistenza nell'ordine del 15% in presenza di deviazioni dimensionali di 12-20 mm nel muro;
- esposizione ad avverse condizioni atmosferiche dopo la posa che causano una veloce evaporazione dell'acqua che blocca l'idratazione del cemento nel caso si lasci il muro al sole senza bagnarlo con riduzioni di resistenza nell'ordine del 10%. Un altro problema può essere causato anche dal gelo che può provocare uno spostamento relativo rispetto alla verticale;
- bassa umidità dei blocchi che, nel caso questi siano molto assorbenti, causa un richiamo dell'acqua della malta la quale si contrae e perde contatto con i mattoni. Per questo è consigliabile inumidire i laterizi prima della posa;
- scorretto proporzionamento delle malte e dell'acqua in esse presente.

2.1.4.1.3 Influenza della vita passata dalla muratura sulla sua resistenza

Una muratura vecchia, oltre ad aver subito un deterioramento fisiologico prodotto dal tempo, che può essere più o meno accelerato in relazione alla qualità dei materiali e della manutenzione normalmente subisce delle riduzioni locali di resistenza legate ad altre cause quali:

- presenza di tracce d'impianto (scassi eseguiti per nascondere nel muro cavi elettrici, tubi e altro). La presenza nelle murature di tracce di alloggiamento degli impianti elettrico o idraulico e delle canne fumarie riduce la sezione utile resistente della muratura. Questo si ripercuote negativamente sulle resistenze a compressione totale della muratura. Nelle murature che vengono attualmente costruite si tende a prevedere queste tracce in fase di progetto, cosa che probabilmente non è stata attuata nelle costruzioni vecchie o antiche visto che in questi casi spesso gli impianti sono stati previsti in un secondo tempo. È possibile nel caso si debba effettuare una verifica della muratura, ridurre lo spessore effettivo di un valore che tenga conto di queste irregolarità, quale per esempio 25 mm per ogni faccia in cui siano presenti impianti. Un altro caso a cui bisogna prestare particolare attenzione è quello delle canne fumarie che sono presenti all'interno dei muri portanti, visto che queste riducono sensibilmente la sezione e possono essere presenti in gran numero in particolari tipologie di edifici;
- modifica delle aperture durante la vita della costruzione. Spesso durante la vita di una costruzione si rende necessario modificarne la pianta se non addirittura la destinazione d'uso. Questo comporta in alcuni casi che si debbano chiudere delle aperture e aprirne altre, operazioni che cambiano il funzionamento statico della struttura. Infatti una nuova apertura riduce la sezione e di conseguenza la capacità portante del muro, mentre la chiusura di una esistente non riesce a eliminare la discontinuità presente nella muratura e pertanto rappresenta un punto debole. A volte queste modifiche sono facilmente individuabili, mentre più spesso non è possibile accorgersi facilmente di esse perché coperte da uno strato di intonaco. Solo lo studio di eventuali fessurazioni può evidenziare questa

anomalia.

2.1.4.2 Resistenza a flessione

L'Eurocodice definisce anche una specifica resistenza caratteristica della muratura sotto sforzi di flessione che provocano un piano di rottura parallelo ai letti di malta o perpendicolare a questi. Si definisce la prima di queste caratteristiche f_{xk1} , mentre l'altra si indica col simbolo f_{xk2} . Queste resistenze devono essere determinate mediante prove sperimentali. Si utilizza f_{xk1} solamente per il calcolo dei muri di tamponamento sottoposti ad azioni di carichi transitori come può essere il vento, ed ha significato solo per murature moderne in foglio o a una testa, costituite con malte in grado di esercitare una forte adesione ai mattoni (Figura 2.13).

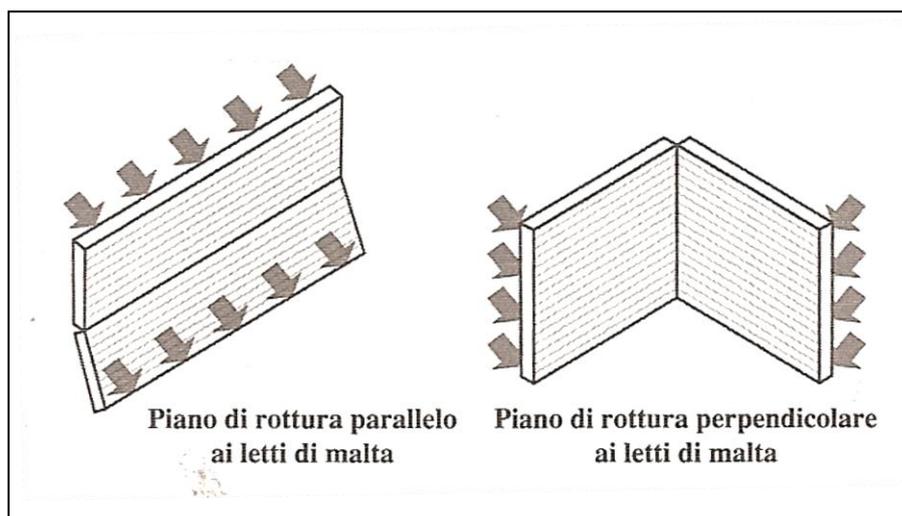


Figura 2.13 – Resistenza a flessione secondo EC6

2.1.4.3 Legge costitutiva delle murature di mattoni pieni

La definizione di una legge costitutiva valida per le murature è un compito difficoltoso poiché il comportamento meccanico è fortemente influenzato da tutti i parametri che

intervengono nella sua realizzazione ultima, sicché i dati sperimentali disponibili in letteratura presentano grandi incertezze. Ad oggi è pertanto possibile definire con ragionevole approssimazione solo la legge costitutiva di particolari tipologie di muratura.

Un esempio di quanto ora affermato è riscontrabile nella *Figura 2.14*, relativa a prove eseguite da Binda e altri. In essa è evidente come la resistenza della muratura sia maggiore di quella della malta di cui è composta, minore di quella dei mattoni e variabile con l'orditura di questi all'interno del muro.

Per quanto detto, in questo paragrafo si tratterà solo il caso di murature a due o più teste, di ottima fattura, composte con mattoni pieni. Si precisa inoltre che verranno espone solamente leggi costitutive monoassiali, prive di resistenza a trazione, sebbene Hilsdorf già nel 1969 in uno dei primi tentativi di determinare un rapporto tra la resistenza a compressione della muratura e le resistenze dei suoi singoli componenti (mattoni e malta) aveva dimostrato che in una muratura sotto carico monoassiale, i giunti di malta orizzontali sono soggetti a uno stato di sforzo di compressione triassiale, mentre i mattoni sono soggetti a uno sforzo di compressione verticale e a uno sforzo di trazione biassiale in direzione orizzontale.

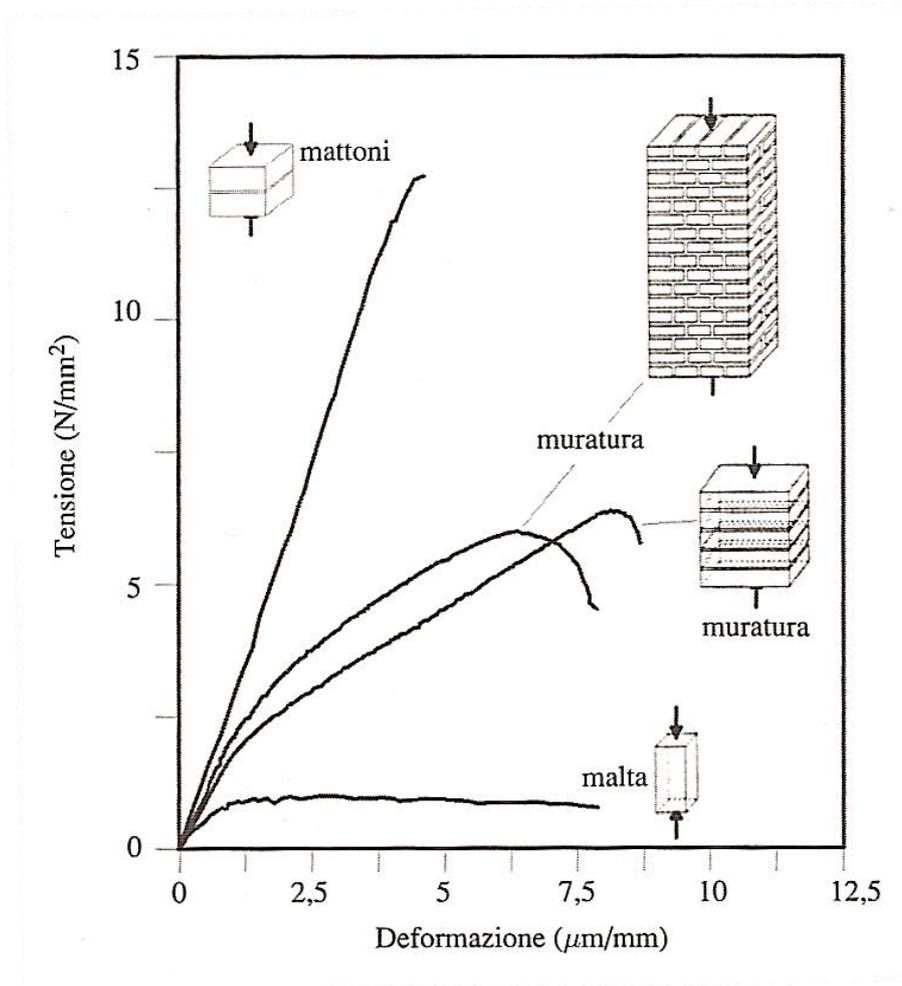


Figura 2.14 – Legami sforzi – deformazioni sperimentale

Le leggi che attualmente sono più frequenti nella letteratura scientifica sono di tipo parabolico oppure logaritmico; tuttavia, anche confinando il problema nei limiti ora descritti, va constatato che a oggi si è ben lontani dalla possibilità di definire una legge costitutiva monoassiale di validità generale.

Un esempio ne sono le *Figure 2.15* e *2.16* che mettono a confronto le espressioni analitiche suggerite da vari ricercatori con due prove sperimentali. Date le premesse, le soluzioni proposte dal punto di vista normativo sono alquanto vaghe: il D.M. '87 si limita a proporre limiti di sforzi tali da mantenere il materiale in campo elastico, e un coefficiente di sicurezza elevato; l'Eurocodice percorre la strada della legge costitutiva parabolica, pur non fornendo alcuna indicazione sul valore della deformazione corrispondente al punto di massima resistenza (punto a tangente orizzontale della parabola) e permettendo, in alternativa, l'adozione sia di una legge costitutiva parabola-

rettangolo del tutto simile a quella di un calcestruzzo, sia di uno stress-block rettangolare.

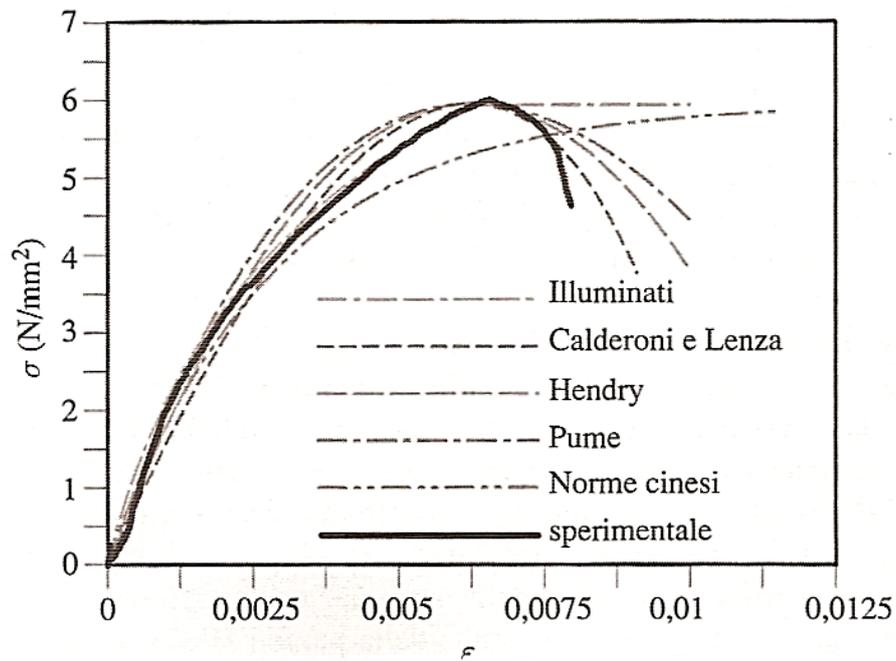


Figura 2.15 – Confronto tra alcune leggi costitutive e la curva sperimentale di Binda e altri

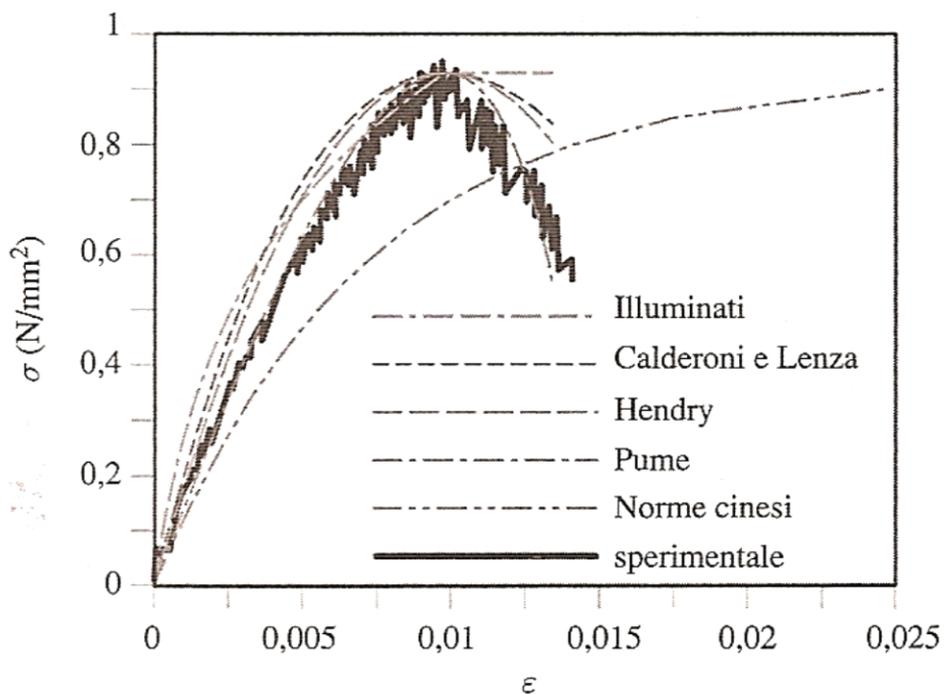


Figura 2.16 – Confronto tra alcune leggi costitutive e la curva sperimentale di Calderoni e Lenza

2.1.4.4 Resistenza a taglio

Il D.M. '87 prevede per il calcolo della resistenza a questo tipo di sforzo sia una prova sperimentale, sia una correlazione basata sul cerchio di Mohr. Per ciò che riguarda la prova, questa viene eseguita attraverso la compressione di muretti con andamento inclinato dei corsi di mattoni su almeno 6 provini (Figura 2.17). Determinata la resistenza media al taglio f_{vm} , la resistenza caratteristica di adesione f_{vk0} (ovvero in assenza di tensioni normali alla direzione del taglio) è posta pari a $f_{vk0} = 0,7 * f_{vm}$.

La formula che viene indicata sempre dal D.M. '87 per la determinazione parametrica del valore resistente di taglio è invece la seguente (Figura 2.18):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n \leq f_{vk,lim}$$

dove:

f_{vk0} è la resistenza a taglio in assenza di carichi verticali dovuta all'interazione tra malta ed elemento, riportata nella *Tabella 2.6*

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi agenti

$f_{vk,lim} = 1,4\bar{f}_{bk}$ è il valore massimo della resistenza a taglio che è possibile utilizzare per il calcolo. \bar{f}_{bk} è il valore caratteristico della resistenza a compressione nella direzione perpendicolare a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura (valore che però va determinato sperimentalmente)

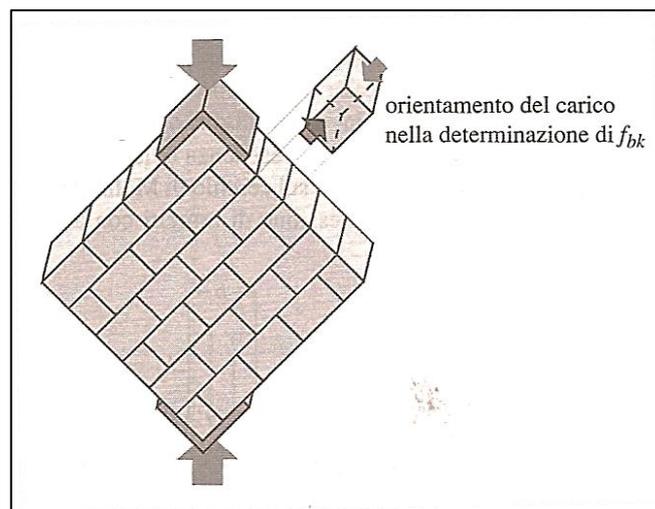


Figura 2.17 – Prova di resistenza a taglio della muratura

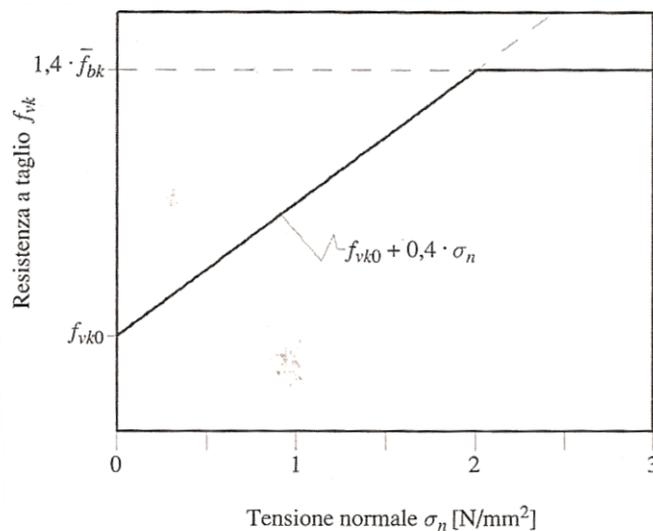


Figura 2.18 – Resistenza a taglio secondo D.M. '87

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta	f_{vk0} N/mm ²
$f_{bk} \leq 15$	M ₁ -M ₂ -M ₃	0,2
	M ₄	0,2
$f_{bk} > 15$	M ₁ -M ₂ -M ₃	0,3
	M ₄	0,3

Tabella 2.6 – Valori di resistenza a taglio di murature in laterizio in assenza di carichi verticali

2.2 Caratteristiche generali del calcestruzzo

Il calcestruzzo è un materiale composto da un aggregato di inerti (sabbia e ghiaia – o pietrisco- di varie dimensioni), legati tra loro dalla pasta di cemento.

Le proprietà meccaniche di tale conglomerato lapideo artificiale dipendono da quelle dei suoi componenti (aggregato e pasta cementizia) e dal legame che si verifica all'interfaccia tra i due. Per un comune calcestruzzo fatto con inerte di peso normale, posto che si impieghi un aggregato di buone qualità e si seguano le corrette modalità tecnologiche e chimiche di produzione, le proprietà meccaniche vengono a dipendere prevalentemente dalla pasta cementizia che risulta essere il componente più debole. Invero, la sua resistenza teorica, deducibile in base alla relativa coesione molecolare, è

molto più elevata di quanto non dica la sperimentazione. Il fenomeno è spiegato dalla meccanica della frattura elaborata da Griffith che fa dipendere la rottura dalla presenza di difetti all'interno del materiale.

I difetti sono costituiti in primo luogo da *microfessure* che si verificano, durante la presa e l'indurimento del conglomerato, nella pasta cementizia e nella sua interfaccia con l'aggregato, a causa del ritiro della pasta stessa e dell'imperfetta adesione tra i componenti. Vi sono poi i *pori capillari* diffusi nella pasta cementizia, anche se ben costipata, in percentuale nettamente maggiore che negli inerti. Infine restano, sempre nella pasta di cemento, *vuoti maggiori* dovuti ad imperfetta costipazione della miscela fresca. La resistenza locale della pasta cementizia, limitata dalla presenza di difetti come sopra accennato, fornisce dunque quella del materiale composto, materiale al quale nel seguito si estenderà il concetto di omogeneità da un punto di vista macroscopico. La resistenza cioè del calcestruzzo verrà intesa come una sua proprietà uniformemente diffusa, purché si tratti di elementi di dimensioni sufficientemente grandi rispetto a quelle massime dell'inerte impiegato.

2.2.1 Proprietà di base del calcestruzzo

Il comportamento del calcestruzzo sotto carico è visualizzato nei diagrammi tensione-contrazioni riportati in *Figura 2.19*:

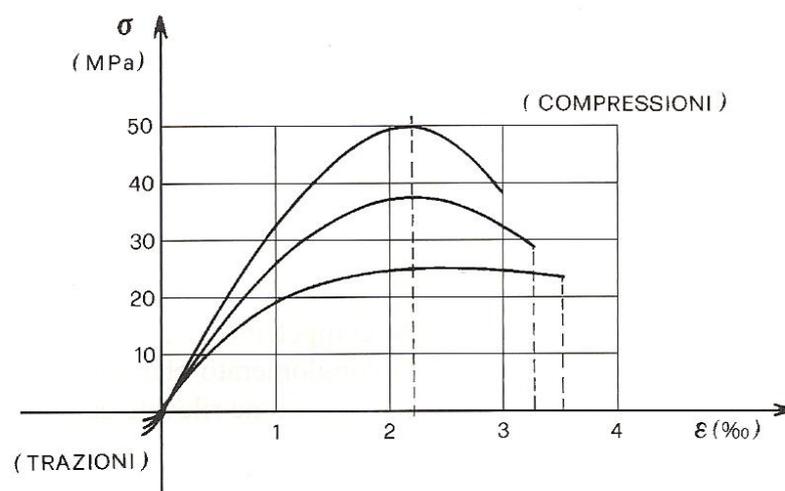


Figura 2.19 – Diagramma sforzo-deformazione calcestruzzo

Da essi si nota :

- forte dissimetria con resistenze a compressione molto più elevate di quelle a trazione;
- comportamento deformativo non lineare fin da modesti valori delle tensioni;
- deformazioni ultime a rottura notevolmente piccole con carattere prevalentemente fragile delle rotture stesse;
- modulo elastico del tratto iniziale diverso per le differenti resistenze dei materiali;
- caduta della rigidità molto più rapida a trazione che a compressione.

In particolare il tratto discendente delle curve di *Figura 2.19* può essere rilevato solo con prove a deformazione imposta. Se invece è la forza ad essere via via incrementata, raggiunto il massimo della tensione, il provino si rompe bruscamente con la restituzione istantanea dell'energia potenziale elastica accumulata dalla macchina di prova.

A trazione la sperimentazione è molto ardua, avendo a che fare con valori molto piccoli delle deformazioni. Le relative curve restano approssimativamente definite. In via indicativa si evidenzerebbe una dilatazione a rottura indipendente dalla resistenza del materiale.

Con riferimento alle prove di compressione si rilevano tre fasi di comportamento come indicato in *Figura 2.20*. Una fase "a" di basse tensioni, limitata a circa lo 0,4 della resistenza a rottura, nella quale non si ha alcuna sensibile propagazione della microfessurazione ed il comportamento resta prossimo a quello elastico lineare. Una fase "b" in cui il comportamento esce dalla linearità a causa della propagazione delle microfessure nella pasta cementizia, propagazione che si arresta comunque in un nuovo assetto stabile equilibrato. Una fase "c" di elevate tensioni, superiori a circa lo 0,8 della resistenza ultima, in cui la propagazione delle microfessure diventa instabile, portando progressivamente il provino alla rottura.

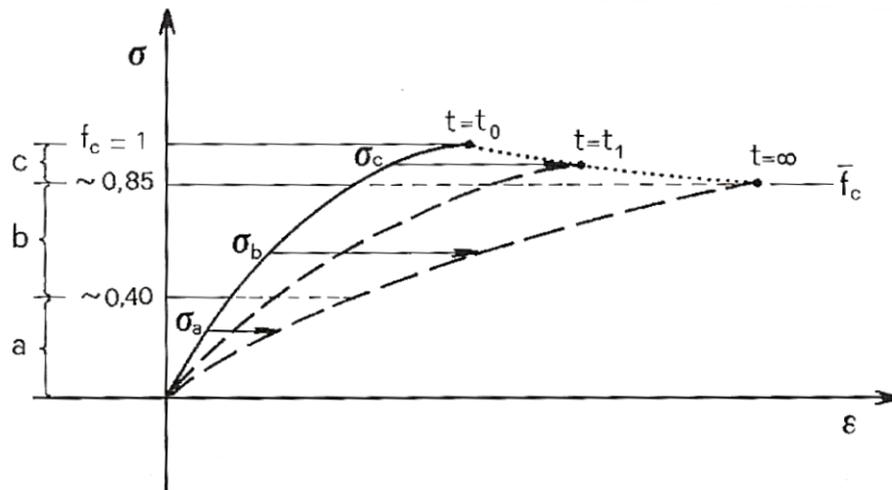


Figura 2.20 – Comportamento a compressione del calcestruzzo

Il discorso dunque conduce a considerare anche la durata del carico. La curva a tratto continuo di *Figura 2.20* si riferisce al comportamento istantaneo del materiale, misurato con prove di breve durata; essa termina con la rottura immediata del provino, fornendo la resistenza f_c del materiale. Se, raggiunto un certo valore della tensione, si lascia il provino sotto carico, si leggono nel tempo incrementi della deformazione ε . Solo dopo vari anni la deformazione si stabilizza su di un valore finale (vedi curve a tratteggio di *Figura 2.20*). ciò è dovuto al fenomeno della viscosità.

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo indurito vengono raggiunte gradualmente nel tempo dopo una certa maturazione. Le normative si riferiscono al limite dei 28 giorni di maturazione per la misurazione della resistenza, ma anche dopo tale limite si sviluppa un ulteriore sensibile indurimento del materiale. In *Figura 2.21* a tratto continuo è indicata la curva di indurimento per una maturazione naturale del calcestruzzo. Con f_{cj} si è indicata la resistenza misurata al giorno j , con f_c quella rappresentativa della classe del materiale misurata alla scadenza normalizzata dei 28 giorni.

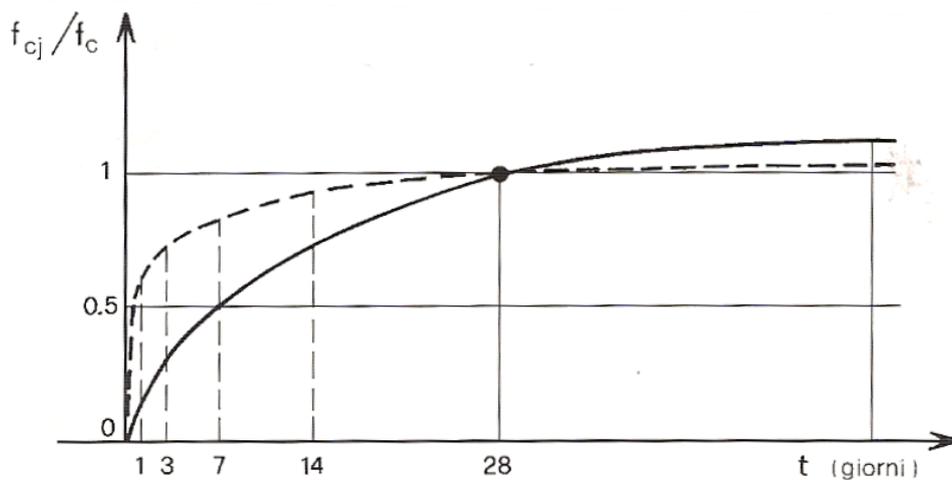


Figura 2.21 – Confronto tra la curva di indurimento per maturazione naturale (tratto continuo) e per maturazione forzata (tratto tratteggiato) del calcestruzzo

Sulla velocità di indurimento influisce sensibilmente la temperatura alla quale è tenuto il calcestruzzo nei primissimi tempi dopo il getto. Il fenomeno è sistematicamente utilizzato in prefabbricazione per raggiungere elevate resistenze alle brevi scadenze, ricorrendo appunto alla maturazione forzata che consiste in opportuni trattamenti termici dei getti. La curva tratteggiata di *Figura 2.21* mostra il risultato di un tale trattamento, che paga il più rapido indurimento e la conseguente possibilità di sformatura dei pezzi alle brevi scadenze con una minore resistenza finale del calcestruzzo. Il trattamento termico infatti, anche se correttamente applicato, incrementa le microfessurazioni nella pasta cementizia.

Un'altra proprietà del calcestruzzo consiste nel *fenomeno del ritiro*. Durante i primi tempi della sua maturazione, il calcestruzzo indurito si contrae, diminuendo di volume. Tale fenomeno ha sensibili effetti tecnologici e meccanici negli elementi strutturali in cemento armato. La deformazione totale da ritiro è formata da due componenti: una derivante dall'essiccamento, l'altra di origine autogena. Il ritiro per essiccamento si sviluppa lentamente al seguito della migrazione verso l'esterno dell'acqua intrappolata nel calcestruzzo indurito, mentre quello autogeno si sviluppa durante l'indurimento del calcestruzzo stesso nei primi giorni dopo il getto. Sull'entità del ritiro influiscono principalmente l'ambiente di maturazione del getto, gli spessori del calcestruzzo e la sua classe di resistenza.

Tra le altre proprietà che caratterizzano il calcestruzzo, la principale caratteristica della miscela fresca è la sua *lavorabilità*, cioè la possibilità di versare i getti nelle casseforme con totale riempimento, perfetto conglobamento delle armature e buon costipamento del calcestruzzo stesso. Migliore lavorabilità si ha con miscele fluide. La misura di tale proprietà si effettua in mm di abbassamento del cono di Abrams (*Figura 2.22*), abbassamento detto in inglese “slump”.

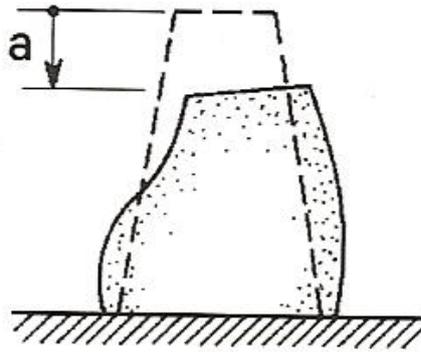


Figura 2.22 – Abbassamento del cono di Abrams

Da notare che l’aumento del dosaggio di acqua provoca, assieme ad una maggiore fluidità della miscela fresca, una forte caduta della resistenza del calcestruzzo indurito. Tutta l’acqua in più rispetto al rapporto stechiometrico acqua/cemento ($\approx 0,35$) resta infatti libera in pori che costituiscono difetti. Per migliorare la lavorabilità dell’impasto senza pregiudicare la resistenza, vanno impiegati gli opportuni additivi fluidificanti. Le classi di consistenza, codificate secondo ISO 4103, sono quattro e vanno a distinguere le miscele fresche ai fini tecnologici produttivi in base alla loro lavorabilità.

Si ricorda infine che il *coefficiente di dilatazione termica* α_T del calcestruzzo è compreso tra $1,0$ e $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$; la sua *massa volumica* varia tra i 2300 e i 2400 kg/m^3 in funzione del tipo di inerte, mentre quella del calcestruzzo armato è assunta pari a 2500 kg/m^3 per tener conto del maggior peso delle armature.

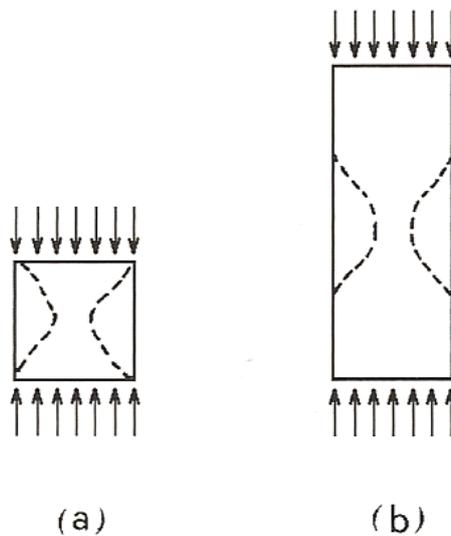
2.2.2 Parametri di resistenza e loro correlazioni

La resistenza del calcestruzzo viene dedotta da apposite prove codificate. La rappresentatività dei valori ottenuti è strettamente collegata alle corrette modalità di prova. In primo luogo le dimensioni del provino devono essere correlate a quelle dell'inerte impiegato: $l \geq 5d_a$, con l dimensione minima del provino e d_a dimensione massima degli inerti.

Le prove a compressione si effettuano portando a rottura i provini inseriti fra le piastre di una pressa. La grandezza misurata sui provini cubici viene detta *resistenza cubica* (a compressione) ed indicata con R_c . La rottura si manifesta di norma secondo quanto indicato a tratteggio in *Figura 2.23 - a* e cioè con il distacco laterale di materiale e la formazione di un residuo a clessidra.

Lo stato tensionale di un provino cubico compresso tra le piastre di una pressa è influenzato dall'attrito che si instaura sulle facce del provino stesso. Oltre alla componente longitudinale della tensione sorge dunque una componente trasversale, anch'essa di compressione, che contrasta la dilatazione trasversale ed incrementa la resistenza.

Per ovviare all'effetto dell'attrito si devono impiegare provini prismatici (o cilindrici) sufficientemente allungati; in tal modo, fra i tratti terminali di estensione pari all'incirca alla dimensione trasversale, tratti in cui risulta sensibile il disturbo provocato dall'attrito, resta un tratto intermedio soggetto ad un puro flusso di tensioni longitudinali. La resistenza misurata su provini prismatici o cilindrici di lunghezza pari ad almeno 2,5 volte la dimensione trasversale è detta *resistenza prismatica o cilindrica* (o semplicemente *resistenza a compressione*) ed indicata con f_c (*Figura 2.23 - b*).



*Figura 2.23 – Prova a compressione su provino cubico (a)
e su provino cilindrico (b)*

La correlazione tra le due resistenze a compressione sopra definite si basa sulla formula:

$$f_c \approx 0,83 R_c$$

ampiamente verificata per via sperimentale. Ciò consente di adottare, nella pratica esecutiva delle costruzioni in cemento armato, la prova su più agevoli provini cubici e di derivare poi dai risultati la resistenza prismatica richiesta dai calcoli del progetto strutturale.

2.2.2.1 Classi di resistenza

Tra i parametri di resistenza vi sono delle correlazioni che consentono di individuare la classe di un calcestruzzo associandola ad un'unica grandezza, quella corrispondente al parametro guida. Il parametro guida è scelto nella resistenza a compressione, quella che deriva dalla prova più elementare e diretta sul materiale.

L'estensione della gamma delle possibili classi codificate dipende dalle capacità tecnologiche della produzione: dal basso si parte con la classe meno resistente compatibile con l'impiego strutturale del calcestruzzo, verso l'alto invece il limite è

imposto dal livello raggiunto dalla produzione industriale del calcestruzzo stesso.

La discretizzazione introdotta nell'individuare un numero finito di classi entro i due limiti inferiore e superiore si basa sul passo minimo che abbia un effettivo significato cantieristico in relazione alla precisione consentita dalle capacità di regolazione della produzione stessa.

La resistenza minima per l'impiego strutturale si pone sugli 8 MPa; quella massima, ottenibile con le moderne tecnologie industriali, può risultare anche alquanto superiore ai 70 MPa. Il passo minimo significativo si aggira attorno ai 5 MPa.

Le classi normalizzate dei calcestruzzi sono indicate dal simbolo *C* seguito dai valori nominali delle resistenze cilindrica e cubica. Con queste premesse si possono codificare i seguenti gruppi di resistenze (*Tabella 2.7*):

CLASSI DI RESISTENZE	
Molto basse	C8/10 – C12/15
Basse	C16/20 – C20/25 – C25/30
Medie	C30/37 – C35/43 – C40/50 – C45/55
Alte	C50/60 – C55/67 – C60/75 – C70/85
Superiori	C80/95 – C90/105

Tabella 2.7 – Classi di resistenza dei calcestruzzi

Le norme italiane sostituiscono la classe C30/37 con le classi C28/35 e C32/40.

La classificazione introdotta vede:

- le classi di resistenza *molto basse*, minime per murature in calcestruzzo non armato o debolmente armato;
- le classi di resistenze *basse*, minime per strutture di calcestruzzo armato;
- le classi di resistenze *medie*, minime per strutture di calcestruzzo;
- le classi di resistenze *alte*, per le quali è richiesta un'apposita sperimentazione preventiva;
- infine le classi di resistenze *superiori* realizzate per interventi sperimentale.

Le classi così definite individuano univocamente il prodotto attraverso le sue principali

caratteristiche meccaniche: la resistenza a compressione, la resistenza a trazione e il modulo elastico. Non individuano invece altre caratteristiche tecnologiche, come la lavorabilità della miscela fresca che, a parità di resistenza, può essere migliorata per esempio con l'impiego di additivi fluidificanti, e come la dimensione massima degli inerti che è legata agli spessori degli elementi da realizzare nonché alle spaziature delle barre d'armatura.

2.2.2.2 Resistenza a trazione

Le prove di trazione si effettuano principalmente secondo due criteri. Il primo conduce alla *resistenza diretta* (a trazione) f_{ct} misurata instaurando un flusso puro di tensioni longitudinali in un provino teso fra le morse di una macchina universale. Per questa vengono impiegati comuni provini prismatici o cilindrici, previo incollaggio con resine epossidiche dei particolari metallici a snodo necessari per l'immorsamento alla macchina di prova (Figura 2.24 - a). L'incollaggio può essere evitato impiegando morse a tenaglia che funzionano ad attrito, direttamente applicate alle estremità del provino.

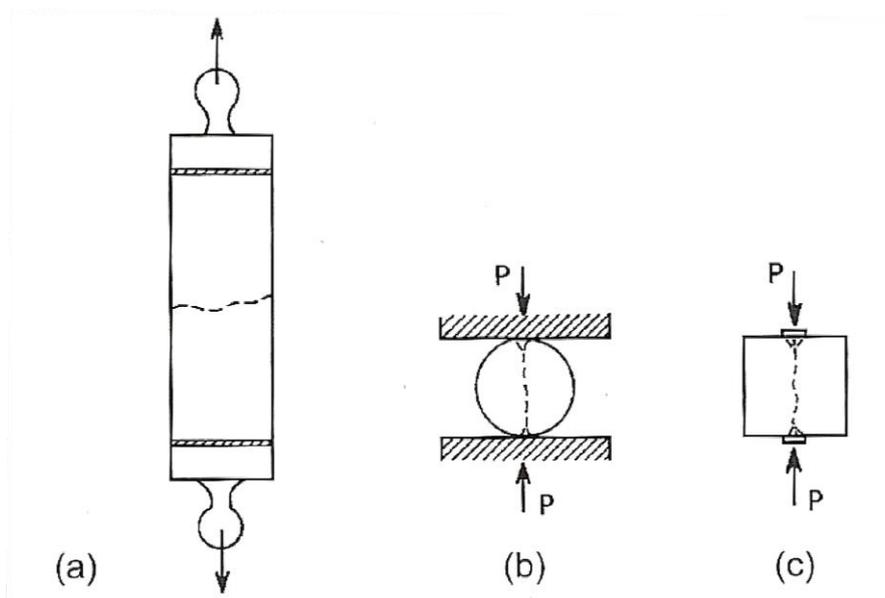


Figura 2.24 – Prova di trazione per la misurazione della resistenza diretta (a) e prova brasiliana per la misurazione della resistenza indiretta (b-c)

La correlazione tra resistenza a trazione e quella a compressione può porsi sulla base della formula:

$$f_{ct} = 0,27\sqrt[3]{f_c^2} \quad \text{per } f_c \leq 58 \text{ MPa}$$
$$f_{ct} = 2,12 \ln \left[1 + \frac{f_c}{10} \right] \quad \text{per } f_c > 58 \text{ MPa}$$

La *resistenza indiretta* a trazione f'_{ct} viene invece misurata con la prova brasiliana che consiste nell'indurre sul provino una compressione linearmente concentrata (*Figura 2.24 b-c*). La diffusione delle tensioni nel provino conduce, oltre che ad un flusso di componenti verticali di compressione, ad una distribuzione di trazioni trasversali con buona approssimazione costante in tutto il tratto intermedio del provino stesso.

Si possono impiegare provini cilindrici, posti orizzontali fra le piastre piane di una pressa, o più semplicemente provini cubici, gli stessi che per la prova a compressione, previo l'inserimento di listelli localizzatori del carico. Risolvendo il problema di elasticità piana, si ottiene il valore della componente trasversale di trazione che, per il carico P di rottura, fornisce la resistenza:

$$f'_{ct} = \frac{2P}{\pi\Phi l}$$

con l lunghezza del provino e Φ diametro dello stesso ($\Phi = l$ per provini cubici).

Come si dirà nel seguito, la contemporanea presenza della componente verticale di compressione non influisce sensibilmente sulla resistenza a trazione del calcestruzzo. In *Figura 2.24* sono indicate a tratteggio le linee di stacco secondo cui avviene la rottura dei provini.

La resistenza a trazione misurata per via indiretta con la prova brasiliana coincide in pratica con quella diretta; la formula di correlazione può dunque porsi come $f'_{ct} \approx f_{ct}$. Le norme cautelativamente pongono $f_{ct} \approx 0,9f'_{ct}$.

La prova di flessione (*Figura 2.25*) fornisce un altro metodo per la valutazione indiretta della resistenza a trazione. Si tratta di applicare un carico flettente su di un travetto di

calcestruzzo in modo da indurre nella sua sezione una distribuzione a farfalla di tensioni normali σ , parte di trazione e parte di compressione. Data la minor resistenza a trazione del calcestruzzo, sarà la parte tesa a cedere, da cui si ottiene la resistenza per flessione f_{ctf} . La prova va condotta con gli opportuni accorgimento per isolare un tratto centrale di travetto fuori dalle zone interessate dalle concentrazioni di tensioni dovute ai carichi ed alle reazioni e per evitare sollecitazioni parassite, per esempio da torsione. Ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni si ottiene, al bordo teso del tratto centrale soggetto al momento $M = Pl$ di rottura, la resistenza:

$$f_{ctf} = \frac{6Pl}{bh^2}$$

con b larghezza e h altezza della sezione rettangolare del travetto.

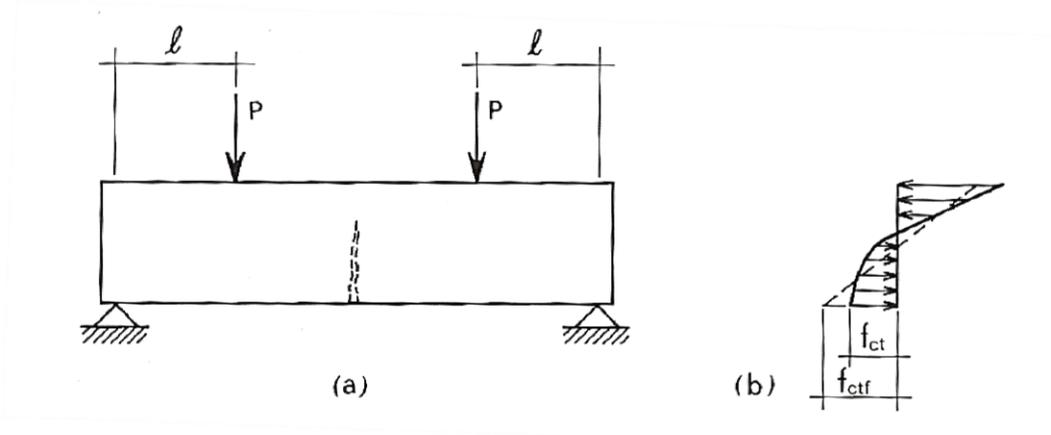


Figura 2.25 – Prova di flessione su calcestruzzo

La resistenza per flessione così ottenuta risulta sistematicamente maggiore della resistenza a trazione ottenuta per via diretta. Ciò è dovuto al fatto che nella situazione prossima a rottura, la distribuzione delle tensioni σ sulla sezione non è lineare, come vorrebbe la formula interpretativa della prova. La parte tesa risulta fuori dal comportamento elastico, con una distribuzione del tipo indicato in *Figura 2.5 b*.

Molto incerta risulta la correlazione con la resistenza a trazione diretta:

$$f_{ctf} = \beta f_{ct}$$

dove per β vengono proposti valori molto disparati ($\beta = 1,3\div 1,9$), mentre il CEB-FIP Model Code 90 la pone in funzione dell'altezza h del travetto (h in mm), deducendola dalla Teoria della frattura come:

$$\beta = \frac{25 + 1,5h^{0,7}}{1,5h^{0,7}}$$

con valori indicativamente compresi fra 1,1 e 1,7.

2.2.2.3 Modulo elastico

La prova per la valutazione del *modulo elastico* E_c del calcestruzzo si effettua su provini prismatici soggetti a compressione, misurando, per un determinato carico, la contrazione del tratto centrale del provino stesso. Il carico viene assunto pari allo 0,4 della prevista resistenza f_c del materiale, mentre il rilevamento dell'accorciamento viene condotto tramite quattro estensimetri disposti sulle facce in modo da compensare, con la media delle letture, l'eventuale eccentricità del carico stesso (*Figura 2.26 a*).

Si valuta quindi il rapporto:

$$E_c = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_p}$$

che rappresenta il *modulo elastico "secante"* (*Figura 2.26 b*) e risulta alquanto minore della tangente E_0 nell'origine.

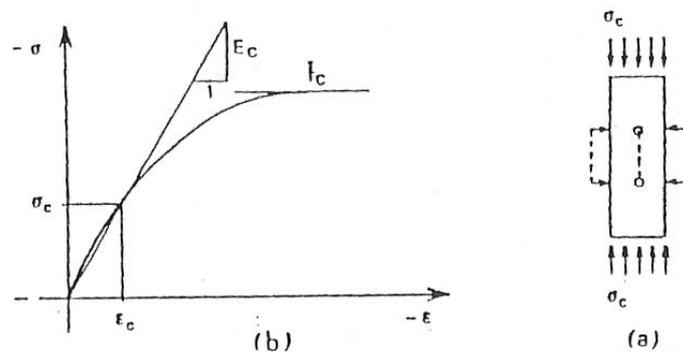


Figura 2.26 – Prova per la valutazione del modulo elastico (a) e rappresentazione del modulo elastico secante (b)

La correlazione tra il modulo elastico e la resistenza a compressione può porsi sulla base della formula $E_c = 9500^3 \sqrt{f_c}$. Per i calcoli strutturali relativi all'analisi elastica degli elementi e delle sezioni in cemento armato, va invece impiegato il *modulo ridotto* $E_{cs} = 0,85E_c$ che tiene conto degli assestamenti plastici iniziali del calcestruzzo.

La determinazione del *coefficiente di Poisson* ν (di contrazione trasversale) richiede più complessi procedimenti di prova. Si ottengono per il calcestruzzo valori compresi tra 0,16 e 0,20. Ciò escludendo gli elevati livelli di compressione, superiori allo 0,5 della resistenza del materiale, per i quali si rilevano forti incrementi della dilatazione trasversale apparente, a causa dell'insorgere, via via che ci si avvicina al carico di rottura, di macroscopiche fessurazioni longitudinali del provino.

Le prove, ripetute su diversi campioni dello stesso materiale, manifestano una dispersione dei risultati, dispersione molto sensibile se riferita all'intero ciclo cantieristico produttivo di una costruzione "dalle fondazioni alla copertura". Dopo aver condotto vaste indagini su cantieri e stabilimenti, interpretando i dati come quelli relativi alla resistenza cubica R_c con l'usuale procedimento statistico basato sul modello di Gauss, si sono calcolati i valori medi R_{cm} e gli scarti quadratici s , ottenendo il *valore caratteristico* $R_{ck} = R_{cm} - ks$ da impiegarsi nelle verifiche di resistenza. Utilizzando per una numerosità sufficientemente elevata di rilievi ($n \geq 30$) il valore $k = 1,645$ corrispondente alla probabilità del 5%, si è rilevato uno scostamento $\Delta R = R_{cm} - R_{ck} = ks$ abbastanza omogeneo attraverso tutti i canteri controllati, per il quale può

assumersi mediamente il valore $\Delta R \approx 9,6 \text{ MPa}$, indipendentemente dalla classe di resistenza del calcestruzzo.

Se per esempio è prescritta una resistenza cubica caratteristica pari a 30 MPa, il progetto della ricetta per la produzione del relativo calcestruzzo dovrà riferirsi ad un valore medio $R_{cm} = 30 + 9,6 \text{ MPa}$ superiore di circa 1/3 di quello caratteristico richiesto. Se riportati in termini di resistenze prismatiche ($\Delta f = 0,83 \Delta R$), le citate differenze diventano $\Delta f = 8,0 + 3,0 \text{ MPa}$. In fase di progetto le previsioni vanno basate sul valore caratteristico f_{ck} della resistenza di riferimento.

Per dedurre dunque le altre caratteristiche meccaniche necessarie ai calcoli stessi, il progettista dovrà stimare come sopra detto il valore medio della resistenza a compressione e su questo potrà applicare le formule di correlazione riportate precedentemente.

Capitolo 3 - I MATERIALI COMPOSITI

3.1 Introduzione

L'impiego dei materiali compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) nell'Ingegneria Civile è ormai una realtà consolidata in molti Paesi. Il numero di pubblicazioni scientifiche e le numerose applicazioni registrate nel corso dell'ultimo decennio testimoniano l'interesse per tali materiali e la loro conseguente ampia diffusione. I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili sul mercato in diverse geometrie: dalle lamine pultruse, utilizzate per il placcaggio di elementi dotati di superfici regolari, ai tessuti mono-bi-quadridirezionali facilmente adattabili alla forma dell'elemento da rinforzare. Inoltre barre, griglie, e profili pultrusi nonché le loro possibili applicazioni, sia in accoppiamento con i materiali tradizionali come legno, muratura, metallo, calcestruzzo, sia come singoli elementi strutturali come strutture realizzate interamente in composito, ne sottolineano la notevole versatilità. Allo stato attuale, l'applicazione degli FRP rappresenta la soluzione tecnologica più evoluta nell'ambito degli interventi di consolidamento statico, di rinforzo e riabilitazione strutturale e di miglioramento ed adeguamento sismico, soprattutto per le loro caratteristiche di leggerezza unitamente alla loro elevata resistenza.

Di seguito verranno riportate le informazioni essenziali per poter acquisire una conoscenza di base dei materiali compositi, dei loro componenti (fibre, matrici ed adesivi) e delle loro proprietà fisiche e meccaniche. Tali informazioni sono indispensabili per conoscere i pregi e i difetti dei materiali compositi fibrorinforzati e per poterne comprendere la motivazione di tipo tecnologico, allo scopo di usufruire utilmente dei primi e mitigare, se possibile, i secondi. Il suddetto obiettivo è di peculiare importanza nell'ottica di garantire la durevolezza dell'intervento di rinforzo con FRP, che ha la peculiarità di vedere accoppiati materiali tradizionali, come calcestruzzo e muratura, con materiali dalla tecnologia nettamente più avanzata.

3.2 Descrizione generale di composito

Nella sua accezione più generale, con il termine materiale composito si indica qualunque tipo di materiale non presente in natura, caratterizzato da una struttura non omogenea e costituita dall'insieme di due o più sostanze diverse fisicamente, separate da un'interfaccia e dotate di proprietà differenti. Il motivo di combinare due o più fasi con proprietà estremamente diverse tra loro è legato al fatto che nessuno dei materiali omogenei tradizionali possiede la combinazione ideale di caratteristiche da renderlo completamente adatto per diverse applicazioni strutturali. Per questa ragione si è quindi pensato di creare un materiale che in sé racchiuda i vantaggi dei suoi costituenti e ne riduca gli svantaggi, al fine di ottenere un sistema che abbia caratteristiche su misura per le particolari applicazioni richieste.

Tra i vantaggi degli FRP i principali che vale la pena ricordare sono leggerezza, elevate proprietà meccaniche e caratteristiche anticorrosive.

La morfologia classica di un materiale composito prevede che almeno due delle fasi costituenti il materiale abbiano proprietà meccaniche e fisiche sufficientemente diverse tra loro. Limitatamente a quanto detto si può quindi asserire che un materiale composito sia costituito principalmente da due fasi di cui una è una fase continua nella quale è dispersa una seconda fase discontinua. Comunemente la fase dispersa prende il nome di fibra, mentre quella continua è chiamata matrice.

Le caratteristiche meccaniche del rinforzo, affinché questo possa essere chiamato tale, devono superare di diverse volte quelle della matrice ed in particolare, come norma, si richiede che la fase discontinua possieda un modulo elastico cinque volte superiore quello della matrice. Se questa condizione è rispettata si può parlare di compositi rinforzati, in caso contrario si parla di compositi modificati.

All'interno di questa descrizione ci si concentrerà solo sui primi, in quanto sono quelli che trovano maggior utilizzo come rinforzo strutturale.

Le matrici che costituiscono un materiale composito sono sempre materiali continui omogenei ed isotropi, ma possono essere di diversa natura e di conseguenza possedere proprietà notevolmente differenti tra loro. Esistono infatti matrici polimeriche, metalliche o ceramiche con caratteristiche fortemente differenti le une dalle altre e

quindi utilizzate per scopi tra loro molto diversi. Si parla infatti di compositi MMC se costituiti da una matrice metallica, PMC a matrice polimerica, e CMC a matrice ceramica. In particolare in questo lavoro di tesi saranno analizzate le matrici di tipo polimerico, poiché sono quelle che caratterizzano la fase continua degli FRP.

Come le matrici anche le fasi disperse possono essere di diverso tipo, sia per quanto riguarda la natura del materiale che le costituisce, ma anche per quanto riguarda la forma e le dimensioni del rinforzo stesso. Esistono infatti fasi disperse costituite da particelle di forma sferoidale, prismatica, o lamellare, ed altre, che sono chiamate fibre, che sono caratterizzate da una forma cilindrica con un rapporto diametro - lunghezza molto piccolo. Il primo tipo di rinforzo è solitamente un materiale omogeneo ed isotropo, mentre le fibre sono principalmente omogenee ma con proprietà anisotrope e quindi in grado di comportarsi in modo diverso a seconda della direzione in cui vengono sollecitate.

Le fibre inoltre possono essere continue o discontinue a seconda del rapporto diametro lunghezza che le caratterizza. Anche l'orientazione è un parametro rilevante, ma solo per quelle particelle che presentano dimensioni prevalenti in una particolare direzione, come ad esempio le fibre continue. Le due possibili orientazioni limite sono quelle monoassiali o casuali. Di conseguenza i compositi potranno essere rispettivamente anisotropi o isotropi, anche se il primo caso è quello di gran lunga più frequente.

I materiali compositi costituiti da un rinforzo fibroso con caratteristiche meccaniche molto superiori rispetto a quelle della matrice sono chiamati compositi fibrorinforzati; gli FRP sono quindi materiali compositi fibrorinforzati costituiti da una fase continua, matrice, di natura polimerica ed una fase dispersa caratterizzata da fibre lunghe.

3.3 Le caratteristiche dei compositi e dei loro componenti

Come appena accennato, i compositi fibrorinforzati a matrice polimerica sono quindi costituiti da una matrice polimerica di natura organica e da fibre di rinforzo, le cui principali proprietà sono quantificabili attraverso i valori indicativi riportati in *Tabella 3.1*.

*Utilizzo di connettori in FRP nel rinforzo di elementi in calcestruzzo e muratura.
Modellazione sperimentale, analitica e numerica.*

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

Tabella 3.1 – Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione (valori indicativi) – DT 200/2004

Come si può notare, le fibre di carbonio possono esibire valori del modulo di elasticità normale molto più elevati di quelli relativi ai comuni materiali da costruzione. Si tratta quindi di materiali molto efficienti dal punto di vista strutturale, che tuttavia possono generare problemi di accoppiamento con altri materiali, aspetto quest'ultimo da doversi sempre valutare con molta attenzione da parte del progettista.

La matrice può essere considerata, almeno nei casi più comuni, come un continuo isotropo. La fase di rinforzo, ad eccezione della fibra di vetro, è invece un materiale anisotropo (proprietà diverse nelle diverse direzioni). Contribuiscono a definire il rinforzo:

- la geometria: forma, dimensioni e distribuzione delle dimensioni;
- la disposizione: orientazione 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).

Un composito è quindi un continuo non omogeneo e, nella maggior parte dei casi, anisotropo. È conveniente, ai fini dell'esame delle loro proprietà, distinguere i compositi fibrorinforzati in due categorie principali, indipendentemente dalla tecnologia di produzione:

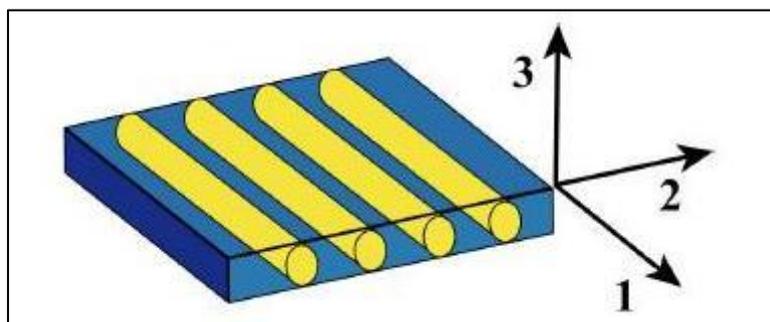
- monostrato (lamina);
- multistrato (laminati).

I laminati sono materiali costituiti da strati di qualche decimo di millimetro di spessore (detti lamine) sovrapposti tra loro. Nel caso più semplice, le fibre sono contenute esclusivamente nel piano della lamina (non sono presenti fibre disposte perpendicolarmente a tale piano). Le dimensioni dei laminati sono intermedie fra quelle delle fibre di rinforzo e quelle delle strutture di interesse ingegneristico (*Tabella 3.2*). Esiste anche una particolare classe di compositi multistrato, detti laminati ibridi, in cui le singole lamine sono composte da fibre di natura differente (ad es. compositi a matrice epossidica con fibre sia di carbonio che aramidiche per ottenere un composito rigido e tenace) o da materiali differenti (ad es. i compositi a strati alternati di resina epossidica con fibre aramidiche e di alluminio). Il principale vantaggio dei laminati è rappresentato dalla massima libertà nella disposizione delle fibre, pur essendo ovviamente richiesto un controllo sistematico sulle scelte operate e quindi sulle proprietà del materiale composito.

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

Tabella 3.2 – Scala dei compositi fibrosi a matrice polimerica – DT 200/2004

Le lamine sono in generale dei materiali anisotropi e conseguentemente la descrizione delle loro proprietà meccaniche dipende dalla scelta del sistema di riferimento. Di solito gli assi del riferimento vengono fatti coincidere con quelli di simmetria del materiale (o assi naturali). In *Figura 3.1* è illustrato il caso di un rinforzo unidirezionale.



*Figura 3.1 – Assi di riferimento per lamine unidirezionali –
DT 200/2004*

Il rapporto tra i valori delle proprietà di un materiale composito nelle diverse direzioni è detto grado di anisotropia. Nel caso di laminati unidirezionali, in *Tabella 3.3* sono riportati alcuni valori indicativi del grado di anisotropia delle principali proprietà che interessano la progettazione (E_i : modulo di elasticità normale; G_{ij} : modulo di elasticità tangenziale; σ_{ri} : sforzo di rottura; α_i : coefficiente di dilatazione termica).

	E_1/E_2	E_1/G_{12}	σ_{r1}/σ_{r2}	α_1/α_2
Carburo di silicio/ceramica	1.09	2.35	17.8	0.93
Boro/alluminio	1.71	5.01	11.6	0.30
Carburo di silicio/alluminio	1.73	5.02	17.0	0.52
Vetro-S/epossidica	2.44	5.06	28.0	0.23
Vetro-E/epossidica	4.42	8.76	17.7	0.13
Boro/epossidica	9.27	37.40	24.6	0.20
Carbonio/epossidica	13.60	19.10	41.4	-0.07
Arammide/epossidica	15.30	27.80	26.0	-0.07

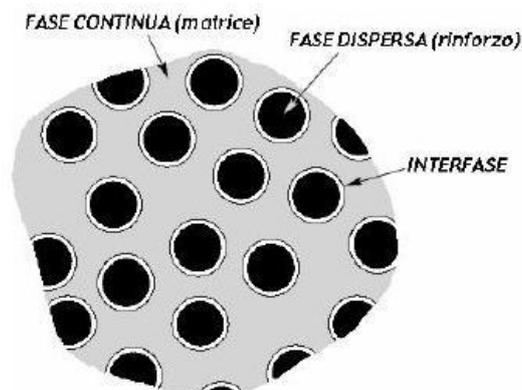
*Tabella 3.3 – Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati –
DT200/2004*

I materiali compositi possono essere più resistenti e, almeno nel caso dei compositi a fibra di carbonio, più rigidi dei materiali da costruzione tradizionali. Conseguentemente, quando per uno specifico progetto il peso della struttura diventa rilevante, i compositi possono risultare molto attrattivi grazie alla loro minore densità.

La resistenza specifica (resistenza/densità) dei compositi può assumere valori fino a quattro volte superiori rispetto a quelli esibiti dai materiali tradizionali; il loro modulo di elasticità normale specifico (modulo/densità) fino al doppio. Ciò significa che, a parità di rigidità, una struttura di materiale composito può arrivare a pesare circa la metà di un'altra realizzata con un materiale da costruzione tradizionale.

La natura delle fasi che costituiscono il composito contribuisce in maniera determinante alla formazione delle proprietà finali del materiale; tuttavia, per ottenere un composito ad elevata resistenza meccanica, non è sufficiente utilizzare fibre "resistenti", ma è anche indispensabile garantire una buona adesione tra la matrice ed il rinforzo.

L'adesione viene di solito promossa mediante l'impiego di un terzo componente che, applicato in strato molto sottile sulla superficie delle fibre, la rende compatibile con la matrice organica. Tale trattamento superficiale del rinforzo comporta la presenza di una terza fase intermedia tra la matrice e le fibre, detta interfaccia o interfase (*Figura 3.2*). L'interfaccia consiste normalmente in uno strato molto sottile (spesso monoatomico), localizzato alla superficie del rinforzo, le cui caratteristiche, pur non contribuendo direttamente alle proprietà meccaniche globali del composito, sono tuttavia fondamentali per il successo del sistema complessivo nelle applicazioni strutturali.



*Figura 3.2 – Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito –
DT 200/2004*

Anche se il dettaglio dei meccanismi chimico-fisici che determinano l'adesione tra fibra e matrice è delegato al produttore del materiale, non va dimenticato che la mancanza di

adesione tra fibre e matrice è una delle cause principali di cedimento strutturale dei materiali compositi.

3.3.1 Principali fibre per compositi

Le fibre sintetiche più usate per la produzione di materiali compositi sono quelle di vetro, di carbonio e le fibre aramidiche. La particolare geometria filiforme conferisce a tali materiali caratteristiche di rigidità e di resistenza molto più elevate di quelle possedute dagli stessi materiali quando siano utilizzati in configurazione tridimensionale (blocchi) per la minore densità di difetti presenti nella configurazione filiforme. In particolare il vetro è la fibra di rinforzo più utilizzata e quella dal costo più basso, mentre le fibre aramidiche e quelle di carbonio hanno elevata resistenza e bassa densità e perciò vengono utilizzate in molte applicazioni nonostante i problemi relativi al loro costo.

Le fibre sono costituite da filamenti continui molto sottili e quindi difficili da manipolare singolarmente. Per tale motivo esse sono disponibili commercialmente in varie forme, di cui le più comuni sono (*Figura 3.3*):

- filamento (*monofilament*): elemento base con dimensioni di circa $10 \mu\text{m}$ di diametro;
- cavo di filatura (*tow*): è il prodotto della macchina di filatura ed è costituito da un fascio formato da 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 (*yarn*): filo formato da un fascio di fibre ritorte;
- filo assemblato (*roving*): fascio costituito da filati assemblati parallelamente e senza torsione intenzionale.

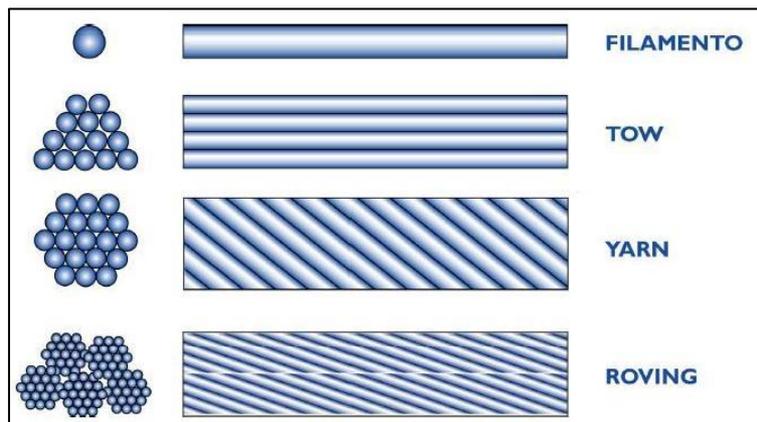


Figura 3.3 – Tipologie di fibre – DT 200/2004

Combinando insieme alcune centinaia di *tows* o *yarns* si ottiene il *tape* (lamina), in cui i *tows* o gli *yarns* possono essere semplicemente affiancati oppure cuciti tra loro o fissati su un supporto.

La classificazione delle fibre è mutuata direttamente da quella tradizionalmente utilizzata per le fibre tessili. I filamenti costituenti i filati sono caratterizzati essenzialmente dalla composizione chimica e dalla massa per unità di lunghezza. L'unità di misura della massa lineare o titolo (massa per unità di lunghezza) secondo la norma ISO 2974:2000(E) è il Tex, equivalente a 1 g per km di fibra. Un'altra unità di misura di massa lineare, ormai obsoleta, è il denaro (*denier*), che equivale a 0.111 Tex.

La designazione tecnica delle fibre di vetro viene effettuata secondo le norme ISO 1139:1973(E) e ISO 2078:1993(E) e consta dei seguenti elementi:

- una lettera che identifica il tipo di vetro utilizzato;
- una seconda lettera che indica il tipo di fibra utilizzato:
 - C (iniziale di “Continuo”, per i filamenti);
 - D (iniziale di “Discontinuo”, per le fibre discontinue);
- un numero che indica il diametro nominale (in μm) del filamento;
- un numero, separato da uno spazio, che indica la massa lineare della fibra in Tex;
- il senso e il valore di torsione (Figura 3.4), espresso in giri/m (opzionale);
- il numero di fili costituenti i ritorti (opzionale);
- un codice del produttore contenente tutte quelle informazioni, non codificate, ritenute indispensabili per caratterizzare il prodotto (opzionale).

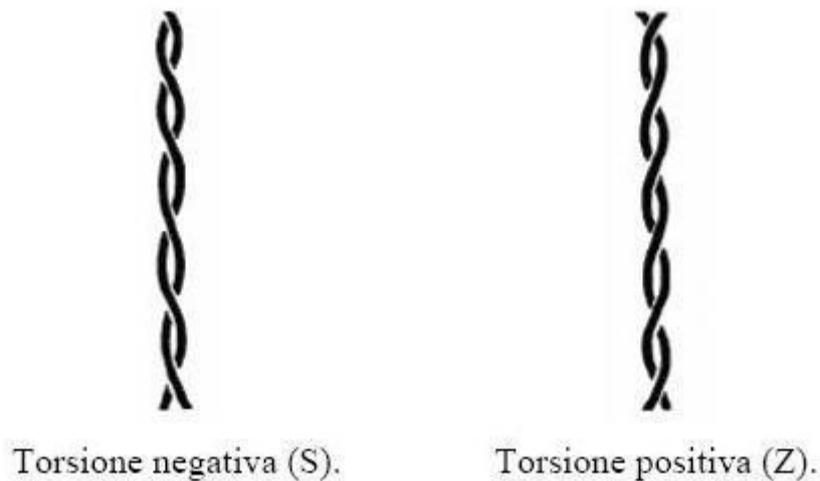


Figura 3.4 – Definizione dei due possibili sensi di torsione – DT200/2004

Per le fibre di carbonio si è soliti classificare i filati in termini di “k” dove il simbolo k sta per “migliaia”: ad esempio un filato da 1k sarà costituito da 1000 filamenti (66.6 Tex), uno da 3k (200 Tex) ne conterrà 3000, ecc. Valori tipici sono: 0.5k, 1k, 3k, 6k, 12k, 18k, 24k, 48k.

Oltre che in forma di *yarn* o di *roving*, le fibre sono anche disponibili commercialmente in composizioni opportunamente arrangiate in modo da formare una grande varietà di tessuti (*fabric*). In tal caso la disposizione delle fibre può essere tale da conferire ai corrispondenti compositi delle caratteristiche di quasi isotropia nel piano. Nei tessuti si distingue una direzione principale, detta ordito (*warp*), ed una trasversale ortogonale alla prima, detta trama (*weft*).

3.3.1.1 Fibre di vetro

Le fibre di vetro sono utilizzate per rinforzare matrici polimeriche e dare origine a compositi strutturali e compositi di stampaggio. Si caratterizzano per la loro elevata resistenza.

Il vetro è composto principalmente da silice (SiO_2) in struttura tetraedrica (SiO_4). Sono aggiunti in varie proporzioni ossidi di alluminio ed altri ioni metallici (*Tabella 3.4*) per facilitare le operazioni di lavorazione o per modificare alcune proprietà.

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

*Tabella 3.4 – Composizione tipica delle fibre di vetro (% in peso) –
DT 200/2004*

I due principali tipi di vetro utilizzati per produrre fibre di vetro per compositi sono i vetri E (elettrico) e S (ad alta resistenza). Il vetro E è il più utilizzato per fibre continue in ambito civile mentre il vetro S (ad alta resistenza), più costoso del vetro E, è utilizzato principalmente per applicazioni militari e aerospaziali.

Le fibre di vetro sono prodotte a partire dal vetro, fuso all'interno di un forno alimentato da miscela di sabbia, allumina e calcare a una temperatura di circa 1260°. Il vetro fuso, mantenuto a temperatura molto elevata in modo da essere particolarmente fluido, viene versato entro dei recipienti in platino dotati inferiormente di fori da cui esce sotto forma di fili sottili che vengono stirati e raffreddati. Il processo appena descritto è schematizzato in *Figura 3.5*.

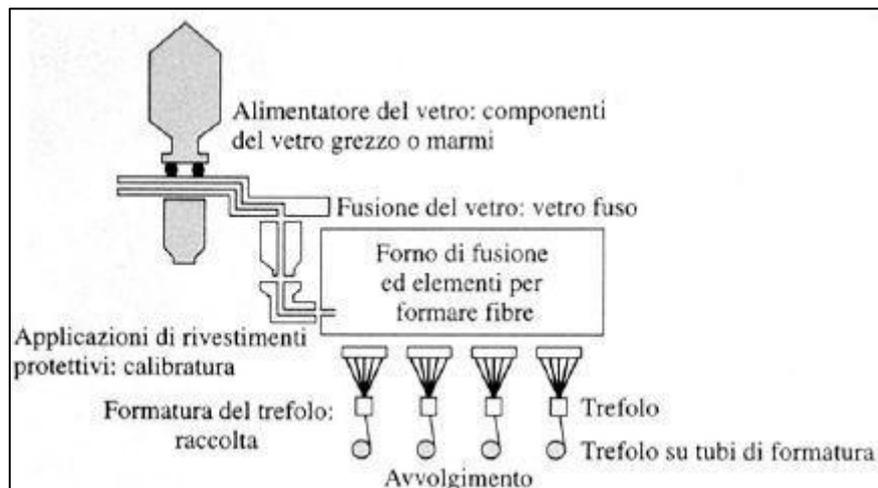


Figura 3.5 – Processo di fabbricazione delle fibre di vetro

I filamenti, prodotti per filatura da fuso, sono quindi raggruppati, con l'imposizione eventuale di una leggera torsione, a formare una treccia o fibra (*strand* o *end*), tipicamente costituita da 204 filamenti. I singoli filamenti presentano un diametro medio dell'ordine dei 10 μm e sono ricoperti da un legante o bozzima (*binder* o *size*). I filati sono raccolti, perlopiù senza ritorcitura, in *roving*. I valori della massa lineare tipici del roving per applicazioni nel settore civile sono superiori a 2000 Tex. Le fibre di vetro sono anche disponibili in forma di fogli sottili, denominati *mat*. Un mat può essere costituito sia da fibre lunghe continue che da fibre corte (cioè fibre discontinue di lunghezza tipica compresa tra 25 e 50 mm) disposte casualmente nel piano (*Figura 3.6*) e tenute assieme da un legante chimico. La larghezza dei mat è variabile tra 5 cm e 2 m; la loro densità di massa è dell'ordine di 0.5 kg/m². Le fibre di vetro esibiscono un modulo di elasticità normale inferiore a quello delle fibre di carbonio o a quello delle fibre aramidiche (circa 70 GPa per le fibre di vetro E) ed offrono una resistenza all'abrasione relativamente modesta, che richiede una certa cautela nelle operazioni di manipolazione prima dell'impregnazione. Inoltre, esse presentano una pronunciata attitudine allo scorrimento viscoso ed una modesta resistenza a fatica. Per promuovere l'adesione tra fibre e matrice e per proteggere le fibre dall'azione degli agenti alcalini e dall'umidità, le fibre sono sottoposte a trattamenti di ensimaggio (*sizing*) con sostanze aventi funzione di compatibilizzante. Tali trattamenti sono molto utili ai fini della durabilità e della resistenza a fatica (statica e dinamica) del materiale composito. Gli FRP a base di fibre di vetro si denotano usualmente con l'acronimo GFRP.

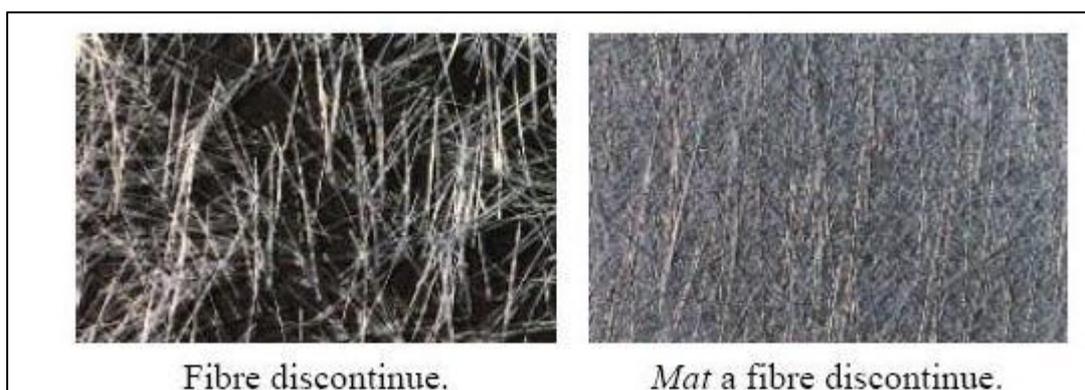


Figura 3.6 – Distinzione tra fibre discontinue e mat a fibre discontinue

3.3.1.2 Fibre di carbonio

Sono fibre usate per la fabbricazione di compositi ad elevate prestazioni e si distinguono per il loro alto modulo di elasticità normale e per la loro elevata resistenza. Esibiscono un comportamento a rottura intrinsecamente fragile caratterizzato da un assorbimento di energia relativamente modesto, anche se le tensioni di rottura sono elevate.

A confronto con le fibre di vetro e con quelle aramidiche, le fibre di carbonio risultano essere le meno sensibili ai fenomeni di scorrimento viscoso (creep) e di fatica e sono contraddistinte da una modesta riduzione della resistenza a lungo termine.

La struttura cristallina della grafite è di tipo esagonale, con gli atomi di carbonio organizzati in strutture essenzialmente planari, tenute insieme da forze trasversali di interazione del tipo Van der Waals, più deboli rispetto a quelle che agiscono tra gli atomi di carbonio nel piano (legami covalenti). Per tale motivo il loro modulo di elasticità normale e la loro resistenza sono estremamente elevati nelle direzioni contenute nei suddetti piani, mentre risultano notevolmente inferiori nella direzione trasversale (comportamento anisotropo).

La struttura delle fibre di carbonio non è completamente cristallina come quella della grafite. Il termine “fibre di grafite” viene tuttavia utilizzato nel linguaggio comune, anche se in modo improprio, per indicare fibre con un contenuto di carbonio maggiore del 99%; il termine “fibre di carbonio” indica, invece, fibre con un contenuto di carbonio variabile tra l’80 ed il 95%. Il numero di filamenti contenuti nel cavo di filatura (*tow*) può variare da 400 a 160000.

La moderna tecnologia di produzione delle fibre di carbonio si basa essenzialmente sulla pirolisi, cioè la decomposizione termica in assenza di ossigeno di sostanze organiche, dette precursori, tra le quali le più usate sono le fibre di poliacrilonitrile (PAN) e di rayon. Le fibre di PAN vengono dapprima “stabilizzate”, cioè sottoposte ad un trattamento termico a 200-240 °C per 24 h in aria, affinché la loro struttura molecolare subisca un’orientazione preferenziale nella direzione del carico applicato. In seguito subiscono un trattamento di carbonizzazione a 1500 °C in atmosfera inerte, durante il quale la maggior parte degli elementi chimici diversi dal carbonio, presenti nel precursore, sono eliminati. Le fibre carbonizzate possono quindi essere sottoposte ad

un trattamento di grafitizzazione in atmosfera inerte a 3000 °C durante il quale la struttura cristallina delle fibre può svilupparsi completamente, avvicinandosi a quella della grafite pura. Gli FRP a base di fibre di carbonio si denotano usualmente con l'acronimo CFRP.

3.3.1.3 Fibre aramidiche

Le fibre aramidiche (o aramidiche secondo una consuetudine invalsa in base alla corrispondente denominazione inglese) sono fibre di natura organica, costituite da poliammidi aromatiche in forma estremamente orientata. Introdotte per la prima volta nel 1971, esse si distinguono per l'elevata tenacità e per la loro resistenza alle operazioni di manipolazione. Il modulo di elasticità normale e la resistenza a trazione sono intermedi tra quelli delle fibre di vetro e quelli delle fibre di carbonio (*Figura 3.7 e Figura 3.8*). La loro resistenza a compressione è di norma pari a circa 1/8 di quella a trazione: infatti, a causa dell'anisotropia della struttura della fibra, i carichi di compressione favoriscono lo snervamento localizzato con conseguente instabilità e formazione di piegature (*kinks*).

Le fibre aramidiche possono degradarsi per esposizione prolungata alla luce solare, con perdita della resistenza a trazione fino al 50%. Inoltre possono risultare sensibili all'umidità. Il comportamento viscoso (*creep*) è simile a quello delle fibre di vetro, ma rispetto a queste ultime la resistenza a rottura è molto più elevata. Anche la resistenza a fatica flessionale è più elevata di quella delle fibre vetro.

La tecnologia di produzione delle fibre aramidiche si basa sull'estrusione ad alta temperatura ed alta velocità del polimero in soluzione con successivo raffreddamento veloce (*quenching*) ed essiccamento. La sintesi del polimero viene effettuata a monte dell'apparecchiatura di estrusione con l'impiego di soluzioni fortemente acide.

È possibile sottoporre le fibre così prodotte ad un trattamento di orientazione a caldo per avvolgimento su bobine rotanti ad elevata velocità (*post-spinning*) allo scopo di migliorarne le caratteristiche meccaniche. Le fibre aramidiche sono disponibili in commercio sotto forma di *yarn*, *roving* e di tessuti. Gli FRP a base di fibre aramidiche si denotano usualmente con l'acronimo AFRP.

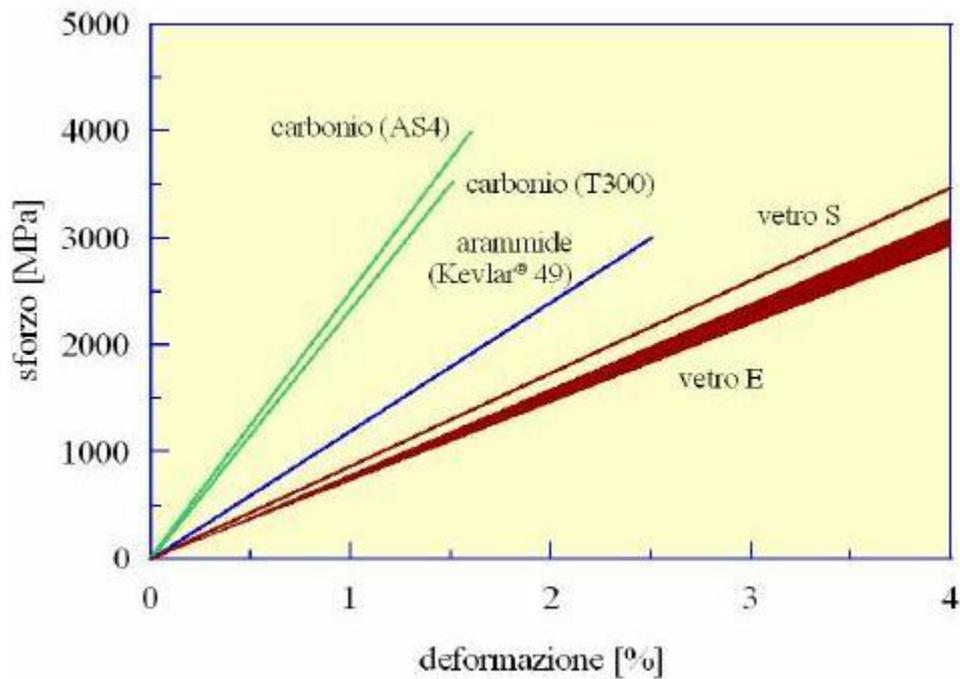


Figura 3.7 – Confronto tra le più comuni fibre di rinforzo: comportamento a trazione monoassiale – DT 200/2004

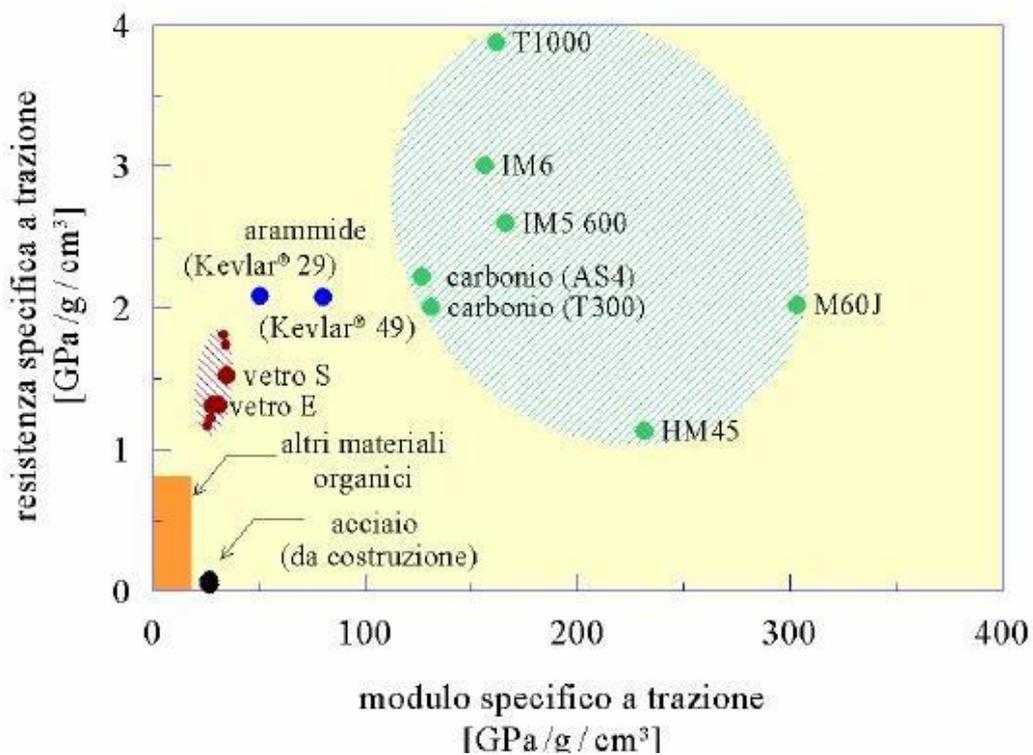


Figura 3.8 – Confronto tra le più comuni fibre di rinforzo: i valori del modulo e della resistenza – DT 200/2004

3.3.2 Matrici

I compositi vengono classificati in funzione della natura della matrice, che può essere polimerica, metallica, ceramica, vetrosa o vetroceramica. I compositi a matrice polimerica sono quelli più diffusi e sono stati messi a punto per migliorare la resistenza meccanica dei polimeri, anche al crescere della temperatura, mantenendo le doti di leggerezza. Esistono in commercio due diverse famiglie di polimeri utilizzabili per la realizzazione delle matrici:

- polimeri termoplastici
- polimeri termoindurenti

I *polimeri termoplastici* hanno la caratteristica di fondere se riscaldati. I processi di solidificazione e di fusione sono generalmente reversibili, per cui tali polimeri possono essere facilmente riciclati con trattamenti ad alta temperatura o pressione.

I *polimeri termoindurenti* non liquefano, ossia non aumentano di molto la loro fluidità all'aumentare della temperatura. Sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Per miscelazione con un opportuno reagente, essi polimerizzano (reticolano) fino a diventare un materiale solido vetroso; la reazione può essere accelerata agendo sulla temperatura. Necessitano inoltre di una temperatura relativamente alta o più generalmente della somministrazione di una certa energia per raggiungere lo stato stabile di indurimento. Con l'aumentare della temperatura non si fondono, ma si decompongono, rendendone impossibile il riutilizzo.

I polimeri più utilizzati come matrici per il rinforzo con fibre sono quelli termoindurenti. Essi hanno il vantaggio di essere caratterizzati da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, 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") e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura. La temperatura di transizione vetrosa va tenuta in

debita considerazione. Essa è infatti definita come quella temperatura critica a cui si assiste a una improvvisa variazione delle proprietà dei polimeri con una conseguente diminuzione delle caratteristiche di resistenza.

Le *resine poliesteri* e le *resine epossidiche* sono due tra le più importanti resine polimeriche termoindurenti utilizzate come matrici per la preparazione di materie plastiche rinforzate con fibre nel settore civile. Poiché il materiale viene miscelato a partire dai diversi componenti direttamente in cantiere e assume le sue caratteristiche strutturali finali attraverso una reazione chimica, esso dovrebbe sempre essere applicato da personale specializzato.

Densità [kg/m ³]	1100-1400
Resistenza a trazione [Mpa]	28-91
Modulo a trazione [Gpa]	2.4-4
Coefficiente di Poisson	0.29-0.34
Resilienza J (prove Izod)	0.2-2.3
Durezza (Rc M)	100-112
Ritiro %	1-5
Temp. transizione vetrosa [°C]	120

Tabella 3.5 – Caratteristiche di una generica resina epossidica

Densità [kg/m ³]	1100-1400
Resistenza a trazione [Mpa]	34.5-103.5
Modulo a trazione [Gpa]	2.1-3.45
Allungamento %	1-5
Coefficiente di Poisson	0.34
Resilienza J (prove Izod)	0.27-0.54
Durezza (Rc M)	115
Ritiro %	5-12
Temp. transizione vetrosa [°C]	100

Tabella 3.6 – Proprietà tipiche di una resina poliesteri

Le *resine poliesteri* si presentano solitamente come sostanze solide che, per poter essere impiegate, devono essere disciolte in opportuno solvente, in genere un monomero reattivo (stirene), che riduce la viscosità della resina e facilita quindi il processo di

impregnazione delle fibre. Si tratta di sostanze che costano meno ma presentano resistenza meccanica e proprietà adesive inferiori rispetto a quelle esibite dalle resine epossidiche. Rispetto a quest'ultime sono caratterizzate da una viscosità inferiore ma presentano una notevole versatilità e un'elevata reattività. Esse vengono largamente utilizzate come matrici rinforzate con fibre per la realizzazione di scafi di imbarcazioni, pannelli per edifici e pannelli della carrozzeria di autoveicoli e aeromobili.

Le *resine epossidiche* sono più costose ma hanno vantaggi peculiari come buone caratteristiche di resistenza meccanica e minore ritiro dopo la reticolazione rispetto alle resine poliestere, nonché buona resistenza all'umidità e agli agenti chimici. A queste vanno inoltre aggiunte ottime proprietà adesive. Le resine epossidiche sono comunemente utilizzate come matrici dei compositi con fibre di carbonio e aramidiche per varie applicazioni nel settore civile.

Per quanto riguarda il processo di indurimento, le resine poliestere catalizzano con l'aggiunta di un reagente (catalizzatore) il cui solo compito è quello di innescare una reazione. Una volta determinata la corretta quantità di reagenti da miscelare, è nota anche la velocità di reazione che può variare entro certi limiti al mutare della temperatura dell'ambiente in cui avviene il processo di indurimento. Le epossidiche, essendo miscele bicomponenti, induriscono invece quando si associa la resina a un indurente. Questi sono solitamente denominati "componente A" e "componente B" e sono forniti in appositi contenitori separati che devono essere poi miscelati prima della messa in opera. Qualora essi non venissero correttamente miscelati fra loro nel giusto rapporto stechiometrico, la reazione chimica non sarebbe completa e ci si troverebbe di fronte a resine non totalmente indurite. Per la loro applicazione è quindi richiesta la presenza di operai specializzati in grado di maneggiare e miscelare correttamente i componenti delle epossidiche per evitare problemi durante la loro applicazione.

Sono anche disponibili materiali compositi fibrorinforzati con matrici polimeriche termoplastiche che possono richiedere tecniche di applicazione diverse dalle precedenti. Per esempio, sono allo studio barre di composito con matrice termoplastica le quali, rispetto all'analogo prodotto con matrice termoindurente, hanno il vantaggio di poter essere piegate in qualsiasi momento mediante un opportuno trattamento termico.

3.3.3 Adesivi

La messa in opera di alcuni tipi di rinforzo strutturale a base di FRP richiede l'utilizzo di adesivi. La scelta più appropriata dell'adesivo e del tipo di trattamento superficiale da effettuare prima dell'applicazione deve essere condotta in base alla natura del substrato della struttura da riparare, del materiale di rinforzo e delle condizioni ambientali di impiego.

In questo capitolo verranno indagati in modo approfondito tutti questi aspetti che risultano di notevole importanza al fine di ottenere un'adeguata adesione e di conseguenza la buona riuscita del rinforzo strutturale. In particolare in questa sede si intendono indagare gli aspetti fondamentali inerenti gli adesivi che siano in grado di fornire le indicazioni essenziali in relazione al loro uso e alla loro applicazione.

Esistono molte tipologie di adesivi naturali e sintetici; i più adatti per i materiali compositi sono gli adesivi a base di resine epossidiche.

Le loro caratteristiche verranno descritte in modo più approfondito nei paragrafi successivi, anche se possiamo già accennare alcuni aspetti che li contraddistinguono.

Gli adesivi epossidici si presentano come una miscela viscosa bicomponente; una volta induriti, a seguito di una reazione chimica di reticolazione, essi realizzano il collegamento strutturale. Risulta quindi importante andare a valutare la frazione di tempo a disposizione sia per la lavorazione dell'adesivo prima che esso inizi a indurirsi (*post-life*), sia il tempo a disposizione tra l'applicazione dell'adesivo e l'istante in cui inizia a svolgere correttamente la sua azione di collegamento (*open-time*). In aggiunta non bisogna dimenticare quanto già accennato in precedenza nei confronti della corretta miscelazione dei componenti da effettuarsi da manodopera specializzata.

I vantaggi teorici delle giunzioni adesive rispetto a quelle meccaniche sono molteplici:

- possibilità di unire materiali diversi;
- maggior rigidità;
- distribuzione dei carichi più uniforme;
- consolidamento delle parti;
- assenza di fori potenzialmente dannosi per le conseguenti concentrazioni di sforzi

elevati;

- resistenza a fatica;
- minori costi di intervento.

Come però si vedrà meglio nel seguito, non sempre questi vantaggi trovano riscontri nella realtà applicativa. Esistono poi alcuni limiti che richiedono una particolare attenzione nelle applicazioni in campo civile: gli adesivi sono infatti sensibili alle condizioni ambientali, quali l'umidità, e non idonei per esposizioni ad alte temperature (resistenza al fuoco).

Non bisogna infatti dimenticare che molti adesivi sintetici sono formati da materiali polimerici: duri ed elastici (come il vetro) a temperatura ambiente, diventano invece gommosi a temperature maggiori, perdendo così le caratteristiche per i quali vengono utilizzati come adesivi.

La temperatura per la quale cambia il loro comportamento meccanico è la temperatura di transizione vetrosa, che può essere differente da quella delle matrici in funzione del tipo di polimeri e dei costituenti utilizzati. Essa si aggira solitamente intorno ai 60°C, ma può variare in funzione delle condizioni ambientali nelle quali l'adesivo si trova a dover lavorare. Per questo motivo le temperature d'esercizio si aggirano solitamente tra i -10 e i 50°C. Dato che nei periodi estivi e in condizioni di esposizione al sole questa temperatura massima viene raggiunta facilmente, la scelta dell'adesivo risulta un fattore di pari importanza rispetto alla scelta del tipo di fibra da impiegare.

Per inciso, va osservato che di recente sono stati introdotti sistemi che accoppiano reti in carbonio o PBO con adesivi inorganici, ovvero malte stabilizzate appositamente formulate, che evitano i problemi legati alla temperatura di transizione vetrosa.

Per quanto riguarda i meccanismi di adesione, essi consistono principalmente nell'aggrappaggio meccanico (*interlocking*) dell'adesivo con la superficie dell'aderendo e nella formazione di legami chimici tra le molecole polimeriche e quelle del substrato.

Come si potrà meglio notare dalle informazioni che verranno riportate successivamente, l'efficienza del giunto adesivo dipende da molti aspetti, tra cui il tipo di trattamento superficiale, la composizione chimica e la viscosità dell'adesivo, la tecnica di applicazione e infine il processo di indurimento o di reticolazione dello stesso adesivo.

La combinazione di tutti questi parametri dà origine a tre distinte tipologie di frattura che possono essere generate quando il collegamento di interfaccia attinge la sua capacità resistente ultima:

- frattura adesiva: avviene all'interfaccia tra l'adesivo e l'aderendo, quando la resistenza dell'interfaccia (forza di adesione) è minore di quella dell'aderendo. Le superfici di frattura sono solitamente lisce e ciascuna è costituita da uno dei due materiali (su una faccia l'adesivo, sull'altra l'aderendo). Questo tipo di frattura è indice di una non corretta applicazione dell'adesivo;
- frattura coesiva: avviene all'interno di uno dei materiali che costituiscono il giunto. Lo stesso materiale è dunque presente su entrambe le superfici di frattura, le quali possono presentarsi lisce o rugose. È il tipo di frattura che si osserva nelle condizioni ideali di applicazione dell'adesivo;
- frattura mista: si presenta alternativamente sia come coesiva che come adesiva. Le superfici di frattura sono molto irregolari e sono caratterizzate dalla coesistenza di entrambi i materiali. Si manifesta in presenza di un substrato debole e non consolidato, come per esempio una muratura o un calcestruzzo molto degradati, in concorso con modalità di applicazione dell'adesivo non ottimali.



Figura 3.9 - Confronto tra le diverse tipologie di frattura

3.3.3.1 Definizione di adesivo e di adesione

Un *adesivo* può essere definito come un materiale che, quando applicato su due superfici, può unirle assieme e impedire che esse si separino. Per questo motivo “adesivo” è il termine generale usato per definire sostanze capaci di tenere insieme i

materiali grazie all'incollaggio delle rispettive superfici, che comunemente risultano includere cementi, colle, paste e così via. Universalmente non esiste una definizione specifica per adesivo strutturale ma, in questa trattazione sarà utilizzato questo termine per descrivere composizioni di monomeri che polimerizzano a dare un'adesione forte e duratura ad aderenti più o meno rigidi, al fine di realizzare ancoraggi capaci di sopportare carichi di diversa natura o intensità.

Il termine *adesione* si riferisce all'attrazione tra sostanze tale che, quando queste sono in contatto tra loro, è necessario fornire un certo lavoro per ottenere la loro separazione. L'adesione è un fenomeno importante tanto nella scienza quanto nell'ingegneria, ma essa è comunemente intesa con senso differente. L'ingegnere usa sperimentalmente determinati valori, che descrivono il comportamento dell'ancoraggio sotto specifiche condizioni, al fine di classificare il legame o l'adesione tra due fasi. L'adesione da un punto di vista chimico e fisico è associata invece alle forze intermolecolari che agiscono a ridosso dell'interfaccia e, per essere studiata, necessita della conoscenza dell'energia superficiale e delle tensioni di interfaccia che caratterizzano il giunto adesivo.

La moderna scienza dell'adesione, tuttavia, tratta un livello di conoscenze misto che si basa sia sullo studio della natura e delle forze di attrazione coinvolte tra due o più diverse sostanze unite tra loro, determinando l'intensità delle stesse e stabilendo nello stesso tempo diverse relazioni capaci di fornire un valore molto preciso sull'affidabilità meccanica posseduta dall'ancoraggio esaminato. Nonostante questo, per molte interfacce adesivo-substrato, ci sono ancora dubbi irrisolti riguardanti i meccanismi di adesione, ma soprattutto quelli di rottura.

Quando si parla di giunzioni adesive è infatti necessario specificare, oltre al tipo di adesivo utilizzato, anche il materiale che costituisce gli aderenti, poiché la resistenza dell'ancoraggio è dipendente, oltre che dalla bontà nella sua realizzazione, dal tipo di materiali che vengono a contatto tra loro. Occorre quindi avere ben presente le proprietà dei materiali che costituiranno l'ancoraggio stesso.

La scienza che studia la teoria dell'adesione è quindi una materia pluridisciplinare che prevede competenze riguardo la chimica delle superfici, la chimica dei polimeri, la reologia, la meccanica della frattura, e quella strutturale.

3.3.3.2 Concetti di adesione e pretrattamento superficiale

3.3.3.2.1 Introduzione

Le prestazioni soddisfacenti della maggior parte dei prodotti utilizzati abitualmente nella vita quotidiana e di molti tra i materiali comuni utilizzati nelle diverse tecniche di costruzione, dipendono direttamente da una corretta adesione tra due o più costituenti. È pertanto indispensabile fare chiarezza sul concetto di adesione, ma soprattutto su quel che riguarda la preparazione dei substrati delle superfici da incollare, sul perché i materiali si incollino tra loro e sul meccanismo stesso di adesione.

Questo paragrafo cercherà quindi di avvicinare i concetti teorici con quelli pratici, per permettere di capire il perché del fenomeno dell'adesione e l'importanza del pretrattamento superficiale al fine di ottenere un ancoraggio con buone prestazioni.

La forza di un assemblato incollato dipende non solo dalla forza dei legami coesivi che caratterizzano l'adesivo, ma anche dal grado di adesione posseduto dalle superfici da incollare.

Uno degli svantaggi delle giunzioni adesive come metodo di ancoraggio è che le superfici necessitano di essere pulite, qualunque sia la propria natura chimica; bisogna garantire inoltre tra aderendo ed adesivo un idoneo grado di contatto al fine di ottenere completa adesione, operazione che non sempre risulta essere di facile compimento. Frequentemente infatti l'adesivo in se stesso viene erroneamente biasimato, ritenendo che esso posseda uno scarso potere incollante, ma molto spesso la natura del problema è legata proprio al pretrattamento superficiale. Infatti, qualsiasi sia la natura del substrato, oltre alla scelta dell'adesivo da utilizzare, il pretrattamento delle superfici risulta essere probabilmente l'aspetto più importante di tutta l'operazione di incollaggio. Un'inadeguata preparazione superficiale è sempre causa del fallimento dell'ancoraggio in esercizio.

La forza iniziale dei legami non è generalmente così importante per quanto riguarda la durabilità dell'ancoraggio a lungo tempo, poiché essa è affetta dalla stabilità dell'ambiente che condiziona l'interfaccia adesivo aderendo.

I più importanti fattori che determinano l'ottenimento di un buon ancoraggio anche a lungo termine, sottoposto a difficili condizioni di sollecitazione, sono quindi la stabilità

ambientale dell'interfaccia in fase di stesura dell'adesivo e il pretrattamento superficiale come operazione preliminare.

L'obiettivo della preparazione superficiale è quello di rimuovere i contaminanti o eventuali strati deboli presenti sull'aderendo, al fine di cambiare la geometria superficiale del substrato, e/o introdurre nuovi gruppi chimici in grado di creare un substrato capace di legarsi meglio all'adesivo.

3.3.3.2.2 Contatto di interfaccia ed adesione intrinseca

- *Nozioni preliminari*

Come appena esposto le condizioni essenziali per avere una buona adesione sono:

- stretto contatto tra adesivo e substrato;
- assenza di strati deboli, o contaminanti all'interfaccia.

Quando due materiali sono incollati, l'oggetto risultante possiede molti costituenti ed altrettante interfacce.

Allo stato liquido l'adesivo scorre sopra e dentro le irregolarità della superficie di un solido e, non appena questo accade, inizia uno stretto contatto tra i due materiali poiché iniziano a crearsi forze interatomiche. Gli adesivi quindi, come prima operazione, uniscono i materiali legando le loro superfici mediante uno strato di dimensioni molecolari dell'ordine degli 0,1 - 0,5 nm. Un'elevata temperatura di polimerizzazione permette di diminuire la viscosità dell'adesivo facilitando il flusso dello stesso sopra la superficie, e nello stesso tempo aumenterà la mobilità molecolare del substrato che risulterà quindi essere più penetrabile e più facilmente bagnabile dall'adesivo. Se invece si ha a che fare con una polimerizzazione a freddo, l'unico modo per aumentare la mobilità molecolare del substrato è quello di introdurre all'interno dell'adesivo dei promotori di adesione a base di ammine, capaci di migliorare il potere penetrante, e quindi la bagnabilità del sistema aderendo-adesivo.

L'adesione è spesso trattata erroneamente in relazione alla forza dei legami chimici coinvolti durante la fase di reticolazione dell'adesivo, ma la forza necessaria a rompere

una giunzione non è mai rappresentata da questo parametro, a causa della presenza di sforzi interni di natura differente che ne influenzano il valore. Per questa ragione quindi, per stimare la vera forza di adesione, è opportuno andare a valutare le reali forze adesive alle interfacce.

- Contatto di interfaccia

L'adesivo deve spandersi sopra la superficie dell'aderendo e penetrare all'interno delle sue irregolarità spostando l'aria ed i contaminanti presenti. Le condizioni ideali per far verificare tutto questo sono le seguenti:

- l'energia libera superficiale dell'aderendo deve essere più alta di quella dell'adesivo liquido;
- l'adesivo liquido deve possedere un angolo di contatto uguale, o molto vicino allo zero;
- la viscosità dell'adesivo deve essere relativamente bassa durante le operazioni di incollaggio;
- l'ancoraggio deve essere creato in modo da facilitare l'eliminazione dell'aria tra le interfacce;
- bisogna aspettare che l'adesivo sia completamente reticolato e che quindi abbia fatto completamente presa prima di porre il manufatto in esercizio.

- Bagnabilità ed angolo di contatto

L'adesivo deve necessariamente bagnare l'aderendo, il che significa che deve poter spandersi uniformemente su tutta la superficie, senza la formazione di gocce o dislivelli. Nella realtà le superfici solide non sono lisce, e i liquidi possono distribuirsi lungo piccoli pori o cavità grazie a forze di tipo capillare. La massima bagnabilità si raggiunge quando le pressioni capillari sono alte e la viscosità dell'adesivo bassa, ma la microtopografia superficiale introduce a questo proposito ulteriori complicazioni. La moltitudine dei diversi componenti che caratterizza la maggior parte degli adesivi strutturali influenza la bagnabilità in modo complesso. In fase di applicazione l'assorbimento selettivo di un componente può portare a forti cambiamenti nel valore di bagnabilità, ed inoltre possono anche accadere delle separazioni di fase che cambiano inevitabilmente la formulazione dell'adesivo all'interfaccia portando talvolta

all'ottenimento di un adesivo con proprietà diverse da quelle pronosticate in sede di progetto. Esiste infatti una forte differenza tra le proprietà di un adesivo, ed in particolare la bagnabilità, calcolate su una singola goccia, piuttosto che quelle che in realtà si riscontrano durante la creazione di un ancoraggio.

L'efficienza di una giunzione infatti deve essere determinata andando a studiare le energie di interfaccia presenti tra adesivo ed aderendo.

- Meccanismi di adesione

Una volta che si è stabilito un contatto di interfaccia tra un adesivo ed un aderendo con condizioni termodinamiche favorevoli, l'indurimento dell'adesivo deve permettere la trasmissione degli sforzi. Ci sono alcune teorie riguardo la natura delle forze che agiscono lungo l'interfaccia e che permettono alla stessa di non cedere quando sottoposta ad un carico.

Le teorie di adesione più accreditate sono essenzialmente quattro:

- a) aggrappaggio meccanico;
- b) assorbimento (legame covalente);
- c) interdiffusione;
- d) attrazione elettrostatica.

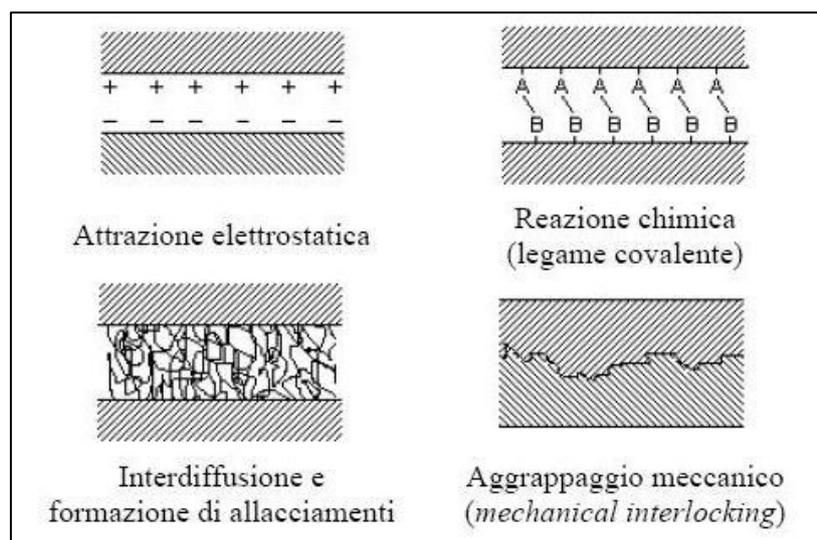


Figura 3.10 – Meccanismi di adesione

Il meccanismo di assorbimento e quello dell'aggrappaggio meccanico sono quelli che giocano un ruolo principale.

a) Aggrappaggio meccanico

Secondo questa teoria l'aggancio meccanico avviene quando l'adesivo penetra all'interno dei pori o delle irregolarità superficiali dell'aderendo, e questo giustifica la procedura di irruvidimento superficiale che, ad esempio nel caso dei giunti, viene fatta per migliorare l'adesione. Oltre a favorire il meccanismo di aggrappaggio meccanico, una superficie rugosa possiede un'area di incollaggio potenzialmente più grossa rispetto la stessa superficie considerata però liscia. Poiché però è possibile ottenere una buona adesione anche su superfici lisce come il vetro, questa teoria sembra limitata a materiali porosi e fibrosi come ad esempio calcestruzzi o materiali compositi.

b) Assorbimento (legame covalente)

La teoria dell'assorbimento è oggi la teoria di adesione più valida. Secondo questa teoria se c'è un contatto sufficiente tra adesivo ed aderendo, le macromolecole dell'adesivo sono fisicamente assorbite sulla superficie del substrato in seguito a forze agenti tra gli atomi delle due superfici. Questo è giustificabile se si pensa che le molecole dell'adesivo sono polari e, agiscono come deboli magneti, sono attratte verso la superficie polare dell'aderendo. Le più comuni forze interfacciali sono le forze di Van der Waals ed i legami ad idrogeno per quanto riguarda le forze di secondo grado, ma prendono parte a questo processo, anche se in misura minore, legami chimici più forti, di primo ordine, come i legami ionici o covalenti. A livello teorico i legami di primo ordine non sono necessari a migliorare la forza dell'ancoraggio, ma se presenti, portano notevoli miglioramenti per quanto riguarda la stabilità ambientale delle interfacce.

L'enorme discrepanza tra l'intensità delle forze attrattive coinvolte nel processo di adesione e la reale forza del giunto è da ricercare nell'insufficiente contatto interfacciale, nella presenza di vuoti di aria, cricche, difetti, o concentrazioni di sforzi. Infatti una buona adesione è innanzitutto garantita se l'adesivo è in grado di bagnare il substrato (wetting), cioè è in grado di spandersi sulla superficie solida. A tale fine è necessario che l'energia superficiale dell'aderendo Γ_{SV} (energia specifica riferita all'unità di superficie) sia maggiore di quella dell'adesivo Γ_{LV} : ad esempio le resine

epossidiche bagnano molto bene l'acciaio, circostanza che non si verifica per altri materiali, quali ad esempio il polietilene.

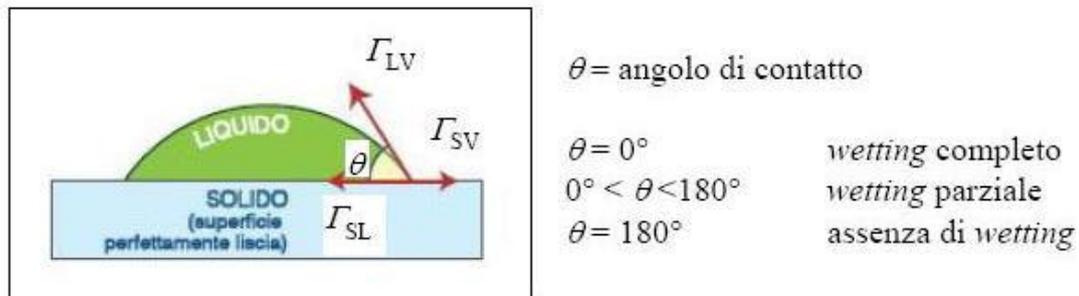


Figura 3.11 – Teoria dell'adsorbimento e angolo di contatto

c) Interdiffusione

Secondo questa teoria, le macromolecole dell'adesivo diffondono all'interno del substrato, eliminando in questo modo l'interfaccia e rendendo quindi possibile un'ottima adesione solo con substrati polimerici compatibili. In questa teoria si richiede che i segmenti di catena dei polimeri posseggano una sufficiente mobilità e siano mutuamente solubili. Nella formazione di questi "allacciamenti" tra le catene, il fattore tempo assume una notevole importanza nei confronti della resistenza finale mobilitata dal giunto.

d) Attrazione elettrostatica

La teoria dell'attrazione elettrostatica ritiene che l'adesione è dovuta all'equilibrio delle forze elettrostatiche generate dal trasferimento di elettroni tra l'adesivo ed il substrato, che formano un doppio strato di cariche elettriche all'interfaccia. Per questa ragione questa teoria non ha trovato grande successo a discapito delle precedenti, che invece sembrano avere una maggiore validità sperimentale.

3.3.3.2.3 Pretrattamenti superficiali

- Concetti introduttivi

Il pretrattamento superficiale comporta:

- la pulizia della superficie da incollare;
- una seconda pulizia della superficie.

L'esatta procedura da attuare per quanto riguarda il trattamento superficiale prima di procedere alla creazione di un giunto, dipende essenzialmente dalla natura dell'aderendo. In termini generali sicuramente la prima operazione da compiere è la pulizia superficiale dell'aderendo per rimuovere eventuali contaminanti o detriti superficiali provenienti ad esempio da precedenti lavorazioni.

L'ultima fase, non meno importante della precedente, è quella di ripulire la superficie che è appena stata preparata per rimuovere eventuali contaminanti introdotti nei passaggi precedenti come veli di olio, umidità, polvere o residui chimici.

- Metodi di pretrattamento superficiale

a) Sgrassaggio

I solventi sgrassanti rimuovono il grasso e la maggior parte dei potenziali contaminanti. La scelta dello sgrassante dovrebbe basarsi sul principio che simile scioglie simile, tuttavia anche altri parametri come tossicità, infiammabilità, costo, e compatibilità con la superficie da trattare vanno tenuti in considerazione.

b) Trattamenti meccanici

I trattamenti meccanici portano inevitabilmente ad un irruvidimento superficiale, che non sempre è fonte di una miglior adesione. Recenti studi hanno infatti dimostrato che esiste una soglia di rugosità oltre alla quale non si favorisce più il meccanismo di adesione per aggrappaggio meccanico, ma viceversa si tendono ad ottenere giunti con una forza inferiore rispetto a quelli con una superficie non irruvidita. La rugosità superficiale ha infatti un duplice effetto: da una parte aumenta l'area superficiale disponibile per l'adesione, aumenta l'energia libera superficiale, poiché aumenta il numero di atomi vicini presenti alle asperità, e rallenta la propagazione di eventuali

cricche di frattura, ma nello stesso tempo si ha una maggiore concentrazione di sforzi localizzati, è difficile ottenere una perfetta bagnabilità dell'aderendo da parte dell'adesivo, è facile intrappolare bolle d'aria all'interfaccia di adesione, ed è molto più facile che avvenga una segregazione dell'adesivo.

I diversi metodi meccanici dipendono dall'azione abrasiva delle spazzole, della sabbia o della carta abrasiva, ma più in generale dalle tecniche utilizzate per rimuovere gli strati superficiali non voluti. Questi metodi, anche se molto veloci, sono tuttavia meno controllabili rispetto ad altri trattamenti ad esempio di tipo chimico o fisico.

c) Trattamenti chimici

I trattamenti chimici ed elettrochimici tendono a portare maggiori e più complessi cambiamenti alla superficie trattata. Oltre all'azione di pulitura e rimozione degli strati deboli, i trattamenti chimici spesso modificano microscopicamente la rugosità superficiale. Chiaramente i cambiamenti chimici e geometrici della superficie si ripercuotono sul grado di bagnabilità della stessa. Il cambiamento chimico superficiale altera anche l'interfaccia tra adesivo e substrato con possibile formazione sull'aderendo di strati superficiali resistenti e che possono migliorare oltre che l'adesione, la forza del giunto. L'unico significativo svantaggio legato all'utilizzo di trattamenti chimici è la tossicità dei materiali utilizzati, con il relativo problema del loro smaltimento.

d) Trattamenti fisici

Metodi come il bombardamento ionico hanno successo soprattutto se applicati su superfici plastiche, che altrimenti risultano essere molto difficili da incollare a causa della loro bassa energia superficiale. Una locale modificazione chimica avviene anche facendo avvenire sulla superficie polimerica processi ossidativi, che portano alla formazione superficiale di uno strato con più alta energia superficiale che porta quindi ad un miglioramento della bagnabilità. Il bombardamento ionico ha anche un ottimo effetto sulla maggior parte delle superfici metalliche perché oltre a pulire la superficie ne condiziona la morfologia superficiale, migliorando la bagnabilità, e di conseguenza l'adesione. Diversi studi confermano che sebbene i trattamenti fisici restino un ottimo sistema per effettuare un pretrattamento superficiale i risultati migliori in termini di forza del giunto si sono ottenuti andando ad effettuare trattamenti di tipo

prevalentemente chimico.

- *Pretrattamenti per il calcestruzzo*

La preparazione superficiale di un elemento in calcestruzzo prevede la rimozione di tutti i materiali danneggiati e fragili, ma anche di quelli aggregati grossolani presenti sulla superficie da incollare. Dopo questa operazione è necessario procedere ad un trattamento di pulitura ed asciugatura della superficie stessa. Esistono anche particolari materiali polimerici in grado di agire su qualsiasi superficie cementizia in grado di inumidire e successivamente asciugare la superficie rimuovendo in questo modo polvere o piccoli detriti di qualsiasi genere. Queste particolari sostanze sono molto utili soprattutto in quelle strutture dove non è sempre facile andare ad operare ad esempio a causa della scarsa accessibilità o per ragioni di sicurezza. In ogni caso, ove possibile, l'operazione migliore per pretrattare una superficie in calcestruzzo che successivamente dovrà fungere da substrato per un adesivo, è quella di rimuovere uno strato superficiale di calcestruzzo al fine di ottenere una superficie completamente integra, il più possibile liscia, ma nello stesso tempo abbastanza porosa al fine di garantire i processi di adesione come l'aggrappaggio meccanico o fenomeni di tipo fisico o diffusionale. Come già accennato la prima operazione da compiere è la rimozione di aggregati superficiali deboli e danneggiati preferibilmente con interventi di tipo meccanico. I successivi metodi di preparazione superficiale consistono in trattamenti di sabbiatura, martellamento superficiale, spazzolatura e pulitura a getto d'acqua o vapore. Un etching chimico viene effettuato solo se si prevede una saturazione d'acqua nei pori, o per prevenire un'eventuale penetrazione esterna di sostanze chimiche che potrebbero portare a fenomeni di corrosione delle armature interne al calcestruzzo, o più semplicemente al degrado del calcestruzzo stesso.

Effettuate queste operazioni è necessario procedere ad una pulitura al fine di rimuovere qualsiasi tipo di contaminante superficiale. I tipici contaminanti sono sabbia, polvere, oli o grassi, che possono essere levati con getti d'acqua contenenti diversi tipi di solventi. Infine la superficie deve essere asciugata nel miglior modo possibile, e le normative prevedono che nei pori superficiali al massimo deve essere presente il 4 % in volume di acqua. Il controllo del tasso di acqua contenuto nei pori viene effettuato applicando sulla superficie dei particolari fogli assorbenti che vengono pesati prima e

dopo l'applicazione e grazie ai quali è possibile avere una stima dell'acqua intrappolata presente nei pori superficiali. A questo punto è possibile applicare l'adesivo, anche se molto spesso questa operazione viene preceduta dall'applicazione di impregnanti, sigillanti e primer anche chiamati promotori di adesione, al fine di creare un substrato il più adatto possibile alla stesura dell'adesivo.



Figura 3.12 – Esempio di applicazione di impregnante sigillante e primer

- Pretrattamenti per gli FRP

Gli FRP sono composti da resine epossidiche o poliesteri polari, compatibili con la maggior parte degli adesivi strutturali e quindi facili da incollare. Il trattamento superficiale per incollare questo tipo di materiali è molto semplice e consiste essenzialmente nella rimozione superficiale di contaminanti come oli sporcia, ma specialmente agenti fluorocarbonati utilizzati per facilitare l'estrazione del composito dallo stampo. Le due maggiori tecniche utilizzate a questo proposito sono:

- copertura in fase di produzione della superficie del composito mediante uno strato protettivo poi rimosso appena prima dell'incollaggio;
- pulitura con solvente seguita da leggero irruvidimento superficiale mediante l'utilizzo di carta vetrata e successivo sgrassaggio.

In quest'ultimo passaggio il grado di abrasione influisce notevolmente sulla forza e la durabilità dell'incollaggio, ma un'abrasione troppo spinta è sicuramente da evitar

perché potrebbe danneggiare l'integrità delle fibre costituenti il composito. Per migliorare l'adesione viene spesso utilizzato un primer reattivo, come una soluzione a base di silani, che porta a modifiche chimiche superficiali capaci di migliorare l'adesione, e che nello stesso tempo è in grado di rimuovere l'eventuale polvere generatasi a seguito del processo di abrasione. Come gli adesivi anche i materiali compositi sono spesso permeabili all'acqua. L'umidità può quindi diffondere all'interfaccia adesivo-aderendo creando problemi sia in fase produttiva che durante la vita di servizio del giunto. Per questa ragione l'umidità presente all'interno del composito al momento dell'adesione non dovrebbe superare l'1 % poiché durante il processo di reticolazione dell'adesivo ad alta temperatura l'acqua in eccesso potrebbe evaporare portando alla formazione di vuoti o difetti all'interfaccia di adesione o nello strato adesivo.

È importante sottolineare che qualsiasi trattamento superficiale deve essere necessariamente eseguito subito prima dell'applicazione del rinforzo, onde evitare il pericolo di ricontaminazione della superficie stessa, e seguito poi dall'applicazione di un materiale di sottofondo che renda la superficie di adesione liscia ed uniforme. Quest'ultimo accorgimento si rende necessario per poter ridurre al minimo lo spessore dell'adesivo (la cui deformabilità a taglio è normalmente enorme rispetto a quella del materiale di rinforzo) per garantire l'uguaglianza delle deformazioni tra sezione preesistente e rinforzo.

3.3.3.2.4 Promotori di adesione

Solitamente l'applicazione di un adesivo su una superficie nuda non è raccomandato. Tuttavia sebbene si sia fatto un corretto trattamento superficiale, è sempre desiderabile l'applicazione di uno strato di promotore di adesione compatibile con l'adesivo da applicare. L'uso di un promotore di adesione in alcuni casi non è semplice, poiché occorre che esso sia scelto con estrema cura, ed inoltre la sua applicazione sull'aderendo non è sempre scontata, ma l'azione benefica che può portare alla resistenza finale del giunto ripaga ampiamente i possibili inconvenienti. Un primer infatti oltre a migliorare la bagnabilità riduce la variabilità di prestazioni all'interfaccia del giunto, e solitamente

crea un'interfase stabile all'acqua.

Il numero di primer presenti sul mercato è vastissimo, come d'altronde lo è il numero di adesivi. A seconda infatti della composizione chimica e delle caratteristiche fisiche del collante è necessario scegliere un opportuno promotore di adesione che comunque in ogni caso deve possedere le seguenti caratteristiche:

- l'energia superficiale del substrato deve essere modificata al fine di ottenere un valore che sia il più possibile compatibile con quello dell'adesivo successivamente utilizzato;
- il rivestimento ottenuto grazie all'applicazione del primer deve subito proteggere la superficie da eventuali danni o contaminazioni;
- la bagnabilità della superficie deve essere facile da ottenere, poiché la viscosità dei primer deve essere inferiore rispetto a quella dell'adesivo al fine di permettere una migliore penetrazione all'interno delle irregolarità superficiali del substrato;
- il primer deve possedere una bassa viscosità per poter occupare i pori superficiali frenando quindi la migrazione dell'adesivo che altrimenti per capillarità si allontanerebbe dall'interfaccia di adesione;
- per substrati metallici l'applicazione di un primer deve poter rallentare notevolmente eventuali processi corrosivi. La stessa funzione può essere sfruttata anche su superfici in calcestruzzo poiché lo strato di primer ha la funzione di inibire i fenomeni di degrado come la carbonatazione o la corrosione delle armature metalliche interne al calcestruzzo causata prevalentemente dalla diffusione interna di ioni cloruro;
- il primer deve svolgere anche una funzione idrofobia, rallentando o addirittura eliminando l'assorbimento di acqua dall'ambiente;
- molto spesso l'applicazione di un promotore di adesione deve poter consentire di evitare l'utilizzo di particolari pretrattamenti chimici superficiali necessari all'adesivo per creare un'efficiente giunzione con il relativo aderendo.

Per adempire a queste funzioni è possibile differenziare essenzialmente due tipi di approcci. Il primo prevede l'applicazione di un primer vero e proprio costituito da uno

strato abbastanza spesso e capace quindi di svolgere anche funzioni meccaniche nel sistema generale della giunzione, e l'altro consiste nella sola applicazione di uno strato monomero, chiamato agente coprente, capace di svolgere solamente compiti di carattere chimico-fisici senza influenzare in alcun modo la resistenza meccanica della giunzione.

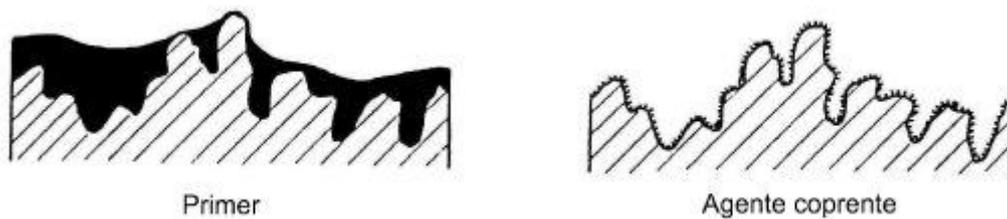


Figura 3.13 – Differenza di copertura superficiale tra primer ed agente coprente

L'utilizzo di uno o dell'altro sistema varia quindi da caso a caso e dunque essenziale risulta essere la scelta di uno al posto dell'altro. Ad esempio l'utilizzo di un primer con scarse caratteristiche meccaniche al posto di un agente coprente potrebbe portare alla creazione di uno strato debole all'interno della giunzione che inevitabilmente comprometterebbe l'intero sistema di adesione. Viceversa l'utilizzo di un primer con caratteristiche appropriate è in grado di apportare notevoli vantaggi.

In entrambi i casi le sostanze che fungono da promotori di adesione sono composti polimerici diluiti in opportune soluzioni costituite essenzialmente da resine adesive, solventi organici, o miscele di solventi. Inoltre altri costituenti presenti nella composizione di un primer o di un agente coprente possono essere additivi in grado di migliorare la bagnabilità, fluidificanti, indurenti, inibitori di corrosione oppure piccole particelle solide che hanno il compito di abradere la superficie rimuovendo eventuali contaminanti. La base presente in tutti i promotori di adesione sono i silani. Queste molecole possiedono una duplice reattività: da una parte tendono a legarsi con composti polimerici, e dall'altra con materiali a base di silice come i calcestruzzi, o più generalmente materiali metallici. Questa particolare natura chimica è in grado di spiegare il ruolo di connessione che questi adesivi sono in grado di svolgere tra

aderendo ed adesivo.

3.3.3.2.5 L'operazione di incollaggio

Durante la fase di incollaggio il tempo che deve intercorrere tra la preparazione della superficie cava e l'applicazione dell'adesivo deve essere il minore possibile poiché con l'assorbimento di contaminanti o di umidità atmosferica l'energia superficiale tende a diminuire peggiorando quindi il processo di adesione. Per applicazioni strutturali le variabili da controllare durante un'operazione di incollaggio dovrebbero essere:

- pulizia e relativa asciugatura della superficie da incollare;
- condizioni dell'adesivo;
- temperatura ed umidità ambientale;
- temperatura degli aderenti.

Per quanto riguarda l'ultimo punto è bene che la temperatura degli aderenti non sia inferiore della temperatura ambientale, per evitare la formazione di condensa in superficie. Dovrebbe essere sempre presente inoltre una fonte di calore secca durante le operazioni di incollaggio per migliorare l'asciugatura della superficie, ridurre localmente l'umidità ambientale, e favorire i processi di reticolazione dell'adesivo.

3.3.3.3 Classificazione dei principali adesivi strutturali

3.3.3.3.1 Origine chimica degli adesivi

Gli adesivi possono essere classificati generalmente come materiali organici o non organici, ma anche in modo più raffinato andando ad esempio a fare una classificazione che tenga conto delle loro origini, del metodo di adesione, delle applicazioni per le quali sono indicati, o per la loro composizione chimica.

Se si pensa di classificare gli adesivi in base alla loro origine, una possibile suddivisione potrebbe essere fatta tra gli adesivi animali, vegetali, minerali, elastomerici,

termoplastici e termoindurenti.

Le colle animali sono generalmente costituite da proteine derivate dal collagene mammario dei più comuni mammiferi, dai pesci, o dal latte. La loro tendenza ad essere appiccicose rende questo tipo di colle utili per applicazioni provvisorie dove si ha bisogno di un incollaggio istantaneo e capace di essere rimosso poiché di bassa tenuta.

I più comuni adesivi vegetali sono caratterizzati principalmente da molecole di amido o cellulosa. Gli adesivi minerali includono i silicati ed i fosfati, spesso utilizzati per applicazioni ad alte temperature, oltre che prodotti derivati come il bitume o l'asfalto.

Gli adesivi termoplastici sono chiamati così perché possono rammollirsi grazie al calore e ritornare duri se raffreddati, senza che in essi avvengano cambiamenti di tipo chimico.

Si applicano generalmente sotto forma di liquido o gel che, una volta a contatto con l'umidità atmosferica o del substrato, polimerizza molto velocemente secondo un processo chimico irreversibile. Lo svantaggio di questi adesivi, per quanto riguarda applicazioni di tipo strutturale, è la velocità di polimerizzazione troppa elevata, sommata ad un'alta sensibilità in ambienti molto umidi, che spingono troppo oltre il processo di polimerizzazione rendendo l'adesivo fragile.

Le catene molecolari presenti invece negli adesivi termoindurenti, una volta reticolate, creano un composto irreversibile ed è questa una delle caratteristiche che contraddistingue questo particolare tipo di materiali. Questi adesivi sono realizzati partendo da composti quali urea, formaldeide, fenoli, resoli, o ammine oppure partendo da poliesteri insature o da gruppi epossidici.

Per quanto riguarda gli adesivi per l'impiego strutturale le resine epossidiche costituiscono sicuramente la scelta migliore poiché possiedono ottime caratteristiche meccaniche, e nello stesso tempo riescono ad essere molto versatili grazie all'introduzione nella struttura chimica di indurenti, riempitivi, flessibilizzanti, tenacizzanti, acceleranti o ritardanti di processo che consentono di ottenere un'infinita varietà di adesivi capace di soddisfare qualsiasi tipo di applicazione. L'unico possibile svantaggio legato alla realizzazione di un adesivo epossidico perfettamente idoneo per l'applicazione desiderata è solamente l'elevato costo che questi materiali possono raggiungere.

3.3.3.3.2 Generica classificazione degli adesivi

Tenendo conto di quanto detto nel paragrafo precedente è possibile asserire che, per quanto riguarda gli scopi prettamente strutturali, gli adesivi più idonei e quindi maggiormente utilizzati, risultino essere gli epossidici, i poliesteri, gli acrilici ed i poliuretanic. Nel lavoro sperimentale oggetto della tesi, si è fatto uso specialmente di adesivi epossidici; per questo motivo, nel seguito saranno trattati tutti i principali adesivi utili per l'ingegneria strutturale, mentre sarà analizzata con maggiore dettaglio la parte relativa alle resine epossidiche.

3.3.3.3.2.1 Adesivi epossidici

Gli adesivi epossidici sono una classe di materiali che presenta una variabilità illimitata. La possibilità infatti di additivare al materiale base altre sostanze in grado di adattare l'adesivo a specifiche applicazioni li rende in assoluto i più utilizzati soprattutto in ambito strutturale. Oltre a questo vantaggio gli adesivi epossidici sono molto apprezzati in applicazioni strutturali e civili anche per queste ragioni:

- possiedono un'alta attività superficiale ed hanno ottime proprietà di bagnabilità per una vasta moltitudine di substrati;
- possono possedere una formulazione in grado di far reticolare l'adesivo dopo un periodo di tempo prolungato, il che semplifica le operazioni di applicazione dell'adesivo stesso;
- possono essere tenacizzanti grazie alla dispersione al loro interno di particelle di gomma;
- durante la reazione di polimerizzazione non si sviluppano prodotti secondari che potrebbero ridurre la superficie di incollaggio od ostacolare il processo di adesione;
- la reazione di reticolazione non crea nel giunto sforzi residui poiché durante l'operazione di indurimento non si ha una contrazione del materiale;
- possono essere resi tixotropici per applicazioni su substrati verticali;

- riescono ad occupare senza problemi irregolarità superficiali come cavità o pori, ad esempio su aderendi in calcestruzzo;
- possiedono ottime caratteristiche meccaniche.

Resine epossidiche

Le resine epossidiche sono state commercializzate per la prima volta durante la Seconda Guerra Mondiale. Le loro proprietà adesive avvengono dopo la polimerizzazione grazie ad agenti reticolanti, generalmente chiamati indurenti, che danno origine ad una struttura polimerica tridimensionale.

Indurenti epossidici

a) Poliammidi alifatiche

Questo tipo di sostanze sono i più comuni indurenti epossidici utilizzati per adesivi adatti per applicazioni a temperatura ambiente. Questo tipo di indurente va controllato con particolare attenzione perché molto reattivo. Una percentuale in eccesso rispetto alla quantità consigliata infatti rischia di dare all'adesivo una velocità di reticolazione troppo elevata, impedendone quindi le operazioni di stesura. Questo tipo di indurente svolge anche azioni di tipo chimico, migliorando la resistenza dell'adesivo in ambienti particolarmente aggressivi, riducendo l'assorbimento di umidità e rendendo anche l'adesivo resistente a particolari solventi.

Esse non forniscono una buona superficie di incollaggio ed infatti non vengono mai commercializzate così come sono, ma sempre additivate con altri costituenti capaci di eliminare gli inconvenienti ad esse legati, e sfruttando quindi le sole qualità di indurente da esse possedute. Una comune modificazione che spesso viene effettuata su questo tipo di composti è l'aggiunta di etere glicidico che rende infatti l'indurente meno sensibile all'umidità e l'adesivo con esso indurito più facilmente applicabile.

b) Ammine cicloalifatiche

Questo tipo di indurente può portare a notevoli miglioramenti nell'operazione di reticolazione dell'adesivo soprattutto in condizioni atmosferiche non ottimali, caratterizzate ad esempio da basse temperature ed alti livelli di umidità. Per questa

ragione le ammine cicloalifatiche sono spesso utilizzate come indurenti in quelle resine utilizzate in applicazioni civili esterne, come ad esempio il rinforzo strutturale di edifici danneggiati mediante compositi in FRP.

c) Ammine aromatiche

Questo tipo di indurenti porta ad una reticolazione lenta a temperatura ambiente, ma la loro funzione è anche quella di migliorare la resistenza dell'adesivo al calore ed alla corrosione.

Per variare il tempo di reticolazione è possibile o ridurre il quantitativo di ammine da aggiungere all'adesivo, o diluire le ammine in un solvente prima di additivare l'adesivo stesso. Quest'ultima operazione ha però lo svantaggio di diminuire notevolmente la forza del giunto una volta che l'adesivo si è solidificato. L'ottima resistenza all'umidità atmosferica ed al calore si giustifica andando ad osservare la struttura ad anelli del benzene capace di creare nelle ammine aromatiche un denso e rigido reticolo. Questa caratteristica rende però gli adesivi che presentano questo tipo di indurenti molto fragili, inconveniente che però può essere superato mediante l'utilizzo combinato di ammine aromatiche ed alifatiche.

d) Ammine secondarie e terziarie

Le ammine secondarie e terziarie possono essere utilizzate come unico agente polimerizzante, ma in una comune formulazione di adesivo esse si trovano mescolate in miscele, per esempio con acceleratori di reazione. L'adesivo indurito con queste particolari sostanze presenta caratteristiche chimiche e meccaniche inferiori rispetto allo stesso adesivo indurito con gli indurenti descritti in precedenza, ma ciò che rende molto utilizzate questo tipo di ammine è il basso costo.

e) Poliammidi

Queste sostanze danno all'adesivo un rallentamento nella reazione di polimerizzazione a temperatura ambiente, ne aumentano la flessibilità a scapito però dell'assorbimento di umidità che risulta essere maggiore. La polimerizzazione ad alta temperatura è ben controllata e le caratteristiche chimiche dell'adesivo non risultano essere modificate.

f) Polisolfidi

Gli indurenti polisolfidi sono stati i primi composti ad essere utilizzati come indurenti per le resine epossidiche. Oggi si usano in miscele combinate con ammine secondarie o terziarie, ed hanno anche la funzione di flessibilizzanti.

Additivi epossidici

a) Riempitivi

Nella maggior parte delle composizioni chimiche costituenti adesivi epossidici sono presenti additivi riempitivi spesso con la sola funzione di ridurre il costo dell'adesivo, ma anche per modificare alcune caratteristiche meccaniche o fisiche dell'adesivo, rallentando la propagazione di cricche all'interno dell'adesivo indurito, riducendo il ritiro termico in fase di solidificazione, inibendo la corrosione, o aumentando la resistenza al fuoco. Essi sono in grado di aumentare la viscosità dell'adesivo non ancora indurito; questa operazione risulta essere molto utile soprattutto per applicazioni in cui l'adesivo viene applicato su substrati verticali. I riempitivi hanno anche la funzione di aumentare la *pot life* dell'adesivo e di abbassarne il coefficiente di espansione termica. Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, i riempitivi tendono ad abbassare la resistenza a trazione e a flessione dell'adesivo, aumentando però quella a compressione e la resistenza all'impatto. Il comportamento fisico dei riempitivi varia notevolmente al variare della geometria e della natura dell'additivo utilizzato. Ad esempio si nota che riempitivi sferoidali aumentano l'assorbimento di umidità, viceversa se la loro forma è prevalentemente lenticolare questo fenomeno viene notevolmente ridotto.

Gli additivi riempitivi sono spesso costituiti da materiali di natura organica o inorganica. Una volta l'additivo riempitivo maggiormente utilizzato era l'amianto, ma data la sua alta tossicità oggi quel materiale è stato sostituito soprattutto da sabbia, silice, oppure polveri di talco o alluminio.

b) Diluenti

Questi additivi sono generalmente utilizzati per ridurre la viscosità dell'adesivo non ancora indurito, riequilibrando quindi l'effetto contrario generato dai riempitivi. Gli additivi diluenti permettono quindi che la miscela adesiva contenga una percentuale più

elevata di riempitivi con una conseguente riduzione del costo dell'adesivo, mantenendolo però lavorabile. I diluenti consentono inoltre di aumentare la facilità di stesura dell'adesivo, variarne la *pot life*, la flessibilità e la temperatura di transizione vetrosa. Se i diluenti non sono composti reattivi e quindi non hanno la funzione di solvente, generalmente tendono a peggiorare le proprietà chimiche e meccaniche dell'adesivo rendendo lo stesso più debole, e riducendo la forza di adesione.

e) Flessibilizzanti

Questi composti sono costituiti da lunghe molecole che, legandosi con le molecole direttamente responsabili dell'adesione, ne causano la plasticizzazione poiché ne riducono l'attrazione reciproca portando ad un conseguente aumento della flessibilità da parte dell'adesivo. Questi additivi migliorano la tenacità dell'adesivo, la resistenza all'impatto, e la resistenza allo strappo, ma riducono la resistenza a trazione ed abbassano la temperatura di transizione vetrosa.

f) Tenacizzanti

Gli adesivi polimerici non additivati tendono ad essere forti per quanto riguarda sforzi di taglio, trazione e compressione, ma fragili soprattutto se sottoposti a forze di apertura o strappo. Per questa ragione si sono sviluppati particolari additivi con la funzione di diminuire la fragilità dell'adesivo, aumentandone quindi la tenacità. Questi additivi chiamati tenacizzanti, consistono in una dispersione molto fine di particelle di gomma in grado di deformarsi assorbendo l'energia di frattura, e nello stesso tempo capaci di arrestare la propagazione di una cricca.

3.3.3.2.2 Adesivi poliestere

Questo tipo di adesivi è costituito prevalentemente da resine insature che reagiscono con un agente reticolante o un catalizzatore a base di perossidi organici, formando così una prima struttura reticolare. Questa struttura è in grado di polimerizzare con lo stirene a dare le cosiddette poliesteri insature che sono la vera base per questo tipo di adesivi. Uno svantaggio di questo tipo di adesivi è la forte contrazione in fase di reticolazione,

che può raggiungere valori anche superiori al 10 % in volume. Questa contrazione è dovuta sia alla riduzione di volume tra fase liquida e fase solida, che all'evaporazione dei solventi durante la polimerizzazione. Questo fenomeno pone un grosso limite; è per questo motivo che materiali fortemente soggetti a criccate, possiedono elevati sforzi residui, e non sono particolarmente tenaci.

Un altro svantaggio legato a questo tipo di adesivo è la tendenza ad assorbire umidità e la sensibilità ad ambienti alcalini. Tuttavia questi collanti sono utilizzati quando si ha necessità di ottenere una buona resistenza meccanica ed un tempo di reticolazione non eccessivamente elevato. Inoltre alcune formulazioni portano alla realizzazioni di adesivi che posseggono ottime caratteristiche meccaniche anche a temperature di esercizio di molto al di sotto dello zero.

3.3.3.2.3 Adesivi acrilici

I liquidi acrilici danno origine ad un ulteriore gruppo di resine reattive insature mono o bicomponente che sono utilizzate per la creazione di adesivi. Questo tipo di resine, che solo da pochi anni sono utilizzate in ambito strutturale, sono caratterizzate dal monomero metilmetacrilato che è in grado di polimerizzare mediante l'aggiunta di una variabile percentuale di catalizzatori o indurenti. Con questo tipo di formulazione è possibile ottenere strati adesivi molto spessi, anche intorno ai 5 mm, e nello stesso tempo un tempo di applicazione prima della reazione di polimerizzazione abbastanza elevato, da 10 a 60 minuti a seconda della percentuale di indurente utilizzato. Nella formulazione monocomponente, l'indurente è applicato sulla superficie di incollaggio di un aderendo, mentre sulla superficie dell'altro aderendo è applicato il monomero metilmetacrilato. Una volta che le due superfici sono messe in contatto e tra loro si esercita una determinata pressione, si attiva subito il processo di polimerizzazione che termina dopo solo 15 o al massimo 20 minuti. Dopo solo pochi secondi però il giunto è già maneggiabile e presenta uno strato adesivo di spessore massimo 0,5 mm.

A parità di condizioni esterne un giunto ottenuto utilizzando la formulazione monocomponente possiede migliori prestazioni che lo stesso tipo di giunto realizzato partendo dalla premiscelazione di resina ed indurente.

Particolari miscele possono portare alla creazione di adesivi in grado di assorbire diversi tipi di impurezze presenti sulle superfici degli aderenti, il che consente di ridurre le operazioni di pretrattamento superficiale con un elevato risparmio di tempo e denaro. Come per gli adesivi epossidici, anche gli acrilici possono essere tenacizzati con l'introduzione nella miscela adesiva di particelle di gomma e hanno un'ottima affinità con substrati polimerici. Altre caratteristiche di questi adesivi possono essere la facile tendenza all'infiammabilità in presenza di elevate fonti di calore, la propensione ad ossidarsi in fase di polimerizzazione con il risultato di ottenere un giunto con scarse proprietà adesive soprattutto nelle zone perimetrali dell'incollaggio, ed il fastidioso odore, caratteristica da non trascurare soprattutto se l'adesivo è utilizzato per applicazioni civili. Da diversi anni si è cercato di cambiare la composizione chimica di questi adesivi per ovviare a questo problema, ma i risultati sono stati l'ottenimento di adesivi inodore, ma molto meno performanti.

3.3.3.2.4 Adesivi poliuretanic

Lo sviluppo dei poliuretani fu relativamente veloce a causa della forte competizione che questi materiali subirono soprattutto nei confronti delle formulazioni epossidiche. Molti lavori già intorno agli anni '60 evidenziarono che i poliuretani possedevano molte e diverse proprietà e per questa ragione avrebbero potuto essere impiegati per molte e diverse applicazioni. Una di queste era l'utilizzo di questi composti come adesivi. Ancora oggi infatti gli adesivi poliuretanic rivestono un ruolo importante nell'industria strutturale poiché particolarmente idonei per specifiche applicazioni. Tra queste le principali possono essere l'assemblaggio di componentistica interna nel settore dell'automotive grazie alla elevata flessibilità, realizzazione di elementi strutturali prefabbricati poiché molto leggeri, o creazione di particolari giunzioni in grado di garantire anche ottime proprietà sigillanti.

Gli uretani sono prodotti partendo da isocianato che contiene gruppi in grado di reagire con qualsiasi materiale contenente atomi di idrogeno reattivi come acqua ammine o alcoli a dare lunghe catene molecolari caratterizzate da legami uretanic. Esiste una vasta disponibilità di questo tipo di adesivi tra cui miscele monocomponente,

bicomponente, sistemi con caratteristiche elastomeriche, o isolanti capaci di polimerizzare con successo anche in presenza di alte percentuali di umidità. Tutte queste formulazioni reticolando non creano prodotti secondari come ad esempio acqua e non rilasciano solventi. I substrati maggiormente incollati con adesivi poliuretanicici sono metalli, polimeri, FRP, ed anche legname. Ad oggi non si registrano applicazioni che vedono questi materiali su substrati ceramici o di tipo cementizio.

3.3.3.3.2.5 Sistemi siliconici

Si tratta in genere di prodotti di policondensazione mono o bicomponente a base di gomme al silicone che vulcanizzano a temperatura ambiente. Adempiono alla duplice funzione di incollanti e sigillanti, e sono utilizzati soprattutto in edilizia. Risultano anche idonei per particolari applicazioni strutturali o per altre utilizzazioni quali l'occlusione di cavità e di interstizi esistenti tra le superfici trattate, quella isolante o di protezione di particolari superfici. La polimerizzazione dei siliconi genera sottoprodotti di reazione, solitamente volatili, che di norma permettono di classificare gli stesi adesivi in: acetici, alcossici, amminici, ossimici. Questi ultimi sono anche chiamati neutri poiché il sottoprodotto viene nuovamente riutilizzato nella reazione di polimerizzazione.

3.3.3.4 Principali applicazioni degli adesivi strutturali

3.3.3.4.1 Storia ed applicazioni degli adesivi

Incollare “cose” tra loro è una pratica molto comune, e da sempre i materiali che possiedono proprietà adesive sono stati impiegati per le più svariate applicazioni. Adesivi naturali come amido, colle animali o resine di piante sono state usate da centinaia di anni, e ancora oggi trovano impiego per incollare particolari materiali come cartone, legno o qualsiasi tipo di imballaggio. Gli adesivi costituiti da gomma sono invece molto più recenti, risalgono infatti alla fine del 1800, e possono considerarsi i precursori dei moderni adesivi strutturali. Questi adesivi, ancora oggi utilizzati, sono particolarmente apprezzati nelle industrie di pneumatici, o nei calzaturifici. La nascita

dei moderni adesivi strutturali è da datarsi però intorno all'inizio del ventesimo secolo grazie alla scoperta delle resine a base di formaldeide. La scoperta di queste resine è conseguenza soprattutto della Seconda Guerra Mondiale, poiché molti prodotti naturali utilizzati come collanti erano poco reperibili, e fu proprio l'esigenza di cercare qualcosa di alternativo che spinse ad un notevole sviluppo nella ricerca e nella realizzazione delle prime resine sintetiche. Con questi nuovi prodotti fu possibile realizzare i primi aerei leggeri nonché strutture di diverso genere molto performanti e nello stesso tempo veloci da costruire e facili da maneggiare. Grazie a questi adesivi nei primi anni '50 vi fu un notevole incremento produttivo soprattutto per quanto riguarda quegli elementi in grado di essere efficacemente giuntati senza l'utilizzo di saldature o connessioni bullonate, come oggetti in legno o plastica delle più diverse forme, dimensioni ed applicazioni. La richiesta sempre più insistente di adesivi sintetici in grado di soddisfare applicazioni via via più tecniche ha portato all'inizio degli anni '70 allo sviluppo dei moderni adesivi strutturali a base di sostanze polimeriche termoplastiche, tra cui gli adesivi a base di PVA, o termoindurenti per i quali la prima soluzione scoperta furono le resine fenoliche. Questo tipo di materiali riscosse un notevole successo poiché in grado di possedere proprietà meccaniche bilanciate una volta reticolato, capacità di indurire rapidamente sulla maggior parte dei substrati, garantire una buona forza di adesione ma soprattutto un'ottima durabilità anche in avverse condizioni ambientali. Negli anni seguenti si resero disponibili in commercio altre resine ancora più performanti in grado di possedere eccellenti proprietà, anche migliori rispetto a quelle possedute dagli adesivi fenolici o PVA. Come visto nel paragrafo precedente questi composti sono quei materiali che oggi sono considerati i comuni adesivi strutturali costituiti da miscele polimeriche a base di stirene, poliuretani, gruppi acrilici, vinilici, epossidici o altri monomeri. Tra tutti quelli citati attualmente il gruppo di adesivi che possiede le migliori caratteristiche meccaniche ed il maggiore grado di affidabilità sono i composti epossidici.

Dato però il notevole sviluppo che negli ultimi cinquant'anni ha caratterizzato le resine sintetiche non stupirebbe nessuno se in un futuro adesivi acrilici o poliuretanicamente debitamente caricati fossero in grado di raggiungere le stesse prestazioni degli epossidici con il vantaggio di utilizzare un materiale più economico, meno tossico, e soprattutto non nocivo per l'ambiente.

3.3.3.4.2 Applicazioni ingegneristiche degli adesivi strutturali

È praticamente impossibile identificare e documentare tutte le applicazioni in cui si riscontra l'utilizzo di adesivi strutturali, è però possibile indicare delle classi ingegneristiche dove questi materiali vengono particolarmente utilizzati. Di seguito saranno elencati questi gruppi ed in particolare si porteranno degli esempi riguardo l'utilizzo in campo civile degli adesivi precedentemente descritti. Oltre all'ingegneria civile gli adesivi strutturali sono fortemente presenti in campo:

- aerospaziale;
- navale e strutture offshore;
- edilizio;
- ferroviario;
- automotive.

3.3.3.4.2.1 Principali applicazioni degli adesivi nell'ingegneria civile

Qualsiasi progetto nell'industria delle costruzioni si distingue da quelli di qualsiasi altro campo ingegneristico per il fatto che esso è solitamente unico, specificatamente commissionato e realizzato in situ. Le strutture civili infatti, ad eccezione dei componenti prefabbricati, non sono generalmente prodotte in massa, non sono realizzate prima e vendute in seguito, ma soprattutto non vengono prodotte su larga scala in capannoni, ma realizzate all'aperto. Per tutte queste ragioni è facile capire che in questo tipo di applicazioni è necessario non commettere errori né in campo progettuale né durante la realizzazione della struttura poiché risulterebbe difficile, nonché molto dispendioso,

operare in itinere per rimediare a eventuali errori di qualsiasi natura. È quindi fondamentale pianificare ogni intervento tra i quali anche la scelta e la metodologia di applicazione degli adesivi strutturali che intervengono nella realizzazione della struttura. Queste operazioni non sono affatto facili e per poter essere ottimamente realizzate hanno bisogno di un attento lavoro di ricerca, progettazione e più generalmente di una

grossa esperienza.

Detto questo, gli impieghi principali dove è possibile incontrare gli adesivi in strutture civili sono:

- realizzazione di membrane impermeabile su arcate di ponti;
- applicazioni di pannelli strutturali a pareti di edifici danneggiati;
- iniezioni di resina all'interno di fessure di calcestruzzi;
- collegamenti tra blocchi in asfalto su strutture autostradali;
- sistemi di ancoraggio per tiranti;
- rinforzi con lamine o tessuti in materiale composito fibrorinforzato su strutture danneggiate;
- rinforzi con barre o lamine in materiale composito fibrorinforzato in strutture nuove.

3.4 Sistemi di rinforzo

I sistemi di FRP idonei per il rinforzo esterno di strutture possono essere classificati nella maniera di seguito indicata:

- sistemi preformati (*precured systems*): sono costituiti da componenti di varia forma preparati in stabilimento mediante pultrusione o laminazione, i quali sono incollati all'elemento strutturale da rinforzare.
- sistemi impregnati in situ (*wet lay-up systems*): sono costituiti da fogli di fibre unidirezionali o multidirezionali o da tessuti che sono impregnati con una resina, la quale funge anche da adesivo con il substrato interessato (es. calcestruzzo, muratura).
- sistemi preimpregnati (*prepreg systems*): sono costituiti da fogli di fibre unidirezionali o multidirezionali o da tessuti preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata. Possono essere incollati al substrato da rinforzare con o senza l'uso di resine aggiuntive.

3.4.1 Proprietà meccaniche dei sistemi di rinforzo

Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità, mentre la matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre ed eventualmente tra queste ultime e l'elemento strutturale a cui il composito è stato applicato. La maggior parte dei compositi è costituito da fibre che posseggono un'elevata resistenza e rigidità, mentre la loro deformazione a rottura è inferiore a quella della matrice.

In *Figura 3.14* sono descritti qualitativamente i legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito. Si può notare come quest'ultimo presenti una rigidità inferiore a quella delle fibre e pervenga a rottura in corrispondenza di una deformazione, $\epsilon_{f,max}$, coincidente con quella di rottura delle fibre. Superata tale deformazione, infatti, non è possibile un completo trasferimento degli sforzi dalle fibre alla matrice.

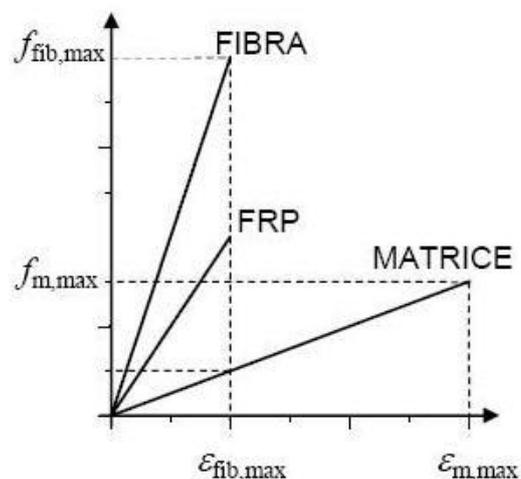


Figura 3.14 – Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito

A puro scopo esemplificativo, in *Tabella 3.7* sono confrontati i valori di alcune proprietà meccaniche di un prodotto preformato con quelli medi delle corrispondenti fibre. I valori del modulo di elasticità normale, E_t , e della tensione di rottura, f_t , del

composito risultano inferiori a quelli delle fibre, mentre i valori delle deformazioni ultime a trazione risultano tra loro comparabili.

Sistemi preformati	Modulo di elasticità normale		Tensione di rottura		Deformazione a rottura	
	[GPa]		[MPa]		[%]	
	FRP E_f	Fibre E_{fib}	FRP f_f	Fibre f_{fib}	FRP ε_{fu}	Fibre $\varepsilon_{fib,u}$
CFRP (basso modulo)	160	210-230	2800	3500-4800	1.6	1.4-2.0
CFRP (alto modulo)	300	350-500	1500	2500-3100	0.5	0.4-0.9

Tabella 3.7 – Confronto tra proprietà meccaniche di un prodotto preformato con quelle delle corrispondenti fibre – DT 200/2004

Nel caso di compositi costituiti da fibre unidirezionali è possibile stimare, con ragionevole approssimazione, il comportamento meccanico del composito mediante modelli micromeccanici, ad esempio utilizzando la regola delle miscele:

$$E_f = V_{fib} \cdot E_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot E_m$$

$$f_f \cong V_{fib} \cdot f_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot f_m$$

essendo V_{fib} la frazione in volume delle fibre (rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale del composito), E_{fib} ed E_m , rispettivamente, i moduli di elasticità normale delle fibre e della matrice.

Si segnala che la regola delle miscele, basata sull'ipotesi di perfetta aderenza tra fibre e matrice, fornisce, nel caso di compositi unidirezionali, una stima abbastanza accurata del modulo di elasticità normale, ma non altrettanto della resistenza. Ai fini della progettazione del sistema è comunque sempre necessario fare riferimento a valori sperimentali delle suddette quantità (E_f ed f_f), come verrà discusso nel prosieguo.

Per una corretta definizione della rigidità e della resistenza di un composito impregnato *in situ* è necessario conoscere la geometria (rapporto in volume o in peso delle fibre e della matrice) e le caratteristiche meccaniche dei componenti che costituiscono il composito in esame.

Per convincersene, si faccia ad esempio riferimento ad un composito costituito da un

nastro di tessuto unidirezionale, di larghezza pari a 100 mm (area delle fibre $A_{fib} = 70 \text{ mm}^2$), impregnato con quantità variabili di resina. È del tutto evidente che, dividendo l'area complessiva del nastro impregnato, A_f (somma di quelle della resina e delle fibre), per la sua larghezza, si ottiene lo spessore del composito. Le proprietà dei singoli componenti sono riportate in *Tabella 3.8*. L'influenza del contenuto di resina sui valori delle proprietà meccaniche nella direzione delle fibre, stimate attraverso le precedenti equazioni, è descritta in *Tabella 3.9*.

Fibre	Matrice
$E_{fib} = 220 \text{ GPa}$	$E_m = 3 \text{ GPa}$
$f_{fib} = 4000 \text{ MPa}$	$f_m = 80 \text{ MPa}$

Tabella 3.8 – Proprietà dei componenti – DT 200/2004

A_{fib} [mm ²]	A_m [mm ²]	A_f [mm ²]	V_{fib} [%]	E_f [GPa]	f_f [MPa]	ε_{fu} [%]	F_{fu} [kN]	$E_f \cdot A_f$ [kN]
70	0	70	100	220.0	4000	1.81	280.0	15400
70	30	100	70	154.9	2824	1.82	282.4	15490
70	70	140	50	111.5	2040	1.83	285.6	15610
70	163.3	233.3	30	68.1	1256	1.84	293.0	15890

Tabella 3.9 – Influenza della frazione volumetrica sulle caratteristiche meccaniche di un composito – DT 200/2004

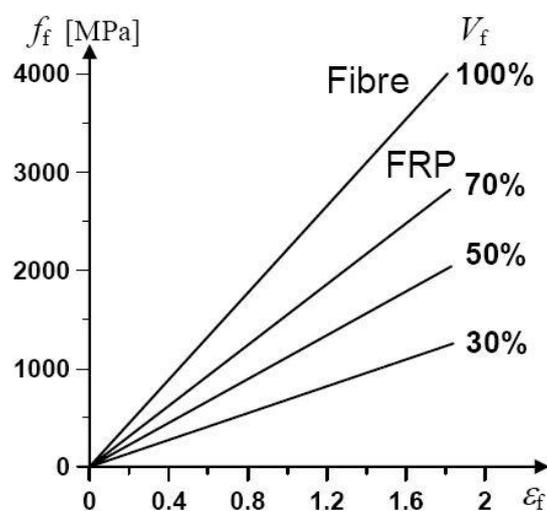


Figura 3.15 – Dipendenza del legame costitutivo del composito dalla frazione volumetrica – DT 200/2004

In particolare, la *Tabella 3.9* e la *Figura 3.15* si riferiscono a frazioni volumetriche delle fibre variabili tra il 30% e il 70%. Come caso limite è preso anche in considerazione il valore 100% della frazione volumetrica. I valori della rigidezza e della resistenza delle fibre sono notevolmente superiori a quelli della matrice (*Tabella 3.8*); conseguentemente, per valori della frazione volumetrica ricadenti nell'intervallo sopra considerato, le proprietà del composito (E_f ed f_f) sono governate principalmente da quelle delle fibre, dal momento che il contributo della matrice risulta irrilevante.

Se le suddette proprietà sono riferite alla sezione complessiva del composito è evidente che i valori del modulo di elasticità normale e dello sforzo di rottura diminuiscono all'aumentare della percentuale di resina, ovvero al diminuire della frazione volumetrica, V_f , rispetto ai corrispondenti valori riferiti alle fibre.

Lo stesso non capita riferendosi ai valori della forza di rottura, F_{uf} , e della rigidezza estensionale ($E_f \cdot A_f$), i quali subiscono invece variazioni trascurabili (3-4%). È infatti evidente che la riduzione dei valori di E_f ed f_f sono compensati dall'aumento dell'area della sezione totale trasversale rispetto a quella delle sole fibre.

Ciò dimostra che, nel valutare i valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nella progettazione del sistema di rinforzo, è sempre necessario conoscere la quantità di resina impiegata (frazione volumetrica V_f) qualora si faccia riferimento ai valori di rigidezza e resistenza del composito (E_f e f_f). In caso contrario, è necessario operare in termini di rigidezza estensionale del rinforzo, $E_f \cdot A_f$, e di resistenza ultima, F_{uf} , i quali possono essere valutati trascurando il contributo della matrice.

Si rileva che i valori così stimati non tengono conto, come meglio sarà chiarito nel prosieguo, di altri importanti parametri, legati alla produzione dello stesso composito, che influiscono sensibilmente sul suo comportamento a rottura.

3.4.2 Sistemi preformati

I compositi preformati sono caratterizzati da una disposizione unidirezionale delle fibre che permette di utilizzare, con buona approssimazione, la regola delle miscele per la determinazione dei valori delle caratteristiche meccaniche di rigidezza e di resistenza del composito, dal momento che le competenti frazioni volumetriche variano tra il 50%

e il 70%.

Tali valori rappresentano comunque solo una stima, spesso in eccesso, di quelli effettivi, in quanto non tengono conto dell'influenza di altri importanti parametri, quali l'aderenza tra fibre e matrice, la presenza di difetti di produzione e di vuoti o quella di imperfezioni nella distribuzione o nell'allineamento delle fibre. Per valutare affidabilmente i valori delle proprietà meccaniche del composito è necessario ricorrere ad adeguate sperimentazioni in modo da ottenere valori statisticamente significativi, che tengano conto anche del livello qualitativo della tecnica produttiva adottata.

3.4.3 Sistemi impregnati *in situ*

Nel caso di sistemi impregnati *in situ* non è possibile stimare *a priori*, con sufficiente accuratezza, lo spessore finale del laminato, ed è perciò consigliabile fare riferimento alle proprietà meccaniche ed all'area resistente del tessuto secco, basandosi sui dati forniti nelle schede tecniche. Nel caso di sistemi impregnati *in situ*, le proprietà meccaniche del composito non possono essere determinate semplicemente moltiplicando l'area resistente del tessuto secco, A_{rt} , per i valori del modulo di elasticità normale e della resistenza delle fibre o del tessuto. I valori riferiti alle fibre non tengono infatti conto della reale geometria del tessuto (tessitura, trama, ordito).

A tal riguardo è necessario segnalare che le curvature esibite dai fasci di fibre, in corrispondenza delle intersezioni trama-ordito, influenzano in modo considerevole le proprietà meccaniche del tessuto. Allo stesso modo, i valori di rigidezza e resistenza riferiti al tessuto secco, se eventualmente disponibili, non sarebbero utilizzabili direttamente per determinare le quantità relative al composito: essi infatti prescindono dalla presenza di imperfezioni geometriche (allineamento e regolarità di distribuzione delle fibre), di quella di vuoti e della irregolarità di distribuzione della resina influenzata dall'architettura del tessuto.

Per poter tener in conto l'effetto dei suddetti parametri è possibile operare in due modi alternativi, entrambi richiedenti adeguate informazioni da parte del produttore e/o del fornitore.

3.4.4 Sistemi preimpregnati

I compositi preimpregnati (*prepreg*) sono impregnati direttamente negli stabilimenti di produzione e, dopo un eventuale trattamento di pre-polimerizzazione della resina stessa, sono avvolti in rotoli. Il preimpregnato è un foglio sottile (di solito di spessore pari a circa 0.15 mm), flessibile e moderatamente appiccicoso, racchiuso tra due strati di *film* distaccante (carta siliconata o simili). Il preimpregnato deve essere conservato in condizioni controllate di umidità e temperatura e la sua reticolazione deve avvenire al momento dell'applicazione, con l'ausilio di un opportuno trattamento termico.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche e le schede tecniche è possibile fare riferimento ai sistemi impregnati in situ.

Capitolo 4 – SISTEMI D’ANCORAGGIO MEDIANTE CONNETTORI IN FRP

4.1 Determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo

Questo paragrafo tratta della determinazione delle principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per confezionare i provini necessari allo svolgimento delle prove di pull-out. I calcestruzzi che caratterizzeremo fanno parte di due getti con differenti caratteristiche. Nel primo caso si tratta di calcestruzzi con aggregati piuttosto grossi invece nel secondo caso si tratta di un calcestruzzo comune con aggregati di dimensioni inferiori. In entrambi i casi si è determinata la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo attraverso prove su cubetti R_{ck} , invece le restanti caratteristiche meccaniche utili per la modellazione analitica e numerica sono state ricavate dall’Eurocodice 2.

4.1.1 Prove sui calcestruzzi

Prove sui calcestruzzi con aggregati di grosse dimensioni

Come già accennato nei capitoli precedenti i provini appartenenti a questo set di prove sono stati realizzati presso il Laboratorio di Strutture del Politecnico di Milano. Per determinare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di cui sono fatti i provini, i prismi sono stati sottoposti a prove di compressione al fine di meglio caratterizzare il tipo di calcestruzzo che li compone. I provini sottoposti a prova di compressione sono tre e possiedono le seguenti caratteristiche geometriche:

Campione	Massa [kg]	Lunghezza [mm]	Larghezza [mm]	Altezza [mm]	Forma provino
Provino 1	19,344	200	204	200	Cubica
Provino 2	18,888	200	201	200	Cubica
Provino 3	18,865	200	199	200	Cubica

Tabella 4.1 – Caratteristiche geometriche dei provini di calcestruzzo con inerti di grosse dimensioni sottoposti a prove di compressione

Prove sui calcestruzzi costituenti i provini di dimensioni 15x15x15 cm

Durante lo sviluppo delle prove di pull-out sui connettori è stato necessario realizzare altre prove sperimentali al fine di ottenere dei risultati di spostamento tra connettore e substrato di maggiore precisione. Per questo motivo è stato condotto un secondo set di prove su provini in calcestruzzo di forma cubica, già disponibili presso il laboratorio di prove, di cui non si conosce il mix design; come è stato fatto per i provini costituiti da calcestruzzo di grosse dimensioni, anche in questo caso sono stati sottoposti a prove di compressione tre cubetti in calcestruzzo per determinare le caratteristiche di resistenza alla compressione proprie di quel calcestruzzo.

Campione	Massa [kg]	Lunghezza [mm]	Larghezza [mm]	Altezza [mm]	Forma provino
Provino 1	17,984	150	152	150	Cubica
Provino 2	18,095	150	150	150	Cubica
Provino 3	18,012	150	150	150	Cubica

Tabella 4.2 – Riassunto delle caratteristiche dei provini del secondo set di prove sottoposti a prove di compressione

4.1.1.1 Prova per determinare la resistenza caratteristica a compressione

Le prove a cui sono stati sottoposti i cubi in calcestruzzo hanno come scopo la determinazione della capacità del calcestruzzo di sopportare sforzi di compressione. Per questa tipologia di prova si è fatto riferimento alle norme UNI EN 12390-3 e UNI EN 12390-4 che descrivono le modalità e le caratteristiche necessarie alla macchina di prova per poter svolgere i test nel modo corretto.

Il provino viene posizionato al centro del piatto inferiore della pressa, dopo di che viene abbassato il piatto superiore fino al contatto con il provino stesso. La prova consiste nel caricare i provini fino alla rottura; si registra quindi il carico massimo sopportato dal provino e si calcola la resistenza alla compressione del calcestruzzo dividendo il carico massimo a rottura rispetto all'area su cui agisce tale carico.

Nel caso analizzato, avendo i provini forma cubica, è stato possibile determinare la resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} . È sempre opportuno fare questa precisazione, poiché a parità di calcestruzzo utilizzato, i valori ottenuti partendo da provini cilindrici o provini cubici non sono gli stessi. Esiste infatti una relazione tra resistenza caratteristica a compressione cilindrica e cubica, ed in particolare:

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

I risultati delle prove di compressione diretta effettuati sono riportati in *Tabella 5.1* e *Tabella 5.2*. I dati ottenuti per i diversi provini sono in accordo tra loro come testimoniato anche dal coefficiente di variazione che risulta essere inferiore al 7% e al 4% per i due diversi tipi di calcestruzzo.

Campione	Carico massimo [kN]	Resistenza a compressione [N/mm²]
Provino 1	1106,0	27,11
Provino 2	1159,0	28,83
Provino 3	1003,0	25,20
Media	1089,33	27,04
Coefficiente di variazione percentuale	7,28%	6,71%

Tabella 4.3 – Riassunto dei risultati ottenuti dalle prove di compressione sui provini costituiti da calcestruzzo con grandi dimensioni

Campione	Carico massimo [kN]	Resistenza a compressione [N/mm²]
Provino 1	1085,2	27,01
Provino 2	1054,3	27,64
Provino 3	986,5	25,55
Media	1042,0	26,73
Coefficiente di variazione percentuale	4,84%	4,01%

Tabella 4.4 – Riassunto dei risultati ottenuti dalle prove di compressione sui provini del secondo set di prove

4.1.1.2 Determinazione delle restanti caratteristiche meccaniche

Per la determinazione degli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione del calcestruzzo è stato seguito quanto riportato dalle norme *Eurocodice 2* e *NTC 2008*. In entrambe le normative si riporta come modulo elastico del calcestruzzo il valore espresso dalla seguente formula:

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Per il coefficiente di *Poisson* può essere adottato, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato), come riferito nel *Paragrafo 11.2.10* delle *NTC 2008*.

In tutti i casi in esame si è supposto un calcestruzzo non fessurato, per cui è stato considerato un coefficiente di *Poisson* pari a 0,2.

4.2 Determinazione delle caratteristiche della muratura

4.2.1 Caratterizzazione del mattone

Il mattone è un prodotto in materiale ceramico non vetrinato a pasta porosa, ottenuto dalla cottura ad elevate temperature di impasti di argilla e acqua e confezionato a forma di parallelepipedo. Per questo materiale sono state eseguite due tipologie di prove utili alla determinazione delle principali caratteristiche meccaniche del materiale.

La prima proprietà studiata è stata la resistenza a compressione su cubetti di materiale lateritico, significativa nell'analisi numerica condotta con il programma a elementi finiti descritto nel successivo *Capitolo 7* di questo elaborato di tesi. Infine è stato studiato il modulo elastico a trazione dei mattoni, dato anch'esso necessario per meglio rappresentare il comportamento della muratura nel programma a elementi finiti.

Prove di compressione sul mattone

La prova è stata condotta al fine di determinare la resistenza meccanica a compressione di mattoni secondo la normativa EN 772-1, “Metodi di prova per elementi di muratura - Parte 1: Determinazione della resistenza a compressione” su provini cubici.

Le dimensioni dei provini sono: $(40,0 \pm 0,4) \times (40,0 \pm 0,4) \times (40,0 \pm 0,4)$ [mm³].

La prova è stata eseguita su 8 provini in laterizio non sabbato, trattato secondo normativa ed essiccato in stufa a (105 ± 5) °C fino a raggiungere massa costante; il provino è ottenuto dal mattone intero per taglio, con una successiva rettifica delle superfici al fine di garantire l’appropriata e normata distribuzione dei carichi.

La strumentazione utilizzata in laboratorio consiste di un attuatore idraulico in controllo di spostamento. Per quanto riguarda l’esecuzione della prova: il provino viene inizialmente posizionato nella macchina dotata di piastre ad hoc per la geometria del campione in esame e in seguito sollecitato dalla macchina fino a rottura. Nel seguito si riportano i valori ottenuti dalla prova di compressione.

Campione	Forza di rottura [kg forza]	Sforzo [MPa]
Campione 1	11800	73,8
Campione 2	10800	67,5
Campione 3	12300	76,9
Campione 4	9800	61,3
Campione 5	11500	71,9
Campione 6	11350	70,9
Campione 7	11200	70,0
Campione 8	11350	70,9
Media	11262	70,4
Dev. St.	736	4,6

Tabella 4.5 – Risultati ottenuti dalla prova di compressione su cubetti in laterizio

Le modalità di frattura sono quelle tipiche riscontrabili in prove di questo genere su cubetti in laterizio, ossia rottura con formazione della tipica “clessidra”.



Figure 4.1 e 4.2 – Immagine della rottura riscontrata durante l'esecuzione delle prove di compressione

Determinazione del modulo elastico a trazione del mattone

La prova condotta ha lo scopo di determinare il modulo elastico a trazione del mattone. Le norme UNI non definiscono una metodologia per la determinazione di tale proprietà sugli elementi da muratura, per questo motivo si è deciso di seguire la normativa UNI EN 14580, relativa alle pietre naturali.

Per effettuare la prova si sono disposti tre cubetti sovrapposti, delle dimensioni indicate in precedenza, tra le due piastre della macchina di prova.

Per misurare la deformazione, sono stati posizionati quattro estensimetri sulle facce laterali del cubetto centrale, sottoposto ai maggiori sforzi di trazione poiché non soggetto a forze di attrito con le piastre della macchina. La deformazione considerata per il calcolo del modulo elastico è la media tra le quattro deformazioni rilevate sulle singole facce.

Per quanto riguarda la storia di carico, ogni provino viene sottoposto a due cicli di carico – scarico; successivamente viene lasciato trenta secondi scarico e infine viene caricato per la terza volta. La valutazione del modulo si colloca proprio in quest'ultimo intervallo di carico, in modo da favorire eventuali assestamenti all'interno del mattone che potrebbero portare ad errori nella misurazione.

La normativa prevede che lo sforzo massimo σ_0 sia pari a circa il 30% della resistenza a compressione, mentre lo sforzo minimo σ_u sia dell'ordine del 2%. Nel nostro caso il massimo sforzo σ_0 raggiunto è stato di circa 19 [MPa], dal momento che si è verificato

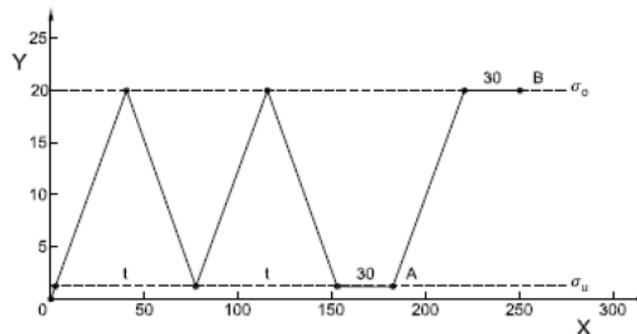
che la forza di rottura a compressione degli stessi cubetti di mattone risulta essere intorno a 112700 [N], che corrisponde ad uno sforzo di 70,43 [MPa].

La velocità di carico della prova, seguendo le indicazioni riportate in normativa, è stata di 0,4 [MPa/s].

Il modulo elastico a trazione è una proprietà intrinseca del materiale che esprime il rapporto tra tensione e deformazione nel caso di condizioni di carico monoassiale ed in caso di comportamento elastico del materiale.

La normativa fornisce la seguente relazione per la sua determinazione:

$$Eb = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_0 - \sigma_u}{\varepsilon_0 - \varepsilon_u}$$



*Figura 4.3 – Storia di carico a cui viene sottoposto ogni provino.
Asse x: tempo; Asse y: sforzo; A: punto di lettura dello sforzo minimo σ_u e della corrispondente deformazione ε_u ; B: punto di lettura dello sforzo massimo σ_0 e della corrispondente deformazione ε_0 ; t: tempo per un ciclo di carico o scarico
(Fonte: Normativa UNI EN 14580)*

Nel seguito riportiamo i grafici relativi alle curve da cui è stato possibile ricavare i valori del modulo elastico.

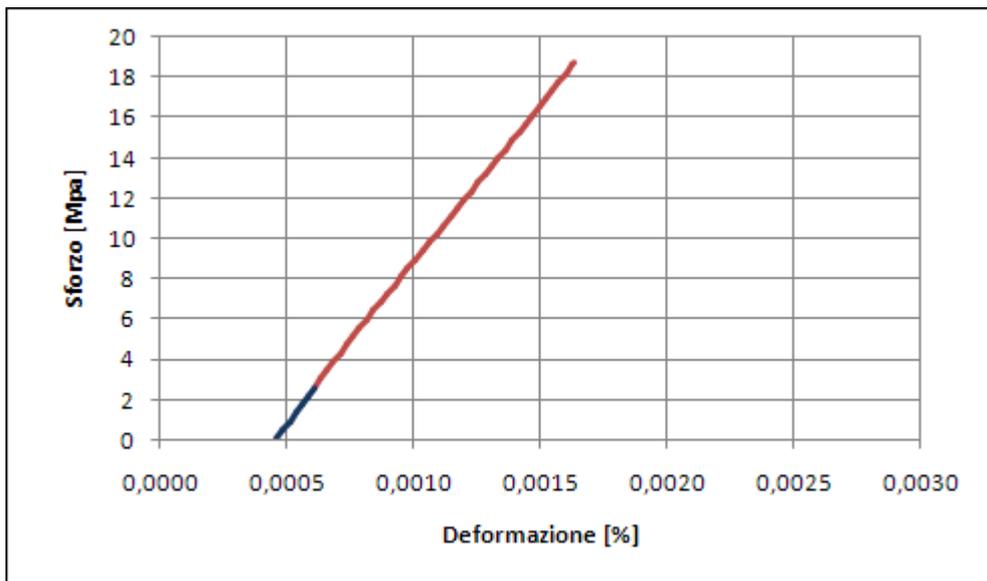


Grafico 4.1 – Grafico sforzo-deformazione del provino 1 corrispondente al tratto di curva in cui è stato calcolato il modulo elastico, curva evidenziata in rosso

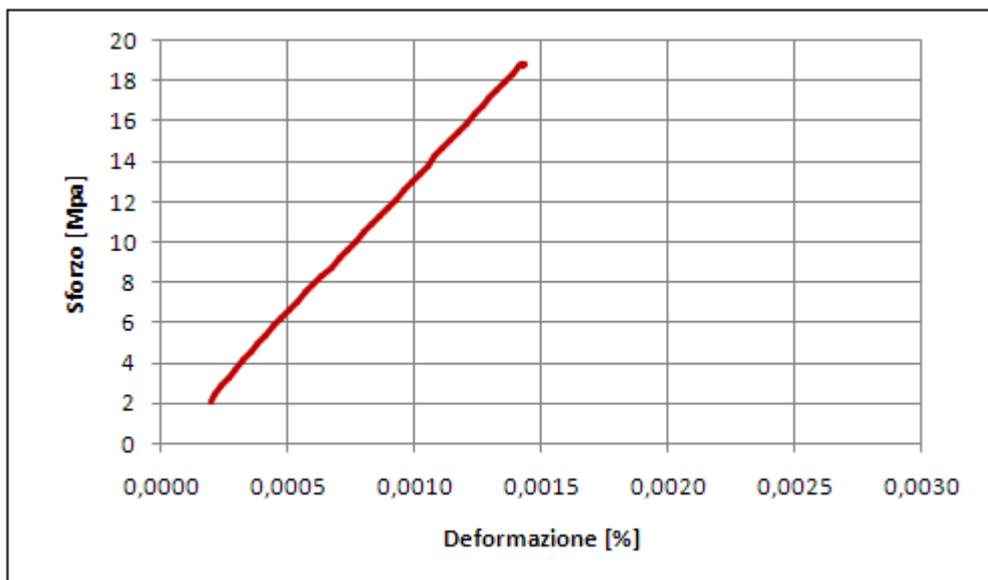


Grafico 4.2 – Grafico sforzo-deformazione del provino 2 corrispondente al tratto di curva in cui è stato calcolato il modulo elastico, curva evidenziata in rosso

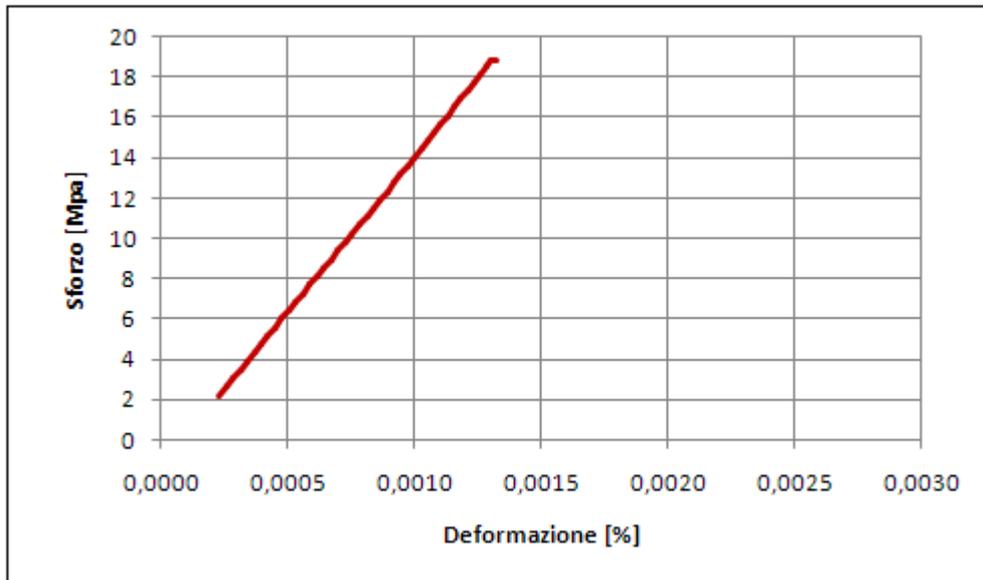


Grafico 4.3 – Grafico sforzo-deformazione del provino 3 corrispondente al tratto di curva in cui è stato calcolato il modulo elastico, curva evidenziata in rosso

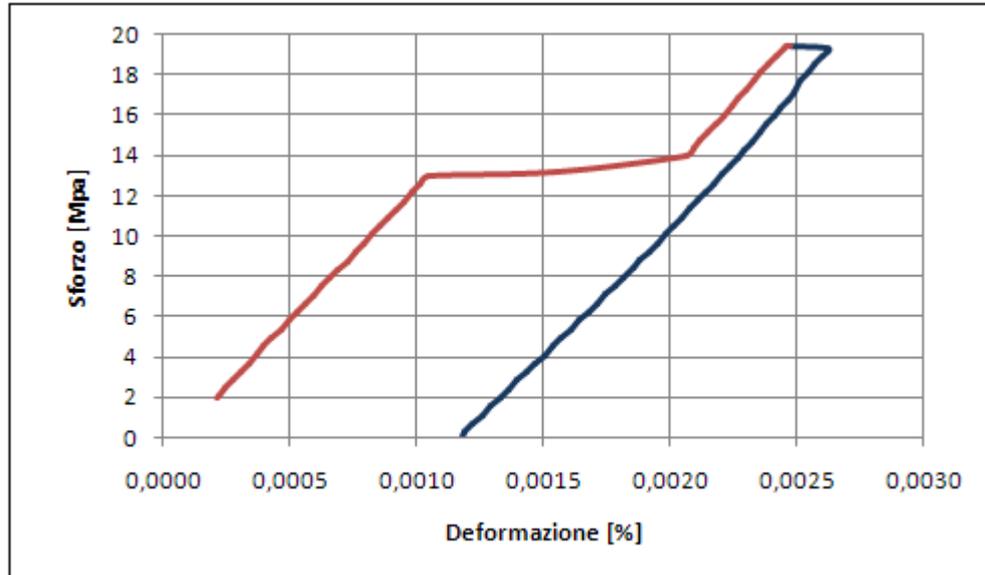


Grafico 4.4 – Grafico sforzo-deformazione corrispondente al terzo ciclo carico-scarico a cui è stato sottoposto il provino 4

Per quanto riguarda il campione 4, dal grafico e dai dati ottenuti dalle prove, possiamo notare che, quando la macchina ha impresso uno sforzo di 13 [MPa], si sono verificati internamente al cubetto degli assestamenti che hanno provocato una brusca variazione della deformazione. Questo fenomeno può essere attribuito alla struttura porosa del mattone e non deve essere confuso con un prematuro cedimento del campione: notiamo infatti che la pendenza della retta (ovvero il modulo elastico) rimane costante anche dopo il “salto” di deformazione.

Nel seguito riportiamo i dati ottenuti:

Campione	Modulo elastico [MPa]
Campione 1	15691
Campione 2	13185
Campione 3	15245
Campione 4	13497
Media	14404
Dev. St.	1248

Tabella 4.6 – Risultati ottenuti dalle prove per la determinazione del modulo elastico a trazione del mattone

La normativa prevede che i campioni siano di forma cilindrica o prismatica, con il diametro o una dimensione di almeno 50 [mm]. Tali dimensioni sono state studiate in modo tale che gli effetti di bordo, dovuti all’attrito tra il campione e le piastre della macchina non influenzino i risultati della prova.

Nel nostro caso non è stato possibile utilizzare campioni delle dimensioni indicate poiché lo scopo era caratterizzare il modulo elastico del mattone nella direzione di lavoro.

Secondo la normativa UNI 5628-65 le dimensioni di un mattone standard sono di 5,5×12×25 [cm]: partendo da un mattone di altezza 55 [mm] (direzione di lavoro) non sarebbe stato possibile riuscire a rettificare cubetti alti almeno 50 [mm]. Il rimedio è stato quello di utilizzare tre cubetti sovrapposti.

Osserviamo inoltre che, secondo normativa, al termine dei 30 secondi durante i quali il provino viene mantenuto ad uno stato di sollecitazione massima σ_0 , il provino dovrebbe essere portato a rottura.

Non è stato possibile effettuare tale operazione poiché la macchina utilizzata per lo svolgimento della prova non è in grado di applicare ai campioni uno sforzo così elevato.

4.2.2 Caratterizzazione della malta

Nel seguente paragrafo vengono descritte le prove utili alla caratterizzazione della malta utilizzata nella muratura presa in esame. Il tipo di malta che andremo a caratterizzare è una malta cementizia nota con il nome commerciale di SikaMonoTop[®]-722 Mur; si tratta di una malta pronta, monocomponente, fibrorinforzata, a base di leganti con aggiunta di reattivi pozzolanici, inerti selezionati e speciali additivi.

Le prove effettuate su di essa sono di due tipi: una prova necessaria per la determinazione della resistenza a flessione e una per la valutazione della resistenza a compressione.

Prove di flessione su malta cementizia

La prova di flessione ha lo scopo di determinare la resistenza a flessione della malta cementizia dopo 28 giorni di maturazione. Per la sua realizzazione, effettuata su una serie di 7 provini di dimensioni standardizzate e corrispondenti a $(160\pm 2) \times (40,0\pm 0,4) \times (40,0\pm 0,4)$ [mm³], si è fatto riferimento alla normativa UNI-EN 1015-11.

L'apparato strumentale utilizzato può essere schematizzato come segue:

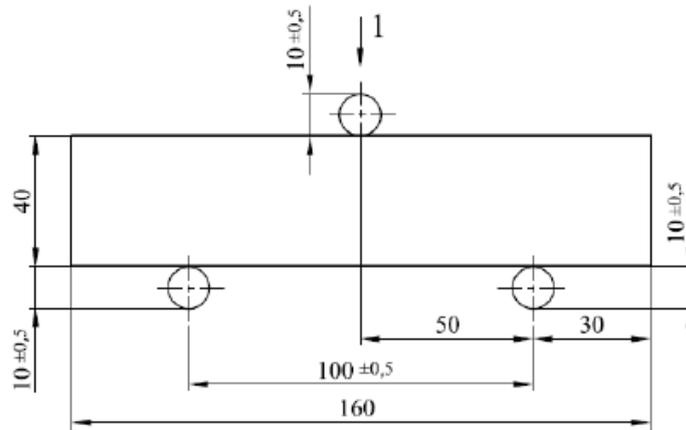


Figura 4.4 – Immagine relativa allo schema della prova di flessione effettuata su provini in malta cementizia

Il provino viene collocato tra tre rulli: due a contatto con la superficie inferiore, detti rulli d'appoggio, ed un terzo a contatto con la superficie superiore del provino. Il piano verticale passante per l'asse longitudinale di quest'ultimo deve cadere esattamente a metà dei piani verticali passanti per gli assi dei rulli inferiori.

La prova è stata condotta applicando al provino disposto sul macchinario un carico senza urti a velocità costante di 100 [N/s], fino a rottura.

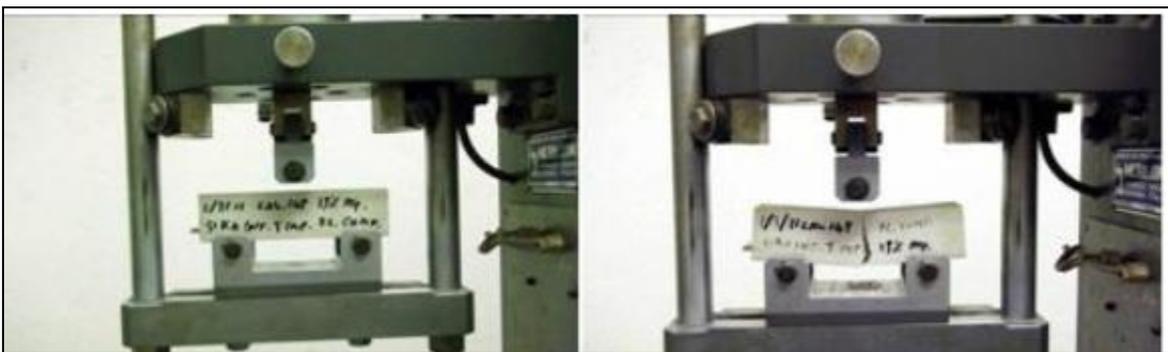


Figure 4.5 e 4.6 – Immagine della prova di flessione condotta su prismi in malta cementizia

Lo sforzo di rottura a flessione è stato calcolato, secondo normativa, mediante la seguente formula:

$$\sigma = 1,5 \times \frac{F \times l}{b \times d^2}$$

dove:

F = carico massimo applicato al campione in N

b = larghezza del campione in mm

d = spessore del campione in mm

l = distanza tra i rulli di sostegno in mm

Nel seguito si riportano i valori ottenuti dalla prova di flessione e di compressione.

CAMPIONE	DIMENSIONI			FLESSIONE	COMPRESSIONE 1	COMPRESSIONE 2
	Lunghezza [cm]	Larghezza [cm]	Altezza [cm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Campione 1	16	4	4	7,85	37,9	28,2
Campione 2	16	4	4	8,66	27,9	27,59
Campione 3	16	4	4	8,95	28,51	29,12
Campione 4	16	4	4	8,31	28,51	28,51
Campione 5	16	4	4	8,22	24,53	24,22
Campione 6	16	4	4	8,34	24,53	24,53
Campione 7	16	4	4	8,41	25,14	25,44
MEDIA				8,38	27,72	26,54

Tabella 4.7 – Risultati ottenuti dalle prove di flessione e compressione su campioni di malte cementizia

Prove di compressione su malta cementizia

Per la determinazione della resistenza a compressione della malta, la normativa di riferimento è la UNI-EN 1015-11.

I provini testati durante la prova di compressione sono gli stessi sottoposti a flessione.

In seguito a rottura per flessione, infatti, si ottengono due parti, ciascuna delle quali viene sottoposta a compressione. Con ‘*Compressione 1*’ facciamo riferimento alla prova di compressione sulla prima delle due parti ottenute, mentre con ‘*Compressione 2*’ ci riferiamo alla prova di compressione sulla seconda parte.

L'apparecchiatura utilizzata è costituita da due piastre d'appoggio in acciaio di durezza superficiale pari a 600 HV in conformità con la EN-ISO 6507-1. Le superfici devono essere il più possibile planari; la lunghezza e la larghezza delle piastre sono pari a 40 [mm], mentre lo spessore è 10 [mm].

La prova consiste nel posizionare il provino longitudinalmente tra le due piastre e sottoporlo a carichi crescenti ponendo attenzione a limitare il più possibile le vibrazioni. Per quanto riguarda la velocità di applicazione del carico, la normativa riporta diverse velocità di carico a seconda del tipo di malta utilizzato; nel nostro caso la scheda tecnica della malta riporta la sua appartenenza ad una *classe CS - II* per la quale è prevista una velocità di applicazione del carico di 100 [N/s].

I risultati della prova sono riportati nella tabella relativa alla prova di flessione su provini in malta cementizia.

4.3 Determinazione delle caratteristiche delle resine

Nei capitoli precedenti si è discusso sulle possibili applicazioni di adesivi in interventi di ripristino strutturale; ora si vuole analizzare con maggiore dettaglio i materiali componenti il sistema di rinforzo utilizzato negli interventi in esame.

Il sistema analizzato nel seguente elaborato di tesi, in particolare, si basa sull'applicazione di corde in CFRP e GFRP, mediante inghisaggio in fori ciechi o mediante sfocchettatura in fori passanti; tale tecnica è utilizzata per migliorare l'adesione tra il sistema di rinforzo e il supporto sul quale viene effettuato l'intervento.

Le corde in CFRP e GFRP, tipo SikaWrap[®] Anchor C e SikaWrap[®] Anchor G, vengono impregnate in sito mediante una resina epossidica tipo Sikadur[®]-52 e in seguito inghisate nel relativo substrato con la resina epossidica Sika[®] AnchorFix[®]-3⁺.

Di seguito vengono descritte le prove effettuate sui connettori così realizzati, concentrandosi principalmente sulle caratteristiche meccaniche possedute dall'adesivo e dal composito utilizzati per il rinforzo.

Descrizione generale dell'impregnante

Il tipo di intervento studiato presenta l'utilizzo di due tipi di resine, entrambe epossidiche, ma con differenti caratteristiche e modalità di uso.

Le prove riguardanti la caratterizzazione dell'adesivo mirano a determinare le caratteristiche meccaniche, soprattutto in relazione alla resistenza a trazione dell'elemento, e sono state eseguite sia sulla resina epossidica utilizzata per impregnare le corde, sia sulla resina epossidica utilizzata per inghisare il connettore o per realizzare la sfocchettatura nei sistemi con corde passanti.

L'adesivo utilizzato per impregnare le corde, sia nel caso della fibra di carbonio che in quello della fibra di vetro, è una particolare resina strutturale a bassa viscosità composta da una miscela bicomponente 'A'+ 'B'.

Il nome commerciale di questa resina è Sikadur[®]-52 e l'azienda produttrice è *Sika Schweiz AG* con sede a Zurigo. Il prodotto si trova in commercio in due versioni 'N' e 'LP'; le differenze riguardano le temperature del substrato sul quale viene posizionata la resina, in particolare:

- **Tipo N (pot life normale):** utilizzato con temperature del substrato tra i +5°C e i +30°C.
- **Tipo LP (pot life lungo):** utilizzato con temperature del substrato tra i +25°C e i +40°C.

Nei casi in esame è stato utilizzato il tipo N.

La preparazione della resina consiste nella miscelazione in opportune dosi dei due componenti, sino all'ottenimento di un composto fluido ed omogeneo; in particolare il componente 'A' deve essere miscelato con il componente 'B' in un rapporto in peso di 2:1, come previsto da relativa scheda tecnica del prodotto.

La miscela così ottenuta deve quindi essere applicata entro un determinato tempo, detto *pot-life*, misurato dal momento della miscelazione tra i due componenti. Per questo tipo di resina la *pot-life* varia dai 120 ai 10 minuti in funzione della temperatura, a seconda si operi a 5°C o 30°C. Come era prevedibile la *pot-life* diminuisce all'aumentare della

temperatura che infatti tende ad accelerare i processi di reticolazione.

La resistenza massima della resina si raggiunge dopo circa 7 giorni dalla sua applicazione. Le informazioni sul dosaggio ed, in generale, su tutte le principali caratteristiche della resina sono riportate nella scheda tecnica consultabile all'Appendice A di questo elaborato.

Nel seguito sono riportati i campi di utilizzo della resina analizzata. Normalmente questo tipo di adesivo viene impiegato come resina per iniezioni, con ottima adesione su calcestruzzo, malta, pietra, acciaio e legno.

In particolare viene utilizzato per riempire vuoti e fessure in strutture di ingegneria civile, industriale e residenziale come:

- ponti, gallerie, bacini di contenimento;
- pilastri e pali, travi, traverse e muri;
- piastre per pavimenti e soffitti.

La resina, inoltre, forma un'effettiva barriera contro le infiltrazioni d'acqua e delle sostanze che favoriscono la corrosione delle parti metalliche, oltre a legare strutturalmente le sezioni di calcestruzzo.

Questo prodotto possiede numerosi vantaggi, tra i quali:

- non contiene solventi;
- è applicabile su substrati umidi e asciutti;
- è applicabile anche a basse temperature;
- è presente in commercio in due tipologie a seconda delle diverse condizioni climatiche di applicazione (tipo N e LP);
- indurisce senza ritirarsi;
- possiede forti resistenze meccaniche;
- è duro, ma non fragile;
- ha una bassa viscosità;
- è iniettabile con pompe per monocomponenti.

Descrizione generale dell'adesivo per inghisaggio

L'adesivo utilizzato per inghisare le corde impregnate, sia nel caso di CFRP che di GFRP, è una particolare resina strutturale composta da una miscela di componenti 'A'+ 'B'. Il nome commerciale del prodotto è Sika[®] AnchorFix[®] -3⁺ e anche in questo caso l'azienda produttrice è *Sika Schweiz AG*.

Questo adesivo presenta caratteristiche tixotropiche prima della completa solidificazione, è privo di solventi e composto solo da una base di resine epossidiche caricate e da un catalizzatore all'interno del quale sono presenti speciali additivi. La preparazione della resina consiste nel miscelare in opportune dosi i due componenti sino ad ottenere un composto fluido ed omogeneo. In particolare il componente 'A' deve essere miscelato con il componente 'B' in un rapporto in peso di 1:1.

La resistenza massima della resina si ottiene dopo circa 7 giorni dalla messa in opera. Le informazioni sul dosaggio ed, in generale, su tutte le principali caratteristiche del prodotto sono riportate nella scheda tecnica consultabile all'*Appendice B* di questo elaborato.

Nel seguito sono riportati i campi di utilizzo della resina analizzata. Normalmente questo tipo di adesivo viene impiegato per il fissaggio di ancoraggi non espandenti nei seguenti campi:

Strutture:

- Ancoraggio di barre e tirafondi in nuove strutture e ristrutturazioni
- Barre filettate
- Bulloni e sistemi di fissaggio e rinforzo

Installazione di apparecchiature elettriche e meccaniche (riscaldamento, ventilazione, sanitari, ecc.)

- Ancoraggio di supporti per la canalizzazione e attrezzature

Metalli, carpenteria:

- Fissaggio di ringhiere, balaustre e supporti
- Fissaggio di parapetti
- Fissaggio di telai per porte e finestre

Sui seguenti sottofondi:

- Calcestruzzo
- Pietra naturale e ricostituita
- Roccia solida
- Mattoni pieni o forati
- Acciaio
- Legno.

I vantaggi posseduti da tale resina sono:

- lungo open time (tempo disponibile per l'applicazione);
- applicabilità su calcestruzzo umido;
- alta capacità portante;
- non cola, anche sopra testa;
- eccellente adesione ai sottofondi;
- indurimento senza ritiro;
- applicabilità con le normali pistole reperibili in commercio (in cartucce da 250 mL);
- emana poco odore;
- poco spreco di materiale.

4.3.1 Prove meccaniche sulle resine

Nel seguito elencheremo le prove che è possibile effettuare per la caratterizzazione delle resine appena descritte, i valori ottenibili e le normative di riferimento.

Più precisamente le prove e le norme di riferimento sono le seguenti:

- Prova di trazione (Norma di riferimento ISO 527:1996), da cui si possono ottenere modulo elastico, coefficiente di Poisson e resistenza ultima a trazione.
- Prova di compressione (Norma di riferimento ASTM D695), da cui si possono ottenere modulo e resistenza ultima a compressione.
- Prova di flessione a tre punti (Norma di riferimento ISO 178:2003), da cui si possono ottenere modulo e resistenza ultima a flessione.

- Prova punch tool (Norma di riferimento ASTM D732), da cui si può ottenere la resistenza ultima a taglio.
- Prova di torsione, da cui si possono ottenere modulo e resistenza ultima a taglio.

Preparazione dei campioni

Preparazione dei campioni di resina impregnante

La preparazione dei campioni di resina epossidica Sikadur[®]-52 Injection prevede la realizzazione di uno stampo delle dimensioni volute, nel caso studiato circa 25x25 [cm], dove viene versata la resina impregnante allo stato liquido. Per la preparazione di tale resina, essendo quest'ultima del tipo bicomponente come prima anticipato, è stato necessario preventivamente determinare le quantità dei due componenti base e miscelarli ottenendo un composto fluido e dal colore giallo-bruno.



Figura 4.7 - Resina Sikadur[®]-52 Injection nella confezione fornita dallo stabilimento

Nelle immagini a fianco viene mostrata la resina ancora liquida nello stampo. La misura dello spessore voluto viene effettuata mediante una riga graduata, valutando in alcuni punti lo spessore dello strato realizzato dalla resina.

Nella scheda tecnica riferita al prodotto si riporta un rapporto di miscelazione A:B = 2:1. In seguito alla determinazione delle quantità dei due componenti, questi vengono miscelati fino a ottenere un composto omogeneo di colore giallo-bruno. La seconda fase consiste nella realizzazione di uno stampo delle dimensioni volute in modo da poter colare la resina allo stato liquido entro lo stampo e ottenere in questo modo un panetto di resina dello spessore voluto.

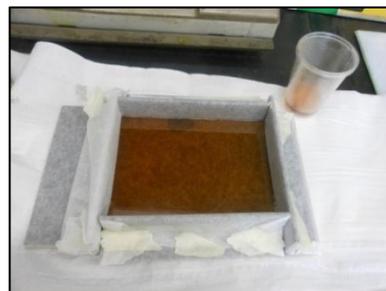


Figura 4.8 – Resina Sikadur[®]-52 Injection versata nello stampo

Preparazione dei campioni di resina inghisante

Nel paragrafo precedente si sono descritte le modalità di realizzazione di un panetto di resina epossidica Sikadur®-52 Injection necessaria all'impregnazione delle corde di fibra secca CFRP o GFRP.



Nel seguente paragrafo descriveremo le fasi per l'ottenimento di un panetto delle dimensioni uguali a quelle descritte precedentemente costituito da resina epossidica Sika® Anchorfix®-3+. Anche in questo caso la resina risulta essere bi componente e il rapporto di miscelazione A:B = 1:1. La resina deve essere iniettata mediante una pistola con beccuccio lungo tale da permettere ai due componenti di miscelarsi prima dell'iniezione.

La resina utilizzata per l'inghisaggio risulta poco liquida per cui è stato necessario pareggiare la superficie ottenendo in questo modo degli spessori il più omogenei possibile lungo lo sviluppo del panetto.



Figure 4.10 e 4.11 – Resina Sika® Anchorfix®-3+ nello stampo, data la poca fluidità della resina è stato necessario stendere la resina a mano per ottenere uno spessore del panetto il più regolare possibile

Preparazione dei provini di resina impregnante e inghisante

Una volta fatti indurire i panetti e asportati dagli stampi, si procede alla realizzazione dei campioni utili alle prove.

Per la definizione della loro geometria si è fatto riferimento alla norma ISO 527-1 dove vengono riportate le geometrie e i rapporti dimensionali tra le parti nel caso di provini in resina realizzati con invito. Nel seguito riportiamo le dimensioni dei provini realizzati sia con resina Sikadur®-52 Injection, sia con resina Sika® Anchorfix®-3+.

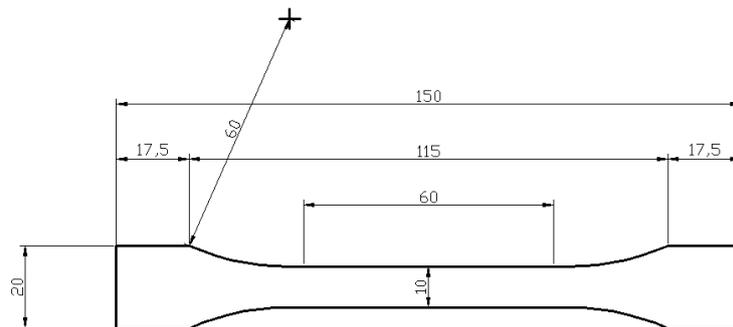


Figura 4.12 – Dimensioni dei campioni realizzati con resina Sikadur®-52 Injection

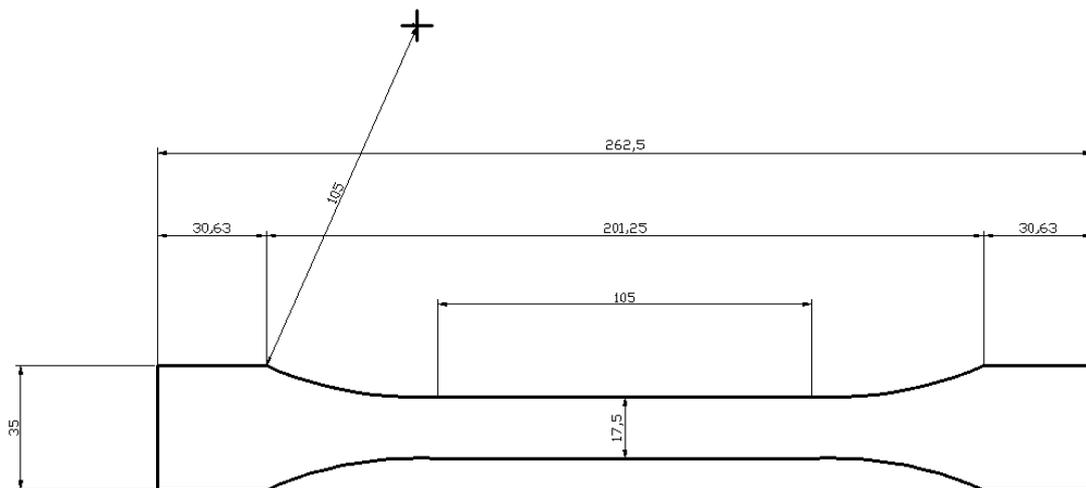


Figura 4.13 – Dimensioni dei campioni realizzati con resina Sika® Anchorfix®-3+

I provini sono stati sagomati mediante taglio con fresa a controllo numerico; successivamente sono state applicate alle loro estremità dei tabs in fibra di vetro

necessari per evitare che durante la prova si verificano rotture del campione in prossimità degli ancoraggi.

I provini ottenuti sono riportati nel seguito:



Figura 4.14 – Immagine dei campioni realizzati con resina Sikadur®-52 Injection



Figura 4.15 – Immagine dei campioni realizzati con resina Sika® Anchorfix®-3+

In totale si sono ottenuti 3 provini con invito per quanto riguarda la resina Sikadur®-52 Injection e 3 provini per quanto riguarda la resina Sika® Anchorfix®-3+.

Prova di trazione

La prima prova condotta al fine di caratterizzare meccanicamente i due diversi tipi di resina è stata la prova di trazione, avente come scopo la determinazione dei moduli elastici e delle resistenze ultime a trazione dei materiali.

I provini preparati come precedentemente descritto, di spessore pari a 4 [mm], sono stati spianati mediante l'utilizzo di una fresa, in modo tale da ottenere delle superfici regolari con spessore costante; tale procedimento è stato effettuato sia per i provini in resina impregnante, sia per quelli in resina inghisante.

Le prove sono state condotte su due differenti macchinari: la macchina di prova

INSTRON, con carico massimo assiale pari a 2 [kN], e l'MTS con carico massimo assiale pari a 25 [kN].

Una volta afferrato il provino tra le ganasce della macchina, facendo attenzione a non esercitare una forza di serraggio troppo elevata per non danneggiarne le estremità, si è proceduto montando nella zona centrale del campione un estensometro monoassiale.

Monitorando le deformazioni nella direzione di carico del provino è stato possibile calcolare il modulo elastico del materiale. Oltre all'estensometro, che durante la prova è stato rimosso ad un valore di deformazione longitudinale percentuale dello 0,2% per evitare che una rottura improvvisa del campione potesse danneggiarlo, per continuare a registrare le deformazioni sino a rottura è stato preso in considerazione lo spostamento effettuato dalla traversa della macchina di prova.

Le prove sono state condotte con una velocità di spostamento pari a 0,5 [mm/min] per la macchina INSTRON; invece, nel caso di prove eseguite con la macchina MTS, la velocità è stata di 1 [mm/min].



Figure 4.16 e 4.17 – Immagine dei campioni Sikadur®-52 Injection sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina INSTRON



Figura 4.18 – Immagine dei campioni Sika® Anchorfix®-3+ sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina INSTRON



Figure 4.19 e 4.20 – Immagine dei campioni Sikadur®-52 Injection sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina MTS



Figure 4.21 e 4.22 – Immagine dei campioni Sika® Anchorfix®-3+ sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina MTS

I dati acquisiti durante la prova sono la deformazione data dall'estensometro, lo spostamento letto dalla traversa e la forza esercitata dalla macchina. Nei grafici di seguito riportati vengono rappresentati gli andamenti forza-spostamento ottenuti dalle prove.

Gli andamenti forza-spostamento mostrati dal *Grafico 4.5* e dal *Grafico 4.6* risultano paragonabili in quanto in entrambi i provini si è verificata una rottura in mezzeria del campione; invece, per quanto riguarda l'ultimo provino, il *Grafico 4.7* mostra dei valori di forza e spostamento molto bassi dovuti alla preventiva rottura del campione agli afferraggi della macchina di prova.

Nei *Grafici 4.8, 4.9 e 4.10* vengono rappresentati gli andamenti forza-spostamento relativi alle prove di trazione monoassiale dei campioni in resina epossidica Sika® Anchorfix®-3+.

Nel *Grafico 4.8, 4.9 e 4.10* si nota come l'andamento forza-spostamento sia del tutto simile per tutti e tre i provini; in questi tre campioni, infatti, si è deciso di non giungere fino a rottura, ma di cogliere il tratto elastico fino al raggiungimento della forza

massima oltre la quale i provini manifestavano una forza che rimaneva costante per un certo tratto di spostamento, per poi decadere lentamente. Si è pertanto deciso di fermare in quel punto la prova di trazione.

Per il calcolo del modulo elastico, nei due casi di resina epossidica sottoposti alla prova di trazione, si è calcolata la pendenza della curva sforzo-deformazione in un intervallo di deformazione corrispondente allo 0,05% e allo 0,25% e, una volta ottenuti i valori della deformazione, si sono individuati i rispettivi valori di sforzo mediante la formula:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

dove F è la forza espressa in [N], valore fornitoci dalla macchina, ed A è l'area su cui agisce la forza calcolata in [mm²], rappresentata dalla sezione del campione nel suo tratto centrale. La valutazione delle deformazioni, per quanto riguarda il tratto compreso tra 0,05% e 0,25%, non ha necessitato di alcun calcolo poiché si sono utilizzati i dati di deformazione longitudinale forniti direttamente dall'estensometro.

In *Grafico 4.5, 4.6 e 4.7* sono riportati gli andamenti sforzo-deformazione così ottenuti. Il tratto evidenziato con un segmento di colore nero rappresenta l'intervallo di valori entro cui è stato calcolato il modulo elastico. Per quanto riguarda la frattura, questa si è verificata nei provini SA1 e SA2 nel centro del provino, invece per il provino SA3 si è verificata una rottura preventiva del campione agli afferraggi; nei primi due casi la rottura ha raggiunto valori di sforzo vicini tra loro. In *Tabella 4.8* sono rappresentati i valori di forza massima registrati dalla macchina, nonché i dati di modulo elastico e resistenza massima.

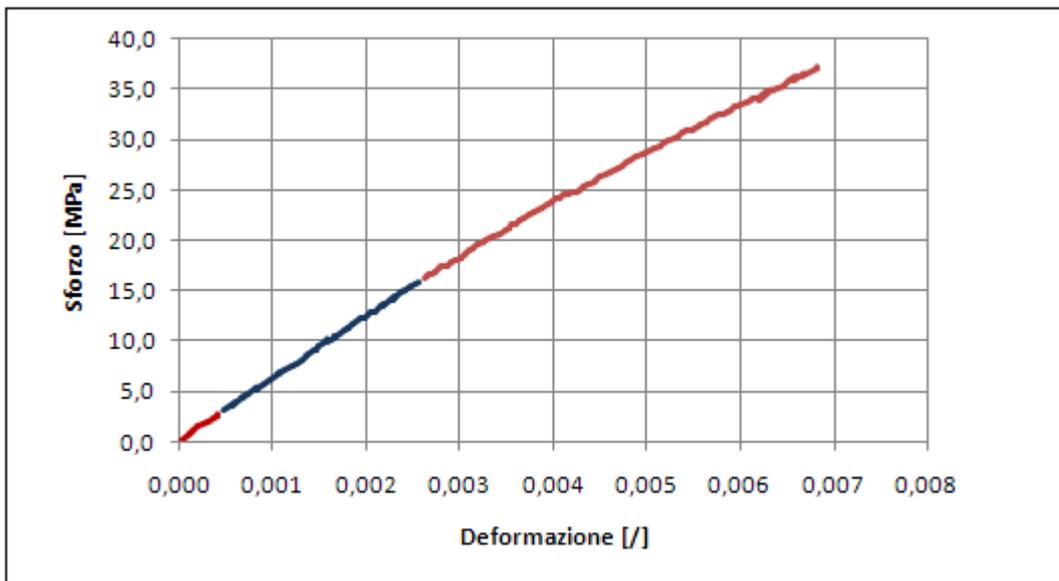


Grafico 4.5 – Grafico sforzo-deformazione del campione SA1 Sika® Anchorfix®-3+ sottoposto a prova di trazione monoassiale

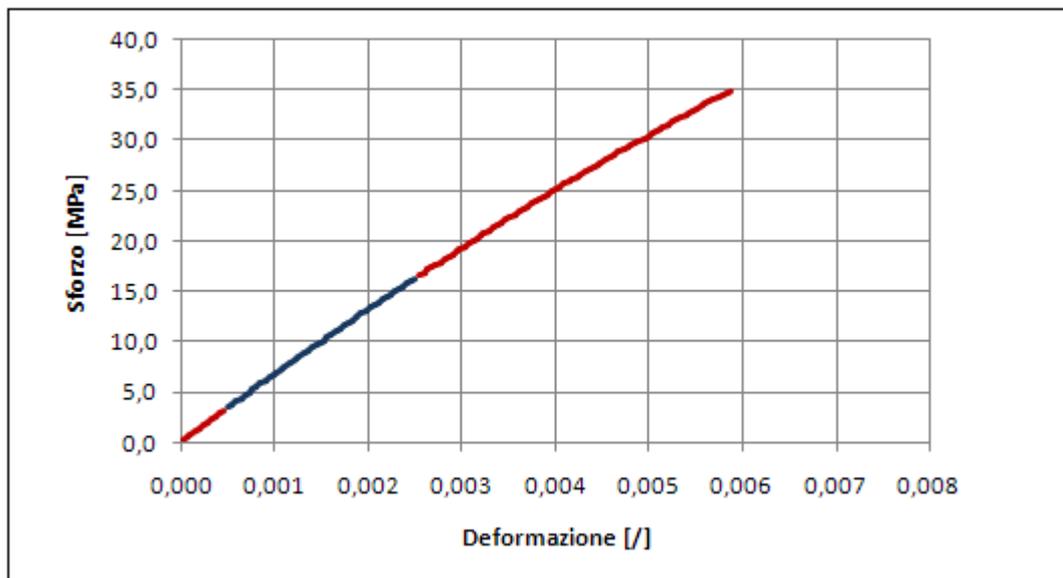


Grafico 4.6 – Grafico sforzo-deformazione del campione SA2 Sika® Anchorfix®-3+ sottoposto a prova di trazione monoassiale

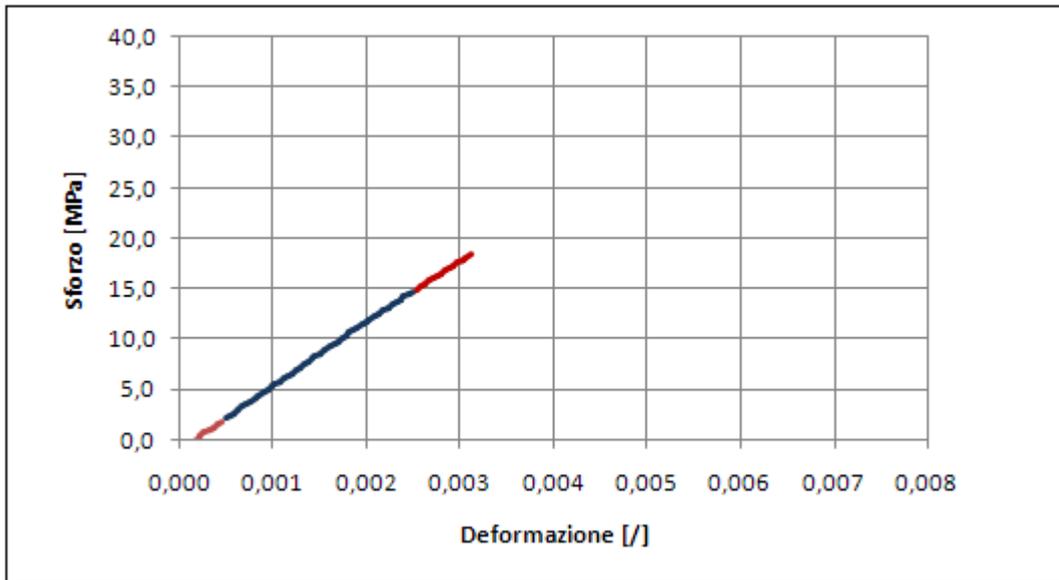


Grafico 4.7 – Grafico sforzo-deformazione del campione SA3 Sika® Anchorfix®-3+ sottoposto a prova di trazione monoassiale

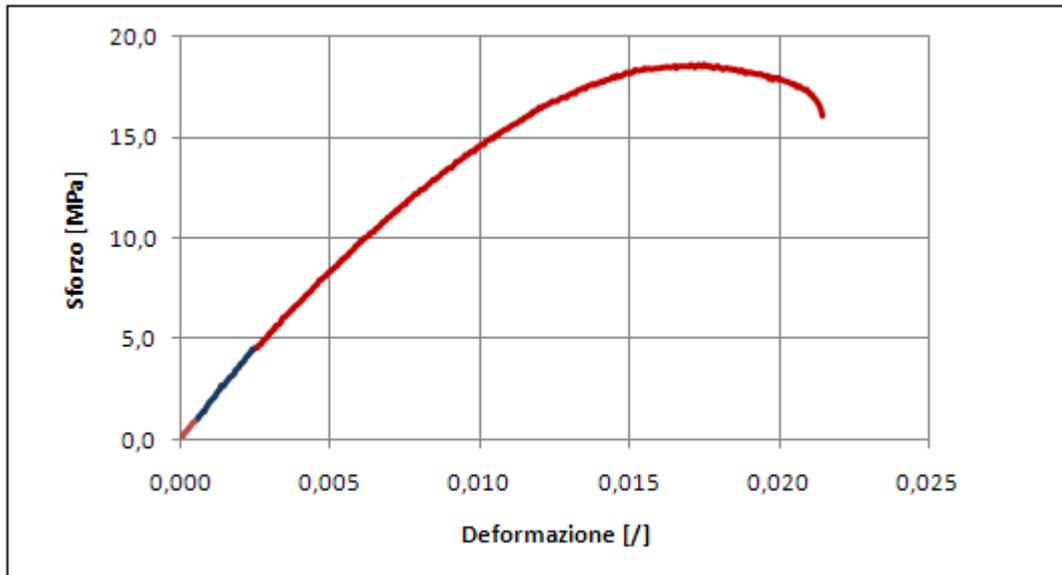


Grafico 4.8 – Grafico sforzo-deformazione del campione SD1 Sikadur®-52 Injection sottoposto a prova di trazione monoassiale

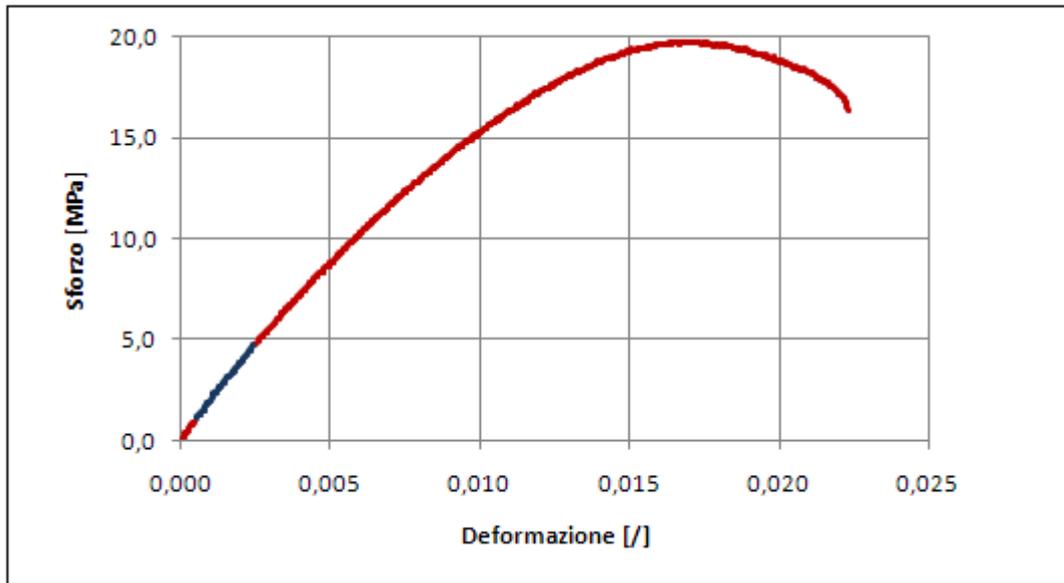


Grafico 4.9 – Grafico sforzo-deformazione del campione SD2 Sikadur®-52 Injection sottoposto a prova di trazione monoassiale

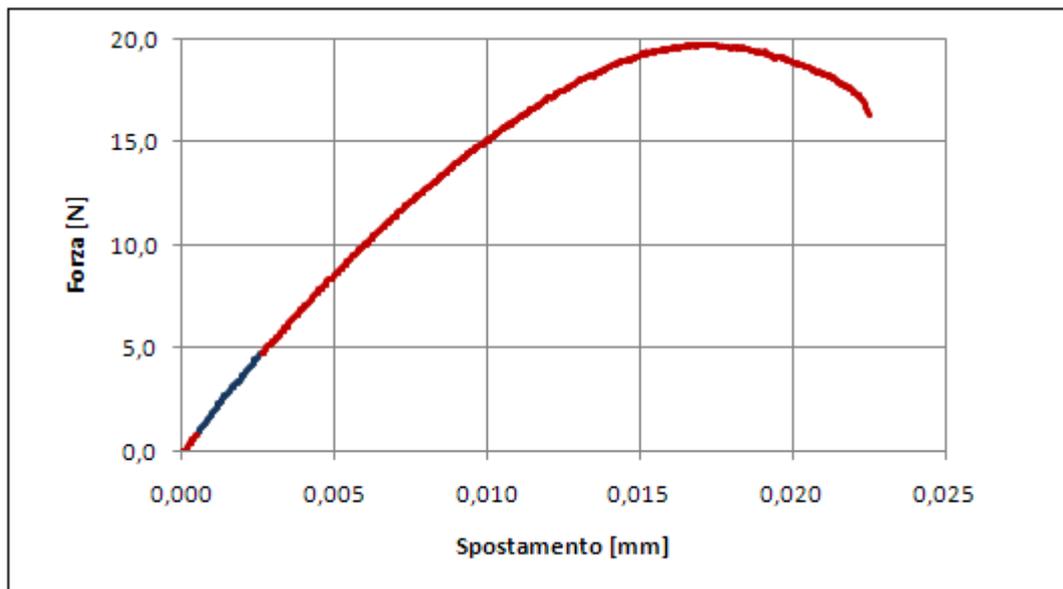


Grafico 4.10 – Grafico sforzo-deformazione del campione SD3 Sikadur®-52 Injection sottoposto a prova di trazione monoassiale

CAMPIONI DI RESINA EPOSSIDICA Sika® AnchorFix® -3+			
Campione	F max, trazione [N]	E trazione [MPa]	σ max trazione [MPa]
SA1	2393,11	6119,32	37,189
SA2	3415,48	6396,72	34,96
SA3	/	6319,34	/
Media	2904,295	6278,46	36,07
Coefficiente di variazione percentuale	24%	2,27%	4,36%
CAMPIONI DI RESINA EPOSSIDICA SikaDur® 52			
Campione	F max, trazione [N]	E trazione [MPa]	σ max trazione [MPa]
SD1	982,09	1750,78	18,628
SD2	1121,58	1860,70	19,757
SD3	1120,578	1872,54	18,95
Media	1074,74	1828,00	19,11
Coefficiente di variazione percentuale	7,46%	3,67%	3,04%

Tabella 4.8 – Riassunto caratteristiche meccaniche ottenute dalle prove effettuate

Le sei prove hanno fornito risultati in accordo tra loro. I coefficienti di variazione percentuale sono bassi a testimoniare la poca variabilità dei risultati ottenuti nelle sei diverse prove.

Tali coefficienti assumono infatti per il modulo elastico un valore pari al 2,27% nel caso della resina Sika® Anchorfix®-3+ e pari a 3,67% per la resina Sikadur®-52 Injection.

Per quanto riguarda la resistenza massima, questa risulta avere un coefficiente di variabilità molto più alto nel caso della prima resina, pari al 24%, invece del 7,64% della seconda resina, dovuto al fatto che un campione della resina epossidica Sika® Anchorfix®-3+ si è rotto a causa di un cattivo afferraggio della macchina che ha danneggiato e quindi indebolito il provino.

Questi valori sono stati calcolati valutando, per ciascuna variabile, la deviazione standard percentuale delle tre prove e dividendo tale valore per la media corrispondente.

4.4 Determinazione delle caratteristiche dei connettori in CFRP e GFRP

In questo capitolo saranno descritte le prove sperimentali effettuate sui materiali compositi utilizzati per realizzare il rinforzo di provini in calcestruzzo e di provini in muratura sottoposti a prove di pull-out.

Questi materiali sono facilmente disponibili in commercio e vengono quindi comunemente utilizzati nell'ambito civile; questo ha permesso di effettuare un'indagine sperimentale fedele rispetto a ciò che quotidianamente avviene nella realtà.

Nel capitolo relativo alla preparazione dei provini testati si sono descritte le fasi essenziali riguardanti la preparazione dei provini costituiti da connettori impregnati in fori ciechi e "fiocchi". La tecnica di realizzazione di tali elementi prevede la realizzazione del connettore partendo da corde secche in fibra di carbonio o vetro, commercialmente note come SikaWrap® Anchor C e SikaWrap® Anchor G, che vengono impregnate in opera mediante l'utilizzo di resina epossidica chiamata Sikadur®-52 Injection.

Tale tecnica, come sarà discusso nel seguito, viene ovviamente eseguita senza l'utilizzo di procedimenti automatizzati; è quindi presente una grande variabilità nel prodotto finale.

Le variabili che più influenzano le caratteristiche di resistenza del connettore sono:

- l'impossibilità di determinare la quantità di resina impregnante che si distribuisce lungo il connettore. Tale operazione deve essere infatti effettuata da personale competente, anche se, in ogni caso, risulta difficile riuscire a impregnare omogeneamente il connettore di fibra secca;
- il connettore, quando inserito nel foro cieco, risulta essere ancora allo stato "fresco". È compito dell'operaio, dopo aver concluso la fase di impregnazione, cercare di distribuire la resina epossidica in modo omogeneo lungo lo sviluppo della corda ed eliminare la parte di resina in eccesso; come risulta evidente è piuttosto difficile ottenere sezioni del connettore circolari e regolari.

Le operazioni sopra descritte sono utili per mettere in luce la grande variabilità di condizioni in cui i connettori sono posti in opera e in cui si trovano in esercizio; tali condizioni influenzano notevolmente sia il comportamento del connettore, sia le caratteristiche meccaniche dello stesso.

Nel seguente capitolo si è quindi deciso di effettuare una serie di prove di caratterizzazione utili per determinare le principali caratteristiche meccaniche dei connettori e le caratteristiche necessarie ad una completa definizione del prodotto realizzato in opera, mostrando che la maggiore o minore cura con cui il sistema viene realizzato influenza notevolmente le sue proprietà.

I tipi di rinforzo utilizzati in questo elaborato di tesi sono tutti costituiti da corde in CFRP e GFRP, quindi materiali compositi a matrice polimerica con rinforzo in fibre di carbonio o vetro. Inoltre si sono eseguite prove sia con corde precedentemente impregnate e inghisate in fori ciechi che corde impregnate e inghisate in fori passanti con sfiochettatura. Entrambi i tipi di ancoraggio sono stati realizzati con corde in CFRP e GFRP.

In questo capitolo si sono analizzati in dettaglio i materiali di rinforzo utilizzati e si riportano i risultati ottenuti dalle prove eseguite.

Sulle barre in CFRP e GFRP impregnate sono state effettuate prove di trazione strumentate dalle quali è stato possibile ricavare il modulo elastico e la resistenza a rottura.

Caratterizzazione delle corde

- **Descrizione generale delle corde**

Le corde in CFRP e GFRP vengono definite corde monodirezionali in fibre di carbonio o di vetro e sono utili al collegamento strutturale e all'ancoraggio nel rinforzo armato di murature o calcestruzzo o pietra, a seconda delle caratteristiche specifiche del tipo di supporto.

La tecnica di impregnazione prevede che la corda venga impregnata prima di essere inserita nel foro cieco o passante; è importante però che il posizionamento del sistema di

rinforzo nel foro avvenga prima che la resina sia reticolata, rendendo il composito più difficilmente deformabile.

I campi di impiego risultano essere i seguenti.

Per quanto riguarda la corda in fibra di carbonio SikaWrap® Anchor C:

- ancoraggio e connessione di tessuti e lamine in CFRP;
- esecuzione ancoraggi passanti in murature in calcestruzzo o mattoni, per il collegamento di lamine e tessuti in CFRP.

Per quanto riguarda invece la corda in fibra di vetro SikaWrap® Anchor G:

- ancoraggio e connessione di sistemi di rinforzo;
- esecuzione ancoraggi passanti in murature in mattoni o pietra

E i vantaggi per entrambi i materiali sono:

- fibre in carbonio o vetro: non soggette a fenomeni di corrosione;
- estremamente leggeri e maneggevoli per la messa in opera;
- elevata durabilità;
- elevata resistenza chimica;
- non richiedono sistemi di fissaggio meccanico temporaneo per la messa in opera.

Nel seguito riportiamo alcune caratteristiche delle corde utilizzate nel caso di CFRP e GFRP, come riportato dalla scheda tecnica consultabile all'Appendice C e D:

Tipo di corda	SikaWrap® Anchor C	SikaWrap® Anchor G
Diametro del connettore impregnato [mm]	10	10
Densità [g/cm ³]	1,82	2,6
Tensione a rottura delle fibre [MPa]	4800	2500
Modulo E delle fibre [GPa]	240	70
Deformazione a rottura delle fibre [%]	2,0	>4,0
Sezione di fibra resistente [mm ²]	27,3	25,9
Tensione di rottura a trazione delle fibre nel connettore impregnato [MPa]	1900	1600

Tabella 4.9 – Tabella di riepilogo caratteristiche dei connettori SikaWrap® Anchor C e SikaWrap® Anchor G

Tali materiali sono venduti in rotoli di diversi metri, con taglio minimo 10 m opportunamente confezionati in scatole di cartone. Le informazioni su tutte le principali caratteristiche meccaniche e fisiche dei tessuti sono riportate nelle schede tecniche consultabili nelle *Appendici C e D*.

Caratteristiche delle barre in FRP

La determinazione delle proprietà geometriche e meccaniche delle barre di composito fibrorinforzato richiede l'adozione di specifiche procedure.

- **Proprietà geometriche**

Le proprietà geometriche delle barre sono notevolmente difficili da determinare, data la grande variabilità a cui la preparazione del connettore è soggetta. Il connettore, come precedentemente esposto, essendo impregnato in opera, risente della cura e dell'esperienza che l'operatore addetto possiede. Inoltre anche prevedendo in cantiere personale altamente qualificato risulta comunque evidente l'impossibilità di ottenere connettori con sezioni circolari regolari. Dati questi aspetti, riscontrati anche durante la fase di sperimentazione, si è deciso di utilizzare nella determinazione delle caratteristiche meccaniche una sezione circolare media che più si avvicina alla condizione del connettore e che deriva dalla media delle misurazioni del diametro dei connettori effettuato a diverse lunghezze degli stessi.

Resistenza e modulo di elasticità a trazione in direzione longitudinale

Le barre di FRP, come altri compositi preformati, sono caratterizzate da un assetto unidirezionale delle fibre, generalmente presenti con una frazione volumetrica compresa tra il 50% e il 70%. Tale circostanza permette di utilizzare, per barre di piccolo

diametro, la regola delle miscele per la determinazione dei competenti valori delle caratteristiche meccaniche di rigidità e di resistenza. I valori così ottenuti rappresentano tuttavia solo una stima, spesso approssimata per eccesso, dei valori effettivi. Essi, infatti, non tengono conto dell'influenza di altri importanti parametri, quali l'aderenza tra fibre e matrice, la presenza di difetti di produzione e di vuoti o anche di imperfezioni nella distribuzione o nell'allineamento delle fibre.

Al fine di valutare in modo affidabile i valori delle proprietà meccaniche di una barra di FRP è necessario ricorrere ad adeguate sperimentazioni in modo da ottenere valori statisticamente significativi, che tengano conto anche del livello qualitativo della relativa tecnica di produzione. Gli approcci disponibili in letteratura per valutare la resistenza e il modulo di elasticità a trazione delle barre in direzione longitudinale sono di due tipi: il primo si basa su prove di trazione diretta, il secondo su prove di flessione, eseguite su campioni di barra annegati in travi di calcestruzzo. Sebbene fornisca generalmente valori della resistenza più elevati, la prova di trazione diretta è più agevole e, pertanto, viene preferita sul piano operativo.

Nel seguito sono riportate le prove per la caratterizzazione delle barre di FRP, proposte dall'ACI Committee 440 nel documento dal titolo: "*Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*" (2004). Nel presente paragrafo è riportata nelle sue linee essenziali la prova di identificazione delle proprietà meccaniche di una barra di composito, riportata nel documento CNR DT 203. Per l'esecuzione di questo test sono richieste condizioni ambientali standard di laboratorio: temperatura di 23 ± 3 °C e umidità relativa del 50 ± 10 % nonché il confezionamento di almeno cinque provini di FRP, preventivamente condizionati e stagionati in laboratorio per almeno 24 ore.

Le prove che nel seguito andremo a descrivere sono state eseguite su campioni di corde, preventivamente impregnate in laboratorio, in CFRP e GFRP. In entrambi i casi i provini sono stati impregnati in laboratorio, utilizzando la resina epossidica Sikadur[®]-52, e sono stati lasciati maturare per più di 72 ore in posizione verticale. I provini sono stati poi sottoposti a prove di trazione con una macchina orizzontale AMSLER da 300 kN. Per il posizionamento dei campioni nella macchina di prova sono stati utilizzati afferraggi in carborundum. Due prove sono invece state realizzate sulla macchina MTS 250 kN; in questo caso i campioni sono stati inseriti in afferraggi cilindrici in alluminio

utilizzando la resina Sika® AnchorFix®-3⁺ lasciata maturare per 36 ore.

I campioni hanno diametro di 10 mm e lunghezza di circa 1200 mm. In totale sono state eseguite 6 prove a trazione per provini in corde in CFRP impregnate e 5 prove per le corde in GFRP impregnate.

Macchina di prova		Macchina di prova MTS 250kN,	Macchina di prova orizzontale AMSLER da 300 kN
Tipo di afferraggio		Afferraggi cilindrici in alluminio utilizzando la resina Sika® AnchorFix®-3 ⁺ lasciata maturare per 36 ore	Afferraggi in carborundum
Tipo di corda	Corda in CFRP	X	X
	Corda in GFRP	X	X
Numero provini testati	Corda in CFRP	2	4
	Corda in GFRP	1	4

Tabella 4.10 – Prove di trazione monoassiale su connettori CFRP e GFRP

Nel seguito è riportata la geometria dei campioni con le lunghezze di ancoraggio e le lunghezze totali dei campioni.

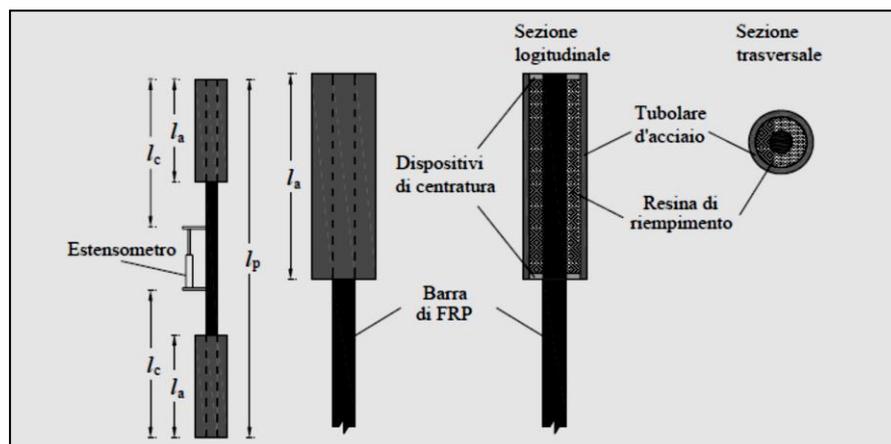


Figura 4.23 – Geometrie di prova e apparecchiatura

La caratterizzazione delle barre viene condotta mediante una prova monotona di trazione a controllo di spostamento.

Dalla prova condotta si è ottenuto un diagramma forza-deformazione da cui è desumibile la tensione di rottura, $f_{fu,p}$, mediante la relazione:

$$f_{fu,p} = F_{fu,p} / A_b$$

dove $f_{fu,p}$ e A_b rappresentano, rispettivamente, la forza di rottura registrata e l'area del provino.

Il modulo di elasticità normale a trazione, $E_{f,p}$, può essere determinato operando una regressione lineare sui dati acquisiti nell'intervallo compreso tra il 20% e il 50% della tensione di rottura, oppure, in alternativa, ricorrendo alla seguente formula semplificata:

$$E_{f,p} = \frac{F_1 - F_2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) * A_b}$$

in cui con F_1 ed ε_1 si sono indicate, rispettivamente, la forza e la deformazione corrispondenti al 50% della tensione di rottura; con F_2 ed ε_2 , rispettivamente, la forza e la deformazione corrispondenti al 20% della tensione di rottura.

La deformazione ultima del campione testato, $\varepsilon_{fu,p}$, può essere determinata attraverso la seguente relazione:

$$\varepsilon_{fu,p} = \frac{F_{fu,p}}{E_{f,p} * A_b}$$

Risultati delle prove di trazione su corde in CFRP e GFRP impregnate

In questo paragrafo ci occupiamo di descrivere i risultati delle prove e le considerazioni fatte.

Come riportato nella trattazione precedente si sono utilizzati due tipi di afferraggio per consentire alla macchina di effettuare la prova di trazione descritta in precedenza. I due tipi di afferraggio sono i seguenti:

- **macchina di prova MTS 250 kN:** in questo caso i campioni sono stati inseriti in

afferraggi cilindrici in alluminio utilizzando la resina Sika® AnchorFix®-3 lasciata maturare per 36 ore;

- **macchina di prova orizzontale AMSLER da 300 kN:** per bloccare i campioni sono stati utilizzati afferraggi in carborundum.

In alcuni provini si è verificato uno scorrimento tra la barra impregnata e l'afferraggio come mostrato nella seguente figura.



Figura 4.24 – Immagine del particolare di scorrimento tra barra e afferraggio

In provini di questo tipo, per quanto riguarda i connettori in CFRP, come mostrano i dati ottenuti dalla prova, si osserva che al crescere della forza si verificano considerevoli incrementi negli spostamenti che sono attribuibili allo scorrimento relativo della barra rispetto all'afferraggio. I dati ottenuti dalla prova mostrano con evidenza questo comportamento, riscontrabile in particolare nei campioni C5 e C6. Si precisa che i campioni C3 e C7 sono stati scartati in quanto ritenuti poco affidabili. I *Grafici 4.21, 4.22 e 4.23* riportati nel seguito, mostrano l'andamento dei risultati in diagrammi forza-spostamento dei provini testati con prove di trazione monoassiale. I provini C1, C2 e C4 mostrano dei risultati perfettamente comparabili con un andamento forza-spostamento quasi identico. Per i restanti provini si è deciso, alla luce delle considerazioni fatte e riscontrabili durante l'esecuzione delle prove stesse, di trattare i dati ottenuti in modo da avere risultati che fossero comparabili con gli altri.

In particolare per i campioni C5 e C6 si è evidenziato che lo scorrimento era localizzato

fondamentalmente all'inizio della prova, mentre verso la conclusione della stessa si ottenevano degli andamenti forza-spostamento di tipo lineare del tutto paragonabili a quelli dei campioni C1 e C2. Per questo motivo si è deciso di considerare come effettivo l'andamento finale di quelle prove e ricostruire il grafico eliminando lo scorrimento iniziale. I dati ottenuti sono riportati nei *Grafici 4.21, 4.22 e 4.23* e sono relativi ai campioni C1, C2 e C4 che forniscono i risultati maggiormente comparabili tra loro.

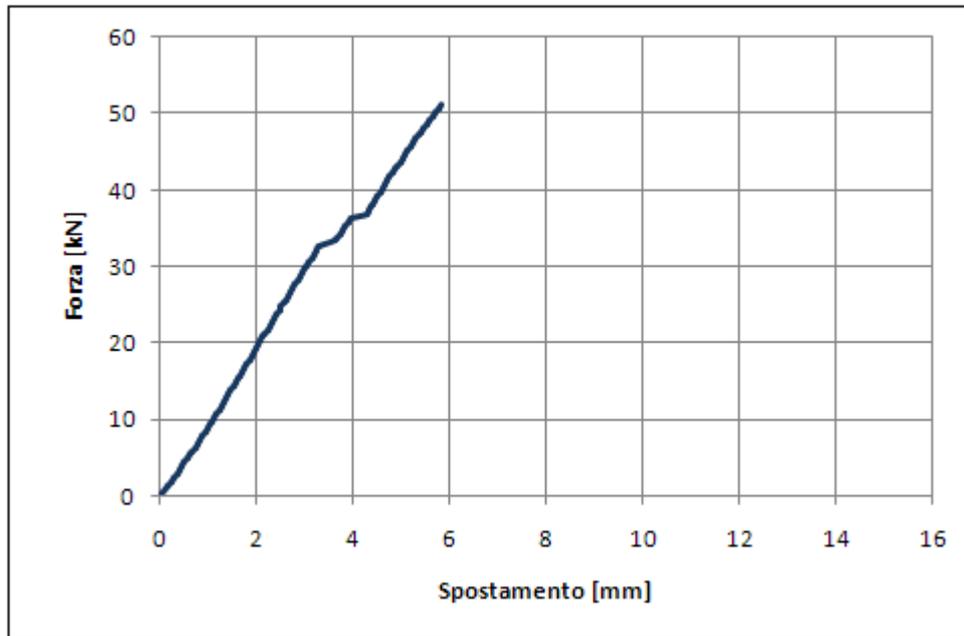


Grafico 4.11 – Grafico forza-spostamento provino C1, dati trattati

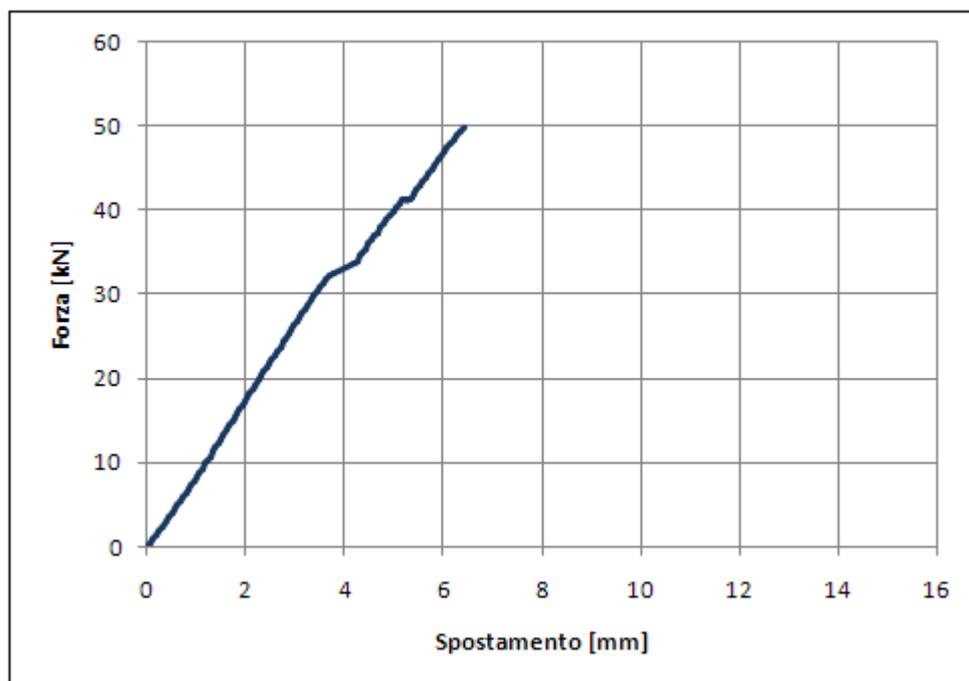


Grafico 4.12 – Grafico forza-spostamento provino C2, dati trattati

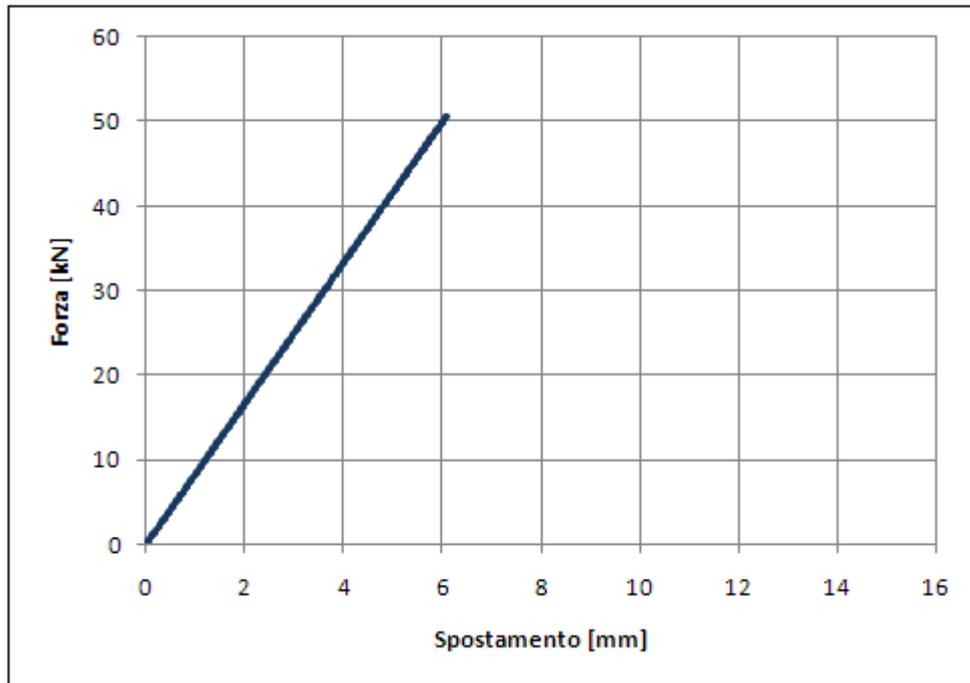


Grafico 4.13 – Grafico forza-spostamento provino C4, dati trattati

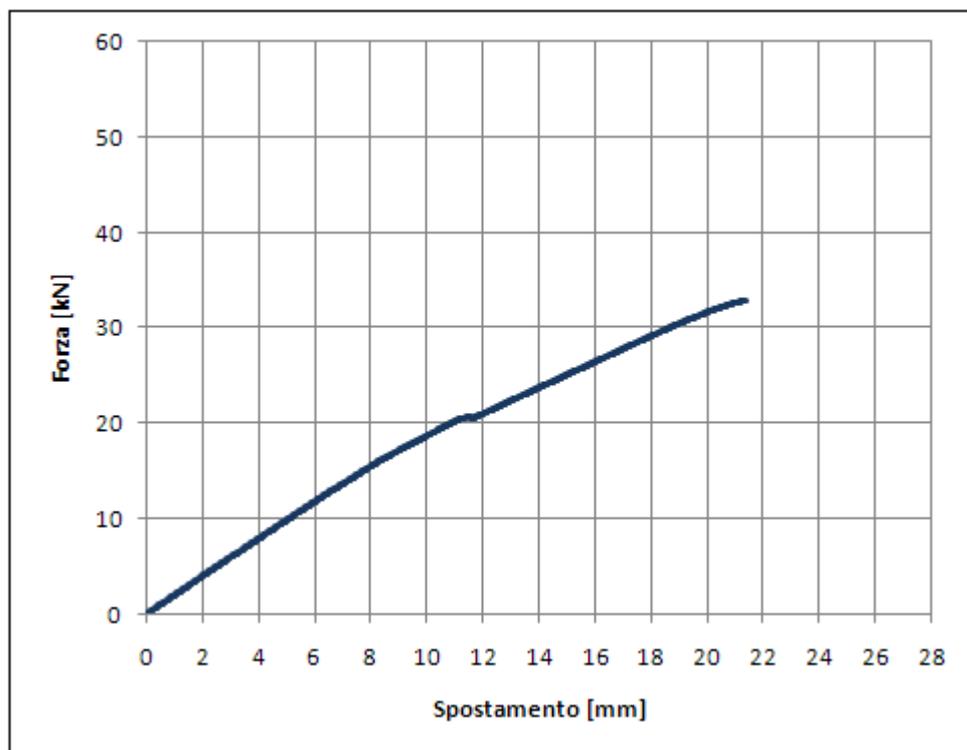


Grafico 4.14 – Grafico forza-spostamento provino G1, dati trattati

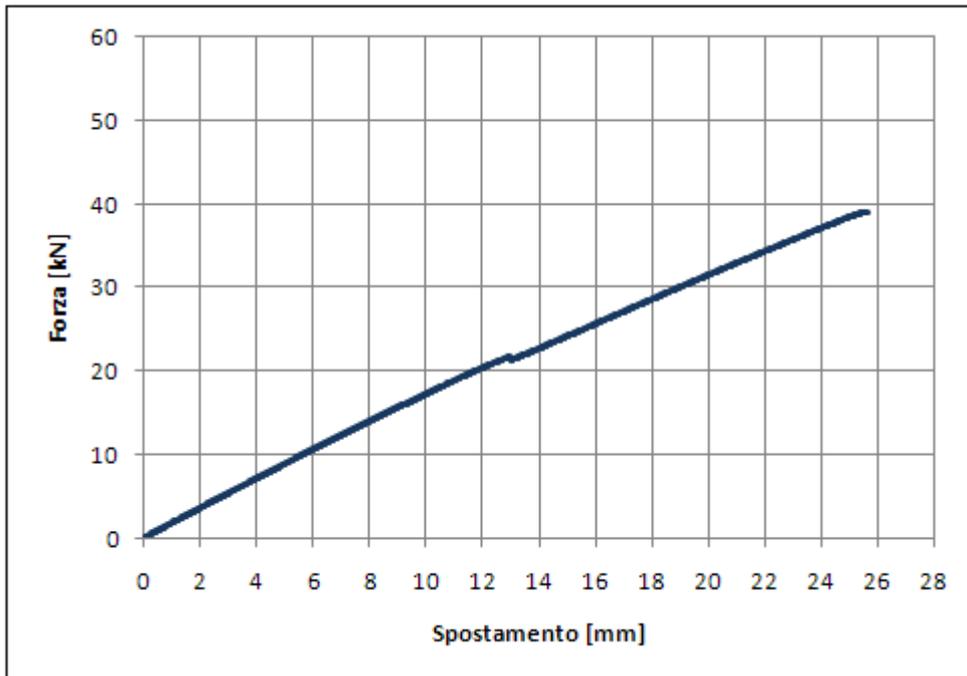


Grafico 4.15 – Grafico forza-spostamento provino G2, dati trattati

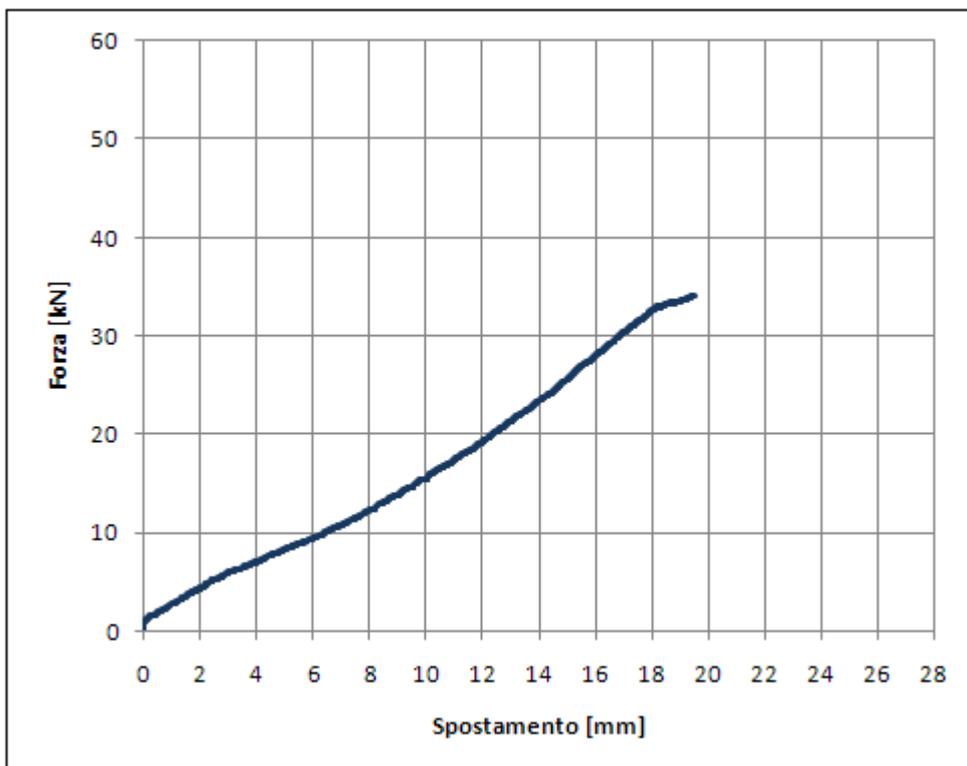


Grafico 4.16 – Grafico forza-spostamento provino G3, dati trattati

I dati riportati nei Grafici 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16 sono stati utilizzati al fine di caratterizzare le corde impregnate ottenendo i risultati proposti nella Tabella 4.11.

Come riportato nel paragrafo precedente i dati delle prove sono stati usati per calcolare i valori di sforzo a rottura del connettore impregnato e del modulo elastico E seguendo il procedimento sopra esposto, per poi confrontare i valori ottenuti con quelli proposti dalle schede tecniche.

Nel seguito riportiamo i valori di forza a rottura ottenuti dalle prove.

Provini	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Forza a rottura	[kN]						
	51,15	51,66	26,06	50,72	62,57	55,83	42,02

Tabella 4.11 – Tabella dei valori di forza massima a rottura in [kN] per campioni in CFRP

Provini	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Forza a rottura	[kN]						
	32,89	39,04	34,04	39,00	40,01	42,00	42,02

Tabella 4.12 – Tabella dei valori di forza massima a rottura in [kN] per campioni in GFRP

Per ottenere lo sforzo a rottura si è considerata l'area di sezione resistente del provino fornita dalle schede tecniche, valutata confrontando tale valore con le misure effettuate mediante un calibro di precisione su provini di connettori in CFRP impregnati. Nella seguente tabella sono riportati i valori ottenuti nelle varie misurazioni dei diametri in vari punti di un connettore impregnato:

Diametro fornito dalla scheda tecnica	Misurazione 1	Misurazione 2	Misurazione 3	Misurazione 4
[mm]				
10,0	7,62	7,32	9,79	9,49

Tabella 4.13 – Tabella dei diametri relativi ad un connettore impregnato

Come mostrato nella *Tabella 4.13* il connettore, essendo realizzato in opera, presenta valori di diametro molto differenti tra loro, tale incertezza risulta connessa alle operazioni di impregnazione dei connettori in cantiere e successivamente inghisati nel foro cieco. Con queste considerazioni si può calcolare lo sforzo del connettore impregnato a rottura, i dati sono riportati nella tabella seguente:

σ a rottura fornito dalla scheda tecnica			[MPa]	1900			
Provini	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
σ a rottura	[MPa]						
	1874	1830	/	1858	/	/	/
MEDIA	1854 [MPa]						

Tabella 4.14 – Tabella dei valori di sforzo a rottura in [MPa] per provini in CFRP impregnati

σ a rottura fornito dalla scheda tecnica			[MPa]	1600			
Provini	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
σ a rottura	[MPa]						
	1270	1507	1314	/	/	/	/
MEDIA	1363,66 [MPa]						

Tabella 4.15 – Tabella dei valori di sforzo a rottura in [MPa] per provini in GFRP impregnati

Come mostrato in *Tabella 4.14* e *4.15*, i valori proposti dalla scheda tecnica riportano il valore di sforzo a rottura $\sigma = 1900$ [MPa]; dalle prove condotte otteniamo valori inferiori rispetto a ciò che viene fornito dal produttore.

Con questi valori, adottando il procedimento esposto nel CNR DT 203, abbiamo potuto calcolare il modulo elastico dei connettori impregnati, di seguito riportiamo i valori ottenuti.

E delle fibre fornito dalla scheda tecnica			[GPa]	240			
Provini	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
E	[kN]						
	105,94	92,97	/	106,09	/	/	/
MEDIA	101,66 [MPa]						

Tabella 4.16 – Tabella dei valori di modulo elastico E in [MPa] per corde in CFRP impregnate

E delle fibre fornito dalla scheda tecnica			[GPa]	70			
Provini	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
E	[kN]						
	28,85	25,36	22,33	/	/	/	/
MEDIA	25,51 [MPa]						

Tabella 4.17 – Tabella dei valori di modulo elastico E in [MPa] per corde in GFRP impregnate

Nel seguito riporteremo un confronto tra i dati sperimentali ottenuti in seguito alle prove di trazione monoassiale eseguite sui connettori in CFRP impregnati e le prove relative alla determinazione della frazione volumetrica di fibre presenti nei connettori, con la determinazione del modulo elastico ottenuta mediante l'applicazione della regola delle miscele. Tale confronto viene esposto per meglio valutare quali risultati delle prove effettuate risultano più in accordo tra loro, in modo da ottenere e considerare nell'analisi numerica caratteristiche meccaniche dei materiali ragionevoli.

Si riportano alcune foto delle prove di trazione eseguite:



Figure 4.25 e 4.26 - Campione C5



Figure 4.27 e 4.28 - Campione C5

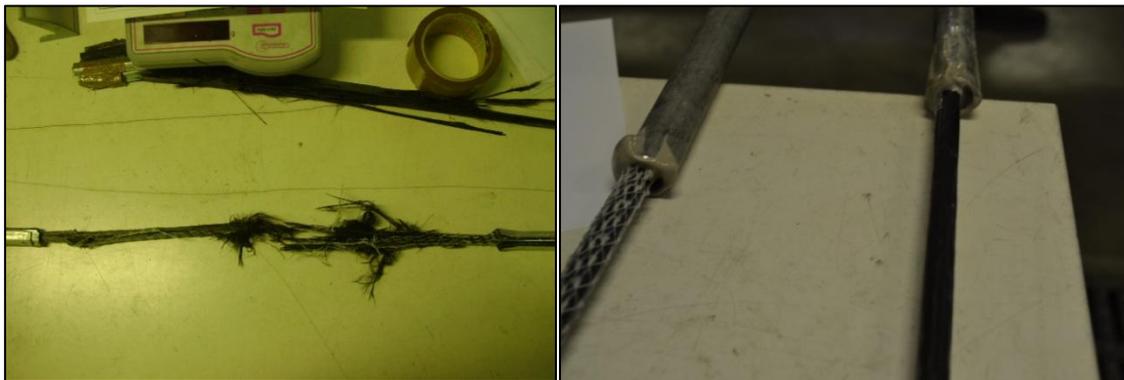


Figure 4.29 e 4.30 - Campioni C5 e C1

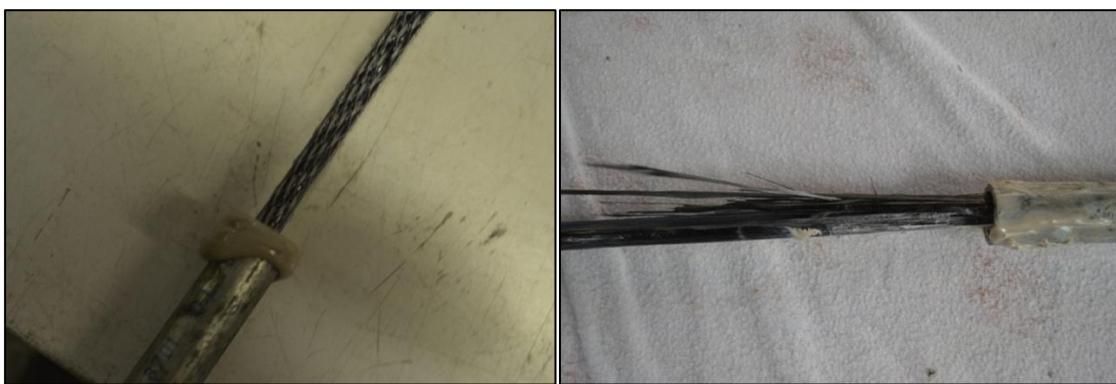


Figure 4.31 e 4.32 - Campioni C5 e C1



*Figura 4.33 – Particolare di rottura del connettore in CFRP
impregnato all'afferraggio*

Determinazione della frazione in volume di fibre di connettori impregnati

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche quali il modulo elastico E è necessario stimare la frazione in volume di fibre rispetto alla matrice che compone il materiale composito. Tale operazione, nel caso di connettori impregnati in opera, risulta, come già accennato, affetta da variabili legate al quantitativo di resina impregnante utilizzata. Essendo questa operazione effettuata in cantiere non è possibile stimare con accuratezza la quantità dei due componenti e prescrivere che tale valore sia rispettato durante le operazioni in cantiere. Si è proceduto quindi a stimare quanto tale variabilità incida sul connettore eseguendo due tipi di prove:

- La prima consiste nella pesata con una pesa di precisione presso il Laboratorio di Chimica del Politecnico di Milano di un provino costituito da fibra secca SikaWrap® Anchor C e SikaWrap® Anchor G e nella successiva pesata di un campione impregnato e indurito di un connettore delle medesime dimensioni.
- il secondo tipo di prova eseguita è stato eseguito presso il Laboratorio di Chimica del Politecnico di Milano e consiste nella preventiva pesata di un campione di fibra SikaWrap® Anchor C e SikaWrap® Anchor G impregnata e successivamente nella bruciatura per mezzo di forni del campione e nella pesata del campione al termine della prova.

La prima prova eseguita consente di stimare, per mezzo di una pesa di precisione, il peso di un campione di fibra secca SikaWrap® Anchor C e SikaWrap® Anchor G della lunghezza di 100 [mm] ottenendo i valori riportati nella *Tabella 4.18* e *4.19*:

Grandezza misurata	Unità di misura	Fibra secca	Fibra impregnata
Lunghezza	[mm]	100	100
Peso medio	[gr]	4,8914	13,1488
Densità	[gr/cm ³]	1,75	1,82

Tabella 4.18 – Tabella delle grandezze misurate per la prova di peso condotta su corde in CFRP impregnate

Grandezza misurata	Unità di misura	Fibra secca	Fibra impregnata
Lunghezza	[mm]	100	100
Peso medio	[gr]	6,9102	14,5600
Densità	[gr/cm ³]	2,48	2,60

Tabella 4.19 – Tabella delle grandezze misurate per la prova di peso condotta su corde in GFRP impregnate

Nel caso di compositi costituiti da fibre unidirezionali è possibile stimare, con ragionevole approssimazione, il comportamento meccanico del composito mediante modelli micromeccanici, ad esempio utilizzando la regola delle miscele proposta dalla normativa CNR-DT200/2004 e riportata nel seguito:

$$E_f = V_{fib} \cdot E_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot E_m,$$

$$f_f \cong V_{fib} \cdot f_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot f_m,$$

essendo V_{fib} la frazione in volume delle fibre (rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale del composito), E_{fib} ed E_m , rispettivamente, i moduli di elasticità normale delle fibre e della matrice.

Come riportato nel documento CNR-DT200/2004 la regola delle miscele si basa sull'ipotesi di perfetta aderenza tra fibre e matrice, e pertanto fornisce, nel caso di compositi unidirezionali, una stima abbastanza accurata del modulo di elasticità normale, ma non altrettanto della resistenza.

I valori ottenuti dalla prima prova condotta su corde in CFRP impregnate forniscono come V_{fib} il valore di 38,0 %, invece per corde in GFRP impregnate si ottiene come V_{fib} il valore di 49,0 %, tali valori sono confermati anche dalle prove condotte dal laboratorio di Chimica del politecnico di Milano, la frazione volumetrica di fibre risulta ragionevole in confronto alle prescrizioni riportata nel documento CNT DT 203, si ricorda che tale valore si ottiene solo con un'attenta preparazione del connettore, avendo cura di impregnarlo omogeneamente.

Applicando la regola delle miscele sopra esposta otteniamo il seguente valore del modulo elastico E. In Tabella 4.20 riportiamo i valori necessari per l'applicazione della regola delle miscele:

CONNETTORE IN CFRP					
V_{fib}	[/]	0,38	E_f	[MPa]	92316
E_{fib}	[MPa]	240000			
E_m	[MPa]	1800			
CONNETTORE IN GFRP					
V_{fib}	[/]	0,49	E_f	[MPa]	23000
E_{fib}	[MPa]	70000			
E_m	[MPa]	1800			

Tabella 4.20 – Tabella delle caratteristiche meccaniche per l'applicazione della regola delle miscele su connettori in CFRP e GFRP impregnati

Capitolo 5 – CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI

Il presente capitolo si concentra sulla descrizione, analisi e commento delle prove sperimentali condotte al fine di studiare le proprietà di ancoraggio del rinforzo in FRP sul substrato preso in considerazione. Le prove sperimentali, commissionate da Sika Italia e svolte presso il DIS (Dipartimento di Strutture del Politecnico di Milano), sono state condotte su quattro differenti tipi di substrato:

- blocchi in calcestruzzo realizzati presso lo stabilimento di Sika Italia di Como;
- blocchi in calcestruzzo realizzati presso il DIS del Politecnico di Milano;
- blocchi in laterizio realizzati con mattoni S. Marco sabbati e malta Sika[®] Muratura, che presentano dimensioni pari a 25 x 25 cm e un'altezza di 3 o 4 corsi di mattoni;
- blocchi in laterizio realizzati con mattoni standard non sabbati e malta Sika MonoTop[®] - 722 Mur che presentano dimensioni pari a 25 x 25 cm e un'altezza di 2 e 3 corsi di mattoni.

In tutti i casi appena citati sono state adottate due diverse tipologie di ancoraggio: la barra in CFRP/GFRP inghisata in foro cieco e la barra in CFRP/GFRP passante, sfocchettata ad una estremità del provino.



Figura 5.1 – Barre in CFRP/GFRP in foro cieco

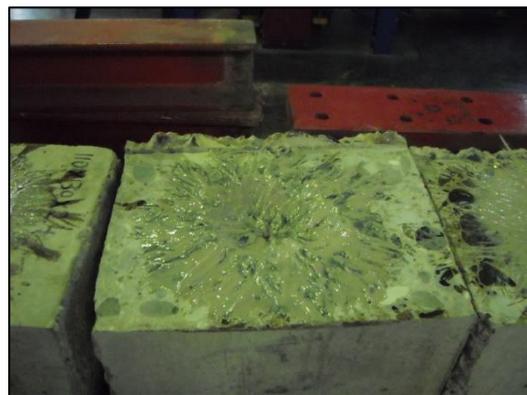


Figura 5.2 – Barra in CFRP passante con fiocco

Entrambi i sistemi di ancoraggio sono stati sottoposti a prove di “*pull-out*” al fine di valutare la loro resistenza massima e i vantaggi/svantaggi di una soluzione rispetto a un'altra. I risultati ottenuti sperimentalmente sono stati poi confrontati con quelli ottenuti per via analitica e per via numerica, attraverso un'analisi agli elementi finiti condotta tramite il programma di calcolo strutturale *Abaqus*.

5.1 Confezionamento dei provini

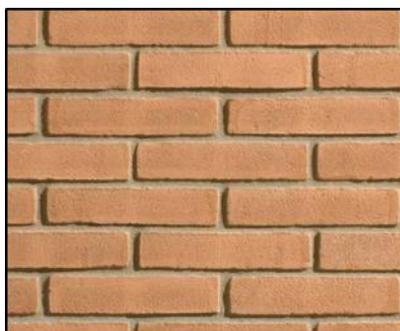
I materiali utilizzati per la campagna di prove sperimentali sono i seguenti:

- materiale di supporto in blocchi di calcestruzzo:
 - *calcestruzzo con inerti di piccole dimensioni*, classe C20/25 ($d_{\max} = 2$ cm);
 - *calcestruzzo DIGA*, classe C20/25, con inerti di dimensioni maggiori ($d_{\max} = 3$ cm) e resistenza a compressione pari 27,05 MPa.

- materiale di supporto in blocchi in muratura:

- *mattoni in laterizio pieni “San Marco” rosati sabbiati*:

sono state effettuate una serie di prove presso il laboratorio “Diagnostica, monitoraggio e indagini sui materiali per il costruito e i Beni Culturali” del Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche di tali mattoni. Per dimensioni del mattone pari a 24,5 x 11,8 x



5,3 cm, le caratteristiche riscontrate sono le seguenti:

σ compressione mattone sabbiato	22,32 MPa
σ trazione mattone sabbiato	1,81 MPa

Tabella 5.1 – Caratteristiche meccaniche mattone “San Marco” sabbiato

- mattoni in laterizio pieni standard non sabbiati:

anche in questo caso sono state svolte una serie di prove per la caratterizzazione meccanica di tali mattoni. Con dimensioni del mattone pari a 23,5 x 10,8 x 4,9 cm, i risultati ottenuti sono i seguenti:

σ compressione mattone standard	78,62 MPa
σ trazione mattone standard	6,24 MPa
Modulo elastico mattone standard	12,33 GPa
Aderenza superficiale del mattone standard	3,11 MPa

- malta di calce Sika[®] Muratura: malta premiscelata a base di calce idraulica naturale NHL 3.5 traspirante per applicazioni su muratura tradizionale, in caso di allettamento di elementi murari, interventi di recupero strutturale e riparazioni generiche. I vantaggi di questo prodotto sono un'elevata permeabilità al vapore che permette una costante traspirazione delle murature, un'ottima resistenza ai solfati, un modulo elastico simile a quello della muratura, un basso sviluppo di calore di idratazione che permette di non sollecitare termicamente gli elementi murari in fase di presa, è facilmente lavorabile, ha un'ottima aderenza al supporto e un'alta resistenza a compressione.

Di seguito vengono elencati i dati tecnici del prodotto così come riportati nella relativa scheda tecnica:

Acqua d'impasto	da 4,5 a 5 L per sacco da 25 kg, in funzione della lavorabilità desiderata
Dimensione dell'inerte	diametro massimo 2,5 mm
Peso specifico miscela impastata	1,85 – 1,95 kg/L
Pot Life	> 30 min a 20°C

Tabella 5.2 – Dati tecnici malta di calce Sika® Muratura da scheda tecnica
 Ai fini dell'analisi dei risultati provenienti dalle prove sperimentali, risulta necessaria la conoscenza delle caratteristiche meccaniche principali del prodotto:

Requisiti secondo EN 998-2:			
	Metodo di prova	Risultati	Requisiti (R)
Resistenza a compressione	EN 1015-11	M5 (5 MPa)	classe di resistenza
Resistenza al taglio iniziale	EN 1052-3	0,15 MPa	valore tabulato

Tabella 5.3 – Proprietà meccaniche malta di calce Sika® Muratura da scheda tecnica

- malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur: malta pronta, monocomponente, fibrorinforzata a base di leganti con aggiunta di reattivi pozzolanici, inerti selezionati e speciali additivi. Presenta una serie di vantaggi come un'elevata adesione su supporti tradizionali (mattoni, superfici porose...), un basso modulo elastico (è in grado di seguire le deformazioni del supporto senza distacchi), non richiede trattamenti consolidanti preliminari, è facilmente lavorabile, ha un'elevata compatibilità con i supporti di applicazione e un'elevata tixotropia.

Di seguito vengono elencati i dati tecnici del prodotto e i requisiti come da normativa EN 998-2 riguardante le malte da muratura:

Dimensione dell'inerte	diametro massimo 1,2 – 1,4 mm
Spessori di applicazione	minimo 5 mm, massimo 25 mm per mano
Peso specifico miscela	1,82 ± 0,05 kg/L
Resistenza a compressione a brevi stagionature	ca. 5,2 MPa a 1 giorno
	ca. 17,3 MPa a 7 gg
Resistenza a flessione	ca. 3,6 MPa a 1 giorno
	ca. 5,3 MPa a 7 gg
	ca. 8,38 MPa a 28 gg
Modulo elastico a compressione	8,03 GPa (valore medio – UNI EN 13412: 2007)

Tabella 5.4 – Dati tecnici malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur da scheda tecnica

Requisiti come da normativa EN 998-2 (rapporto acqua/polvere 20%):			
	Metodo di prova	Risultati	Requisiti
Resistenza a compressione a 28 gg	EN 1015-11	27,13 MPa	> 25 MPa per classe Md
Aderenza	EN 1052-3	0,15 MPa	valore tabulato (appendice C)

Tabella 5.5 – Requisiti malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur come da normativa EN 988-2

Sono state effettuate inoltre una serie di prove per verificare la rispondenza delle caratteristiche meccaniche teoriche del materiale provenienti dalla scheda tecnica del prodotto ai risultati ricavati sperimentalmente.

In particolare sono stati testati 7 provini di malta con impasti diversi dai differenti rapporti malta-acqua (*impasto 1*: Sika 722 + 21% acqua – lavorabilità = 198 mm; *impasto 2*: Sika 722 + 20% acqua – lavorabilità = 184 mm). Tali provini sono stati sottoposti prima ad una prova a flessione e successivamente ad una a compressione, come riportato nella norma UNI EN 1015-11. I risultati ottenuti sono i seguenti:

Impasto 1	Resistenza media a flessione	8,44 MPa
	Resistenza media a compressione 1	30,71 MPa
	Resistenza media a compressione 2	28,36 MPa
Impasto 2	Resistenza media a flessione	8,32 MPa
	Resistenza media a compressione 1	24,73 MPa
	Resistenza media a compressione 2	24,73 MPa

Tabella 5.6 – Risultati sperimentali prova a flessione e a compressione su provini di malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur

Facendo una media dei risultati ottenuti si ricava una resistenza a flessione di 8,38 MPa e una resistenza a compressione di 27,13 MPa, valori perfettamente rispondenti a quelli riportati nella scheda tecnica.

- resina epossidica impregnante Sikadur[®]-52 Injection tipo N: resina per iniezioni a 2 componenti, esente da solventi, liquida e a bassa viscosità, a base di resine epossidiche altamente resistenti. Utilizzata con temperature del substrato comprese tra i +5°C e i +30°C, la resina si presenta come miscela di colore giallo-bruno di due componenti: un componente A, che è la resina vera e propria, e un componente B, che è il catalizzatore, forniti dal produttore in contenitori separati.

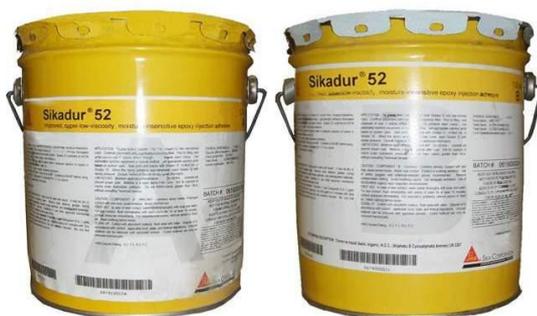


Figura 5.3 – Componente A e componente B che costituiscono la resina epossidica impregnante Sikadur[®]-52 tipo N

Di seguito vengono elencati i dati tecnici del prodotto così come riportati nella relativa scheda tecnica:

Base chimica	resina epossidica bicomponente modificata, senza solventi	
Densità (a 20°C)	comp. A	1,1 kg/dm ³
	comp. B	1,0 kg/dm ³
	comp. A+B (miscelati 2:1)	1,1 kg/dm ³
Resistenza meccanica a compressione	secondo ASTM D695-96:	
	Tipo N:	52 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C)
	Tipo LP:	34 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)
Resistenza meccanica a	secondo DIN 53452:	
	Tipo N:	61 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C)

flessione	Tipo LP:	41 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)
Resistenza a trazione	secondo ISO 527:	
	Tipo N:	37 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C)
	Tipo LP:	24 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)
Modulo elastico	secondo DIN 53452:	
	Tipo N:	1800 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C)
	Tipo LP:	1100 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)
Temperatura del substrato	Tipo N:	+ 5°C min / + 30°C max
	Tipo LP:	+ 25°C min / + 40°C max

Tabella 5.7 – Dati tecnici resina Sikadur[®] 52 da scheda tecnica

- resina epossidica inghisante Sika[®] AnchorFix[®] -3⁺: sistema per il fissaggio di barre, a base di resina epossidica bicomponente in cartuccia, senza solventi e ad alte prestazioni meccaniche. Si presenta anch'essa come una miscela di colore grigio chiaro di due componenti: un componente A di colore bianco e un componente B di colore grigio.



Di seguito vengono elencati i dati tecnici principali del prodotto così come riportati nella relativa scheda tecnica:

Densità	comp. A	1,18 kg/L
	comp. B	1,71 kg/L
	miscela appena estrusa	ca. 1,45 kg/L
Spessore strato	max 5 mm	

Tabella 5.8 – Dati tecnici resina Sika[®] AnchorFix[®] -3⁺ da scheda tecnica

- connettore in fibra di carbonio “SikaWrap® Anchor C”: corda di fibre di carbonio, monodirezionali, contenute in una garza esterna elastica. Tale garza può essere tagliata nella parte terminale, in modo da ricreare direttamente in cantiere un fiocco in fibre di carbonio, utile al collegamento strutturale e all’ancoraggio di tessuti e lamine in CFRP nel rinforzo armato di murature o calcestruzzo.

Di seguito vengono elencati i dati tecnici del prodotto così come riportati nella relativa scheda tecnica:

Base chimica	fibra in carbonio HT.
Densità	1,82 g/cm ³
Tensione a rottura	1,59 kN/mm ² (connettori impregnati con resina)
Modulo E longitudinale	215 GPa
Deformazione a rottura	0,74 %

Tabella 5.9 – Dati tecnici connettore in fibra di carbonio “SikaWrap® Anchor C” da scheda tecnica

- connettore in fibra di vetro “SikaWrap® Anchor G”: corda monodirezionale in fibre di vetro utile al collegamento strutturale e all’ancoraggio nel rinforzo armato di murature o calcestruzzo. Di seguito vengono elencati i dati tecnici del prodotto così come riportati nella relativa scheda tecnica:

Diametro del connettore impregnato	10 mm
Densità	2,6 g/cm ³
Tensione a rottura delle fibre	2500 MPa
Modulo E delle fibre	70 GPa
Deformazione a rottura delle fibre	> 4 %
Sezione di fibre resistente	25,9 mm ²
Tensione di rottura a trazione delle fibre nel connettore impregnato	1600 MPa

Tabella 5.10 – Dati tecnici connettore in fibra di vetro “SikaWrap® Anchor G” da scheda tecnica

5.1.1 Confezionamento provini in calcestruzzo

I provini in calcestruzzo sono stati confezionati in due diversi stabilimenti:

- per quanto riguarda l'ancoraggio in foro cieco, lo stabilimento scelto per il confezionamento dei blocchi è risultato essere la sede della Sika Italia di Como;
- i provini in calcestruzzo destinati ad essere testati per un ancoraggio coi fiocchi sono stati invece in parte confezionati presso il Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, utilizzando blocchi già disponibili in laboratorio, e in parte presso il medesimo stabilimento dei connettori in foro cieco.

Tale distinzione risulta evidente nei risultati delle prove condotte in quanto si può notare come l'andamento dei dati ottenuti dai test sui cubetti in calcestruzzo realizzati presso lo stabilimento della Sika Italia sia maggiormente regolare rispetto a quello ottenuto dalle prove sui cubetti realizzati presso il Politecnico di Milano. Ciò è dovuto alla presenza, nel secondo caso, di inerti di grosse dimensioni che ha reso più difficoltosa la realizzazione di svassi regolari per l'esecuzione del fiocco.

Le dimensioni dei provini variano a seconda della tipologia di collegamento in FRP da testare:

- per i connettori in foro cieco, i test sono stati condotti tutti su provini di dimensioni 25 x 30 x 15 cm;
- per le barre passanti con sfiochettatura all'estremità del blocco, i provini testati hanno alcune dimensioni pari a 25 x 30 cm e altezza di 15 cm, mentre altri hanno forma cubica e dimensioni pari a 20 x 20 x 20 cm.

La preparazione del provino prevede innanzitutto l'esecuzione di un semplice foro in posizione baricentrica, con profondità 10 cm e diametro 16 mm, per le prove di pull-out sui connettori, e l'esecuzione di un foro passante con diametro 20 mm, dotato di svasso ad una estremità del provino, per le prove di pull-out sui fiocchi.

Come già accennato precedentemente, più lo svasso è regolare, più i risultati della prova

risulteranno attendibili in quanto non influenzati da irregolarità di forma che possono causare il concentrarsi di picchi di tensione causanti una rottura del sistema substrato + rinforzo in punti diversi da quelli effettivamente previsti e per i quali la prova è stata condotta.

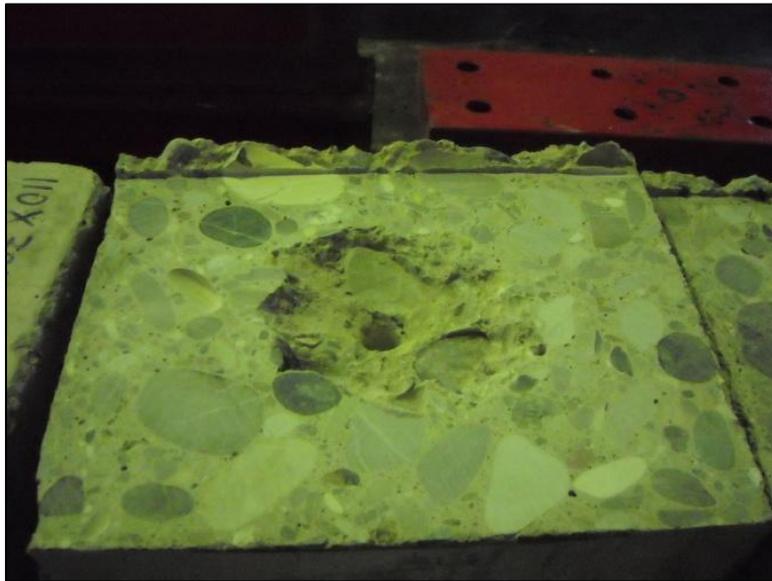


Figura 5.6 – Preparazione provino in cls per prove di pull-out su barre in FRP con fiocco

Le barre in FRP utilizzate come rinforzo per il substrato si presentano inizialmente sottoforma di corde, composte da tante fibre tenute insieme da una garza elastica.



Figura 5.7 - Corda in fibra di vetro per la connessione strutturale e l'ancoraggio di tessuti CFRP

Prima di poter essere impregnate per conferire loro le tipiche caratteristiche di resistenza, è stato necessario quindi spostare la garza in modo tale da poter tenere le fibre unite da un'estremità, sfilarla, e disporre le fibre su un piano rigido al di sopra di un foglio di polietilene per poterle successivamente impregnare con l'apposita resina.



Figura 5.8 – Preparazione barra in fibra di carbonio mediante impregnazione delle fibre con resina epossidica

Le barre, sia in fibra di vetro che in fibra di carbonio, utilizzate per le prove in discussione, sono state impregnate in laboratorio utilizzando la resina epossidica Sikadur[®]-52 e inserite nel foro del provino in modo tale da non aderire alle pareti del foro stesso. Tale resina si presenta come una miscela di color giallo-bruno a due componenti: un componente A trasparente e un componente B bruno. Prima del suo utilizzo come impregnante, i due componenti sono stati infatti miscelati tra loro nel rapporto stechiometrico di 2:1 così come indicato da relativa scheda tecnica.

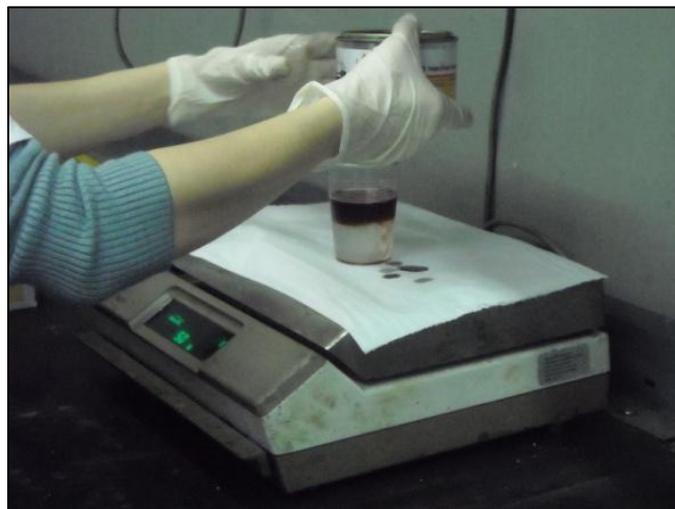


Figura 5.9 – Preparazione resina epossidica per impregnazione delle fibre

Successivamente le barre sono state inghisate nel blocco con l'utilizzo della resina Sika® AnchorFix® -3⁺ per quanto riguarda la preparazione dei provini per i connettori, mentre sono state sfiochettate per una lunghezza di 10 cm e fatte aderire alla superficie in calcestruzzo con la resina Sika® AnchorFix® -3⁺ per quanto riguarda la preparazione dei provini per i fiocchi.



*Figura 5.10 –
Inserimento barra in
fibra di carbonio
impregnata nel foro del
provino
precedentemente
cosparso all'estremità,
per tutta la lunghezza
del fiocco, con la resina
inghisante Sika®
AnchorFix® -3⁺*

*Figura 5.11 –
Sfiochettatura
della barra in
fibra di carbonio e
aderenza tra
fiocco e substrato
mediante resina
inghisante Sika®
AnchorFix® -3⁺*



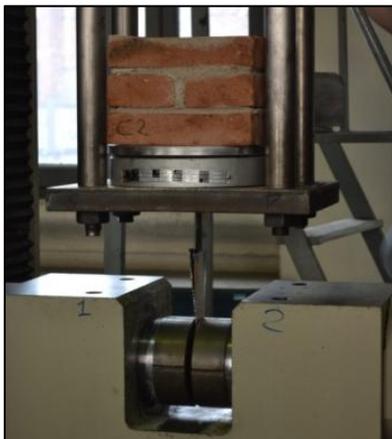
I campioni così preparati sono stati poi capovolti in modo che il connettore risultasse perpendicolare al blocco in calcestruzzo; i connettori sono stati quindi lasciati a maturare per 3 giorni, mentre i fiocchi per 5 giorni.

5.1.2 Confezionamento provini in muratura

I provini in muratura, come precedentemente accennato, risultano essere di due tipologie distinte, sia per quanto riguarda i mattoni e la malta utilizzati per il loro confezionamento, sia per quanto riguarda le dimensioni.

È necessario innanzitutto fare una distinzione tra provini utilizzati per testare i connettori e provini utilizzati per testare i fiocchi. Per quanto riguarda i connettori in fibra di vetro e di carbonio in fori ciechi, il provino possiede le seguenti caratteristiche:

- blocco in laterizio realizzato con mattoni S. Marco sabbiati e malta Sika[®] Muratura, con dimensioni pari a 25 x 25 cm e un'altezza di 3 o 4 corsi di mattoni.



*Figura 5.12 – Provino in muratura
a 3 corsi di mattoni*



*Figura 5.13 – Provino in muratura
a 4 corsi di mattoni*

Per quanto riguarda i fiocchi in fibra di vetro e di carbonio in fori passanti, sono stati utilizzati due diversi tipi di provini:

- blocchi in laterizio realizzato con mattoni S. Marco sabbiati e malta Sika[®] Muratura, con dimensioni pari a 25 x 25 cm e un'altezza di 3 corsi di mattoni;



Figura 5.14 – Provino in mattoni sabbati e malta Sika[®] Muratura a 3 corsi di mattoni

- blocchi in laterizio realizzati con mattoni standard non sabbati e malta Sika MonoTop[®] - 722 Mur, che presentano dimensioni pari a 25 x 25 cm e un'altezza di 2 e 3 corsi di mattoni.



Figura 5.15 – Provino in mattoni standard e malta Sika Monotop[®] - 722 Mur a 2 corsi di mattoni

La preparazione del provino prevede innanzitutto l'esecuzione di un semplice foro nel giunto di malta in posizione baricentrica, con profondità 10 e 15 cm e diametro 16 mm, per le prove di pull-out sui connettori, e l'esecuzione di un foro passante sempre nel giunto di malta con diametro 20 mm, dotato di svaso ad una estremità del provino, per

le prove di pull-out sui fiocchi.

Anche in questo caso, come in quello precedente sui provini in calcestruzzo, la regolarità dello svaso per l'esecuzione dei fiocchi è presupposto importante per una buona riuscita della prova.

La procedura per la preparazione delle barre segue di pari passo quella appena descritta per i provini in calcestruzzo: si procede innanzitutto all'impregnazione delle fibre di vetro e di carbonio mediante resina epossidica Sikadur[®]-52, poi i connettori vengono direttamente inghisati nella muratura con la resina Sika[®] AnchorFix[®] -3+, mentre i fiocchi vengono semplicemente inseriti nel foro in modo tale da non aderire alla muratura, sfiochettiati per una lunghezza di 10 cm, e infine inghisati alla muratura con la stessa resina utilizzata per i connettori.

Per impedire alla barra impregnata di aderire alle pareti del foro, durante la preparazione dei provini per i fiocchi, è stata protetta la barra in FRP con un tondino in materiale plastico per tutta la lunghezza di ancoraggio, in modo tale da evitare il contatto tra i due materiali e permettere così di testare la vera resistenza del fiocco.

I campioni sono poi stati capovolti in modo che il connettore risultasse perpendicolare al muretto, e lasciati maturare per 7 giorni.



Figura 5.16 – Particolare di protezione della barra in GFRP adottato durante le prove condotte sui fiocchi

5.2 Attrezzatura di prova

Per l'esecuzione delle prove di pull-out sui provini preparati come precedentemente esposto è stata utilizzata la macchina di prova Schenck, con portata massima 1000 kN,

in dotazione al laboratorio “Materiali compositi per le costruzioni” del Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano. Le prove sono state eseguite a una velocità di 2 mm/min.

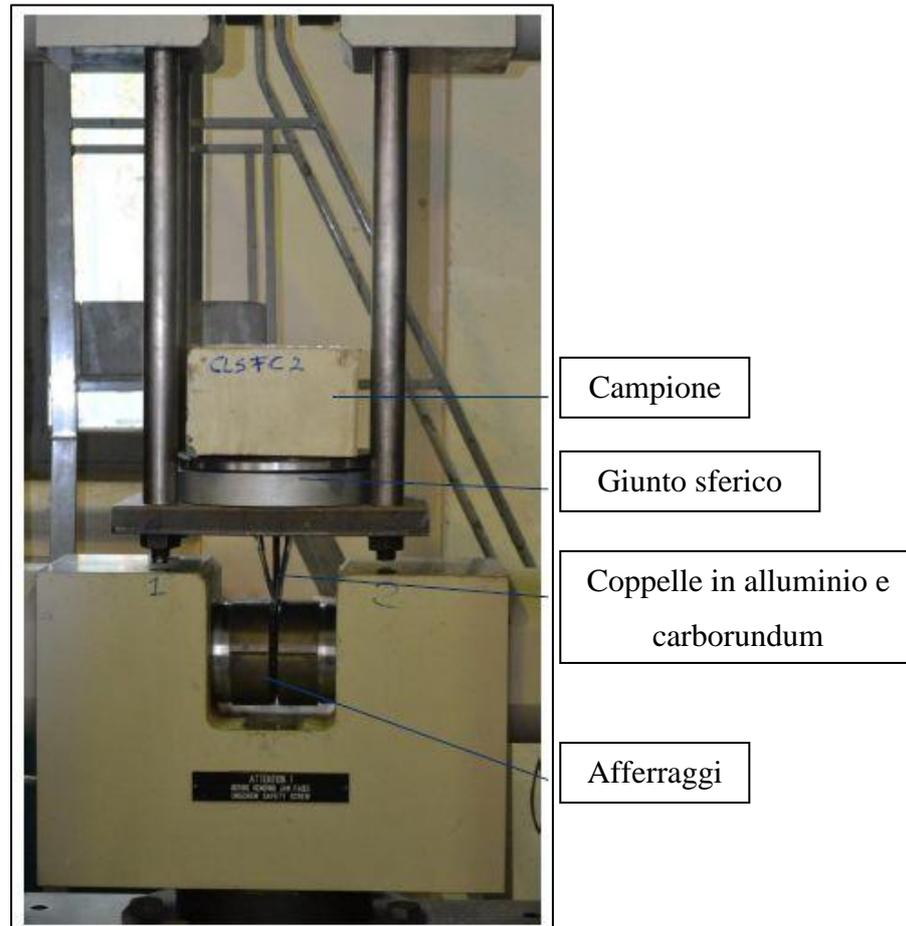


Figura 5.17 – Macchina di prova Schenck con portata max 1000 kN

5.3 Modalità di prova

La prova di pull-out consiste nell’estrarre, con un’apposita apparecchiatura, i connettori in FRP, con e senza fiocco, dai blocchi in calcestruzzo o in muratura ai quali sono stati resi solidali per mezzo della resina epossidica bicomponente Sika AnchorFix[®] -3⁺.

Una volta completata la preparazione del provino, questo viene collocato in posizione verticale sul piatto di supporto del dispositivo di trazione, provvisto di un foro centrale;

tra il piatto e il provino viene posizionato un giunto sferico per permettere il posizionamento in perfetta orizzontalità del campione, evitando concentrazioni di sforzi, causa di una rottura prematura del sistema. Al di sotto del telaio di supporto sono presenti due teste idrauliche che, chiudendosi una verso l'altra, vanno ad afferrare la parte terminale del connettore in FRP, effettuando un serraggio privo di scorrimento e ad una stabilita pressione.

Avendo gli FRP un comportamento fragile, per evitare la rottura della barra in corrispondenza del serraggio effettuato dalle teste idrauliche, compromettendo così il risultato finale della prova, si è deciso di proteggere la barra mediante l'interposizione, da entrambi i lati, di due coppelle in alluminio e carborundum, così come mostrato nell'immagine.

Il carico cui viene sottoposto il provino risulta crescente mano a mano che il telaio di supporto viene sollevato di un valore pari ad 2 mm al minuto fino al termine della prova. Quest'ultima si conclude quando si ha o il cedimento dell'interfaccia tra resina e calcestruzzo/muratura o il cedimento dell'interfaccia tra barra e resina oppure per tranciamento del rinforzo in FRP. Sul macchinario è inoltre presente un altro trasduttore che misura la corsa del telaio di supporto sul quale è poggiato il provino. La macchina, durante tutta la prova, registra e fornisce in tempo reale, grazie ad un software, i valori di carico a cui è soggetto il provino e la corsa sia del corto che della traversa. In particolare, essendo la massima corsa del corto pari a 200 mm per questo tipo di attrezzatura, per ottenere valori più precisi per scorrimenti di piccole dimensioni si farà affidamento ai dati provenienti dalla corsa del corto al posto di quelli provenienti dalla corsa della traversa.

5.4 Scopo delle prove

Lo scopo principale delle prove di pull-out effettuate è la determinazione della resistenza massima dell'intero sistema substrato + rinforzo in FRP e l'individuazione della tipologia di rottura del sistema stesso.

Dall'analisi di questi dati, che possono essere considerati gli output di prova, è necessario risalire alla motivazione che ha portato la stessa tipologia di prova, svolta su

un determinato numero di campioni che presentano le stesse caratteristiche, a fornire risultati tra loro diversi. In questo modo si potrà effettuare un confronto diretto tra i risultati dei test condotti sullo stesso tipo di campione e potranno essere quindi fatte una serie di considerazioni su quale substrato, tipologia di ancoraggio, tipologia di FRP testata sia migliore rispetto a un'altra.

Bisogna considerare il fatto che il sistema testato è un sistema “a fresco”: il rinforzo, sia esso in connettori o in fiocchi, viene preparato in situ direttamente prima della sua applicazione sul substrato che deve essere rinforzato. Questo comporta l'entrata in gioco nella sua realizzazione di una serie di variabili che dipendono sia dalle caratteristiche meccaniche e geometriche del substrato e del rinforzo, le quali non saranno mai perfettamente identiche tra loro, sia dalla modalità realizzativa, che varia molto a seconda della realtà all'interno della quale ci si ritrova ad operare. Ciò permette di giustificare la difformità di risultati che si andranno ad ottenere e sottolinea l'importanza di effettuare questo tipo di rinforzo delle strutture da parte di manovalanza esperta che sia in grado di ridurre al minimo il margine di incertezza legato alle variabili appena citate.

Capitolo 6 – DESCRIZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI

6.1 Prove di pull-out di connettori da calcestruzzo

L'esecuzione delle prove sperimentali di pull-out dei connettori in fibra di carbonio "SikaWrap® Anchor C" e in fibra di vetro "SikaWrap® Anchor G" dai provini in calcestruzzo, secondo le modalità precedentemente descritte, hanno riportato i seguenti risultati.

- Connettori in CFRP

Le prove sperimentali sono state eseguite su 3 campioni aventi tutti la stessa lunghezza d'ancoraggio del connettore in fibra di carbonio pari a 10 cm. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato una forza media di rottura dei provini pari a 34,55 kN così come mostrato in tabella:

Campione	F_{max} [kN]	Lunghezza d'ancoraggio [cm]	Modalità di rottura
C1	32,60	10	Rottura del connettore all'innesto nel blocco
C2	33,00	10	Rottura con sfilamento del connettore
C3	38,05	10	Rottura del connettore all'innesto nel blocco
Media	34,55		
Valore caratteristico	29,55		

Tabella 6.1 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di carbonio

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

Il grafico mostra come la rottura del sistema avvenga a valori diversi a parità di lunghezza di ancoraggio.

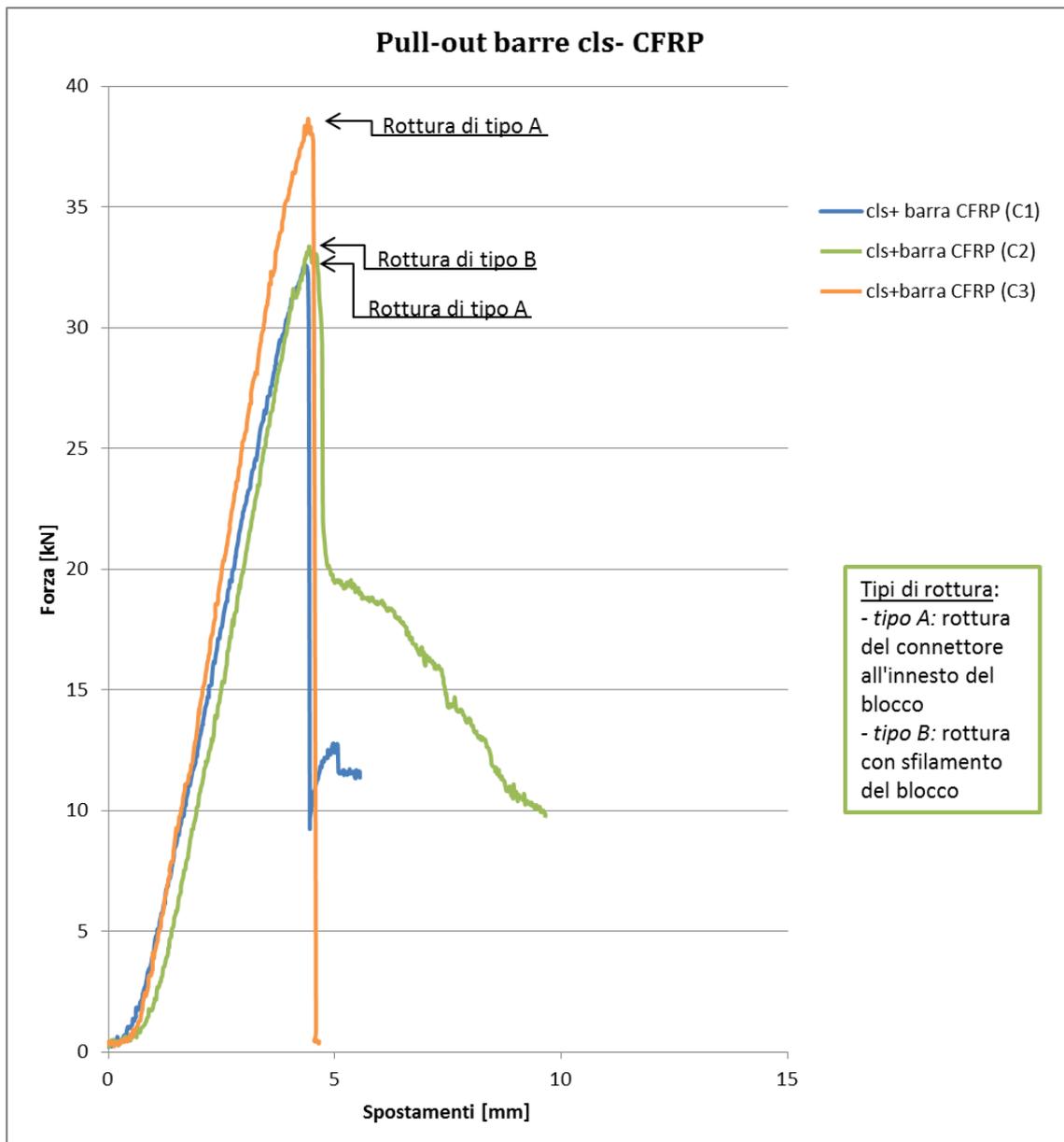


Grafico 6.1 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con connettori in fibra di carbonio

Si sono riscontrate due differenti modalità di rottura dei provini:

- rottura di tipo A: la rottura del connettore è localizzata nel punto di innesto nel blocco in calcestruzzo



Figura 6.1 – Campione C1: rottura del connettore



Figura 6.2 – Particolare rottura connettore campione C1

- *rottura di tipo B: la rottura avviene con sfilamento del connettore*



Figura 6.3 – Campione C2: particolare rottura per sfilamento del connettore

- *Connettori in GFRP*

Le prove sperimentali sono state eseguite su 3 campioni aventi tutti la stessa lunghezza d'ancoraggio del connettore in fibra di vetro pari a 10 cm. I risultati delle prove hanno riportato una forza media di rottura dei provini pari a 30,85 kN così come mostrato in tabella:

Campione	F_{max} [kN]	Lunghezza d'ancoraggio [cm]	Modalità di rottura
G1	34,61	10	Rottura del connettore in prossimità dell'afferraggio
G2	31,37	10	Rottura del connettore all'innesto del blocco
G3	26,57	10	Rottura del connettore in prossimità dell'afferraggio
Media	30,85		
Val. car.	24,20		

Tabella 6.2 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di vetro

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati:

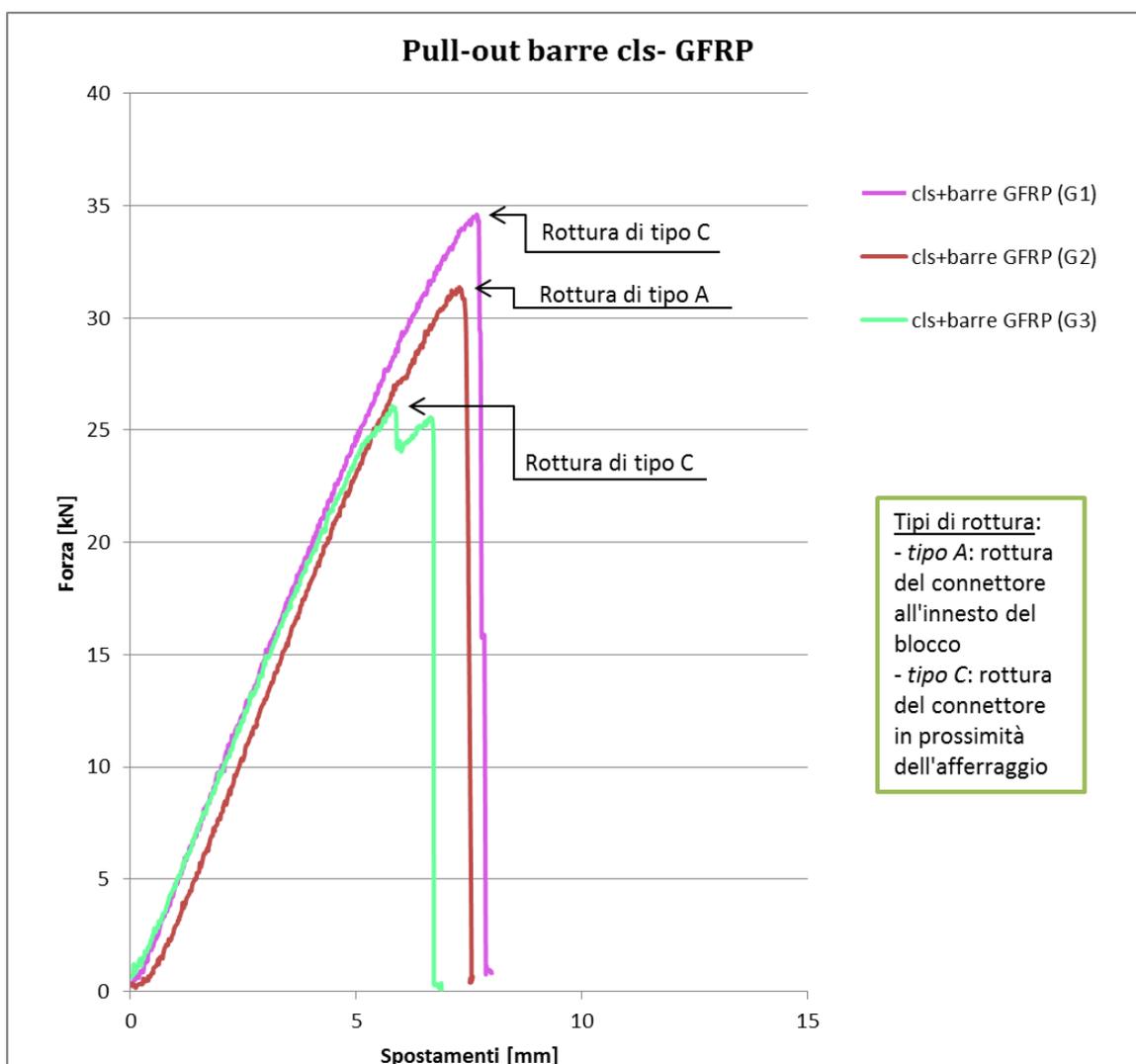


Grafico 6.2 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con connettori in fibra di vetro

Si sono riscontrate due differenti modalità di rottura dei provini:

- *rottura di tipo A*: la rottura del connettore è localizzata all'innesto del blocco di calcestruzzo



Figura 6.4 – Rottura del campione G2 all'innesto del blocco in cls

- *rottura di tipo C*: la rottura del connettore avviene in prossimità dell'afferraggio della macchina di prova

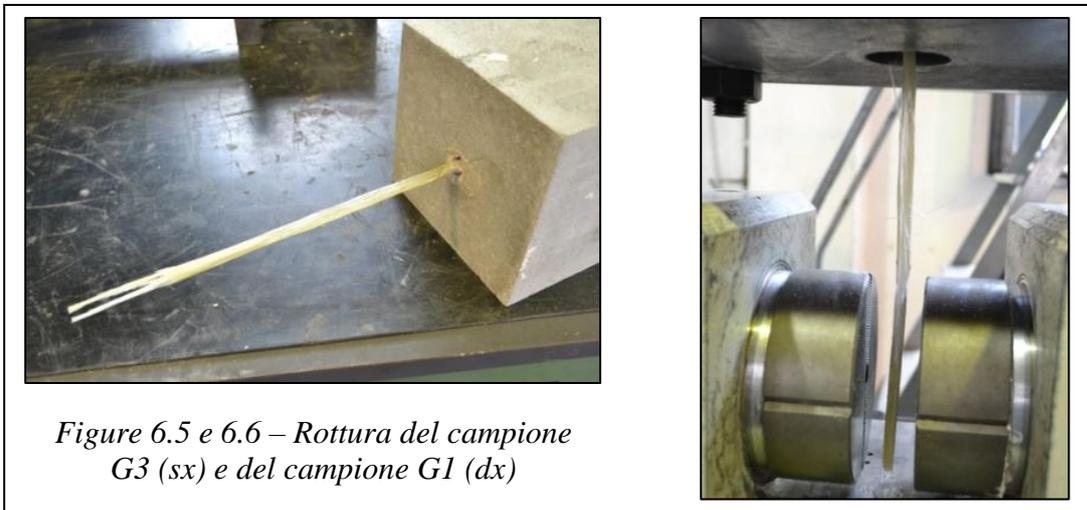


Figure 6.5 e 6.6 – Rottura del campione G3 (sx) e del campione G1 (dx)

Osservazioni:

- la forza massima raggiunta a rottura dai provini in calcestruzzo con connettori in fibra di carbonio (34,55 kN) è leggermente maggiore rispetto a quella raggiunta dai connettori in fibra di vetro (30,85 kN). Ciò è dovuto al fatto che la fibra di

carbonio possiede una resistenza a trazione che è superiore alla fibra di vetro. I risultati sui due tipi di fibre possono ritenersi comunque tra loro omogenei;

- il tipo di rottura più frequentemente riscontrato è la rottura del connettore all'innesto del blocco in calcestruzzo (*rottura di tipo A*). Il substrato in questo caso è infatti un blocco molto rigido; il connettore, se ben inghisato, si romperà in questo punto che costituisce un punto di debolezza del sistema, in quanto indice di un passaggio da una situazione confinata ad una non confinata;
- frequente è anche il caso in cui la rottura del connettore avviene in prossimità degli afferraggi della macchina di prova (*rottura di tipo C*). Questo comportamento è dovuto al fatto che gli FRP sono materiali anisotropi, molto resistenti nella direzione delle fibre, ma con resistenza minima se sollecitati perpendicolarmente ad essa;
- la *rottura di tipo B* che si verifica in un caso, è giustificata dalla difficoltà che si riscontra nell'evitare la formazione di vuoti d'aria all'interno dell'inghisante al momento della preparazione del campione.

6.2 Prove di pull-out di connettori da muratura

L'esecuzione delle prove sperimentali di pull-out dei connettori in fibra di carbonio "SikaWrap® Anchor C" e in fibra di vetro "SikaWrap® Anchor G" dai provini in muratura, secondo le modalità precedentemente descritte, hanno riportato i seguenti risultati. Per questa tipologia di prova è stato utilizzato sempre lo stesso substrato in mattoni S. Marco sabbiati e malta Sika® Muratura, mentre è variata la lunghezza d'ancoraggio del rinforzo in FRP.

- Connettori in CFRP

Le prove sperimentali sono state eseguite su 5 campioni con differenti lunghezze di ancoraggio del connettore in fibra di carbonio, di diametro 16 mm. I risultati delle prove hanno riportato, per i provini con lunghezza d'ancoraggio pari a 10 cm, una forza media di rottura pari a 16,40 kN, mentre per il provino con lunghezza d'ancoraggio 15 cm, una

forza di rottura pari a 27,40 kN, così come mostrato in tabella.

Campione	F_{max} [kN]	Lunghezza d'ancoraggio [cm]	Modalità di rottura
MC1	22,73	10	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
MC2	13,54	10	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
MC3	13,33	10	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
MC5	6,60	6	Rottura del substrato in muratura
MC6	16,00	10	Rottura del substrato in muratura
Media	16,40		
Val. car.	9,18		
MC4	27,40	15	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
Media	27,40		

Tabella 6.3 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in muratura rinforzati con connettori in fibra di carbonio

Il provino MC5 non rientra nel calcolo della media in quanto si può notare come il suo valore di rottura risulti notevolmente inferiore rispetto agli altri. La motivazione di questo è da ricercarsi nella cattiva preparazione del campione stesso: la lunghezza d'ancoraggio effettiva per questo provino risulta infatti pari a 6 cm.

Per quanto riguarda i campioni MC2 e MC3, dopo la prova si è notata la presenza di vuoti d'aria dovuti a una non omogenea distribuzione della resina nel foro; questo spiega i valori di resistenza più bassi raggiunti da questi due provini rispetto agli altri campioni.



Figura 6.7 – Particolare di rottura del provino MC5. Si può notare la lunghezza d'ancoraggio ridotta rispetto agli altri provini

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

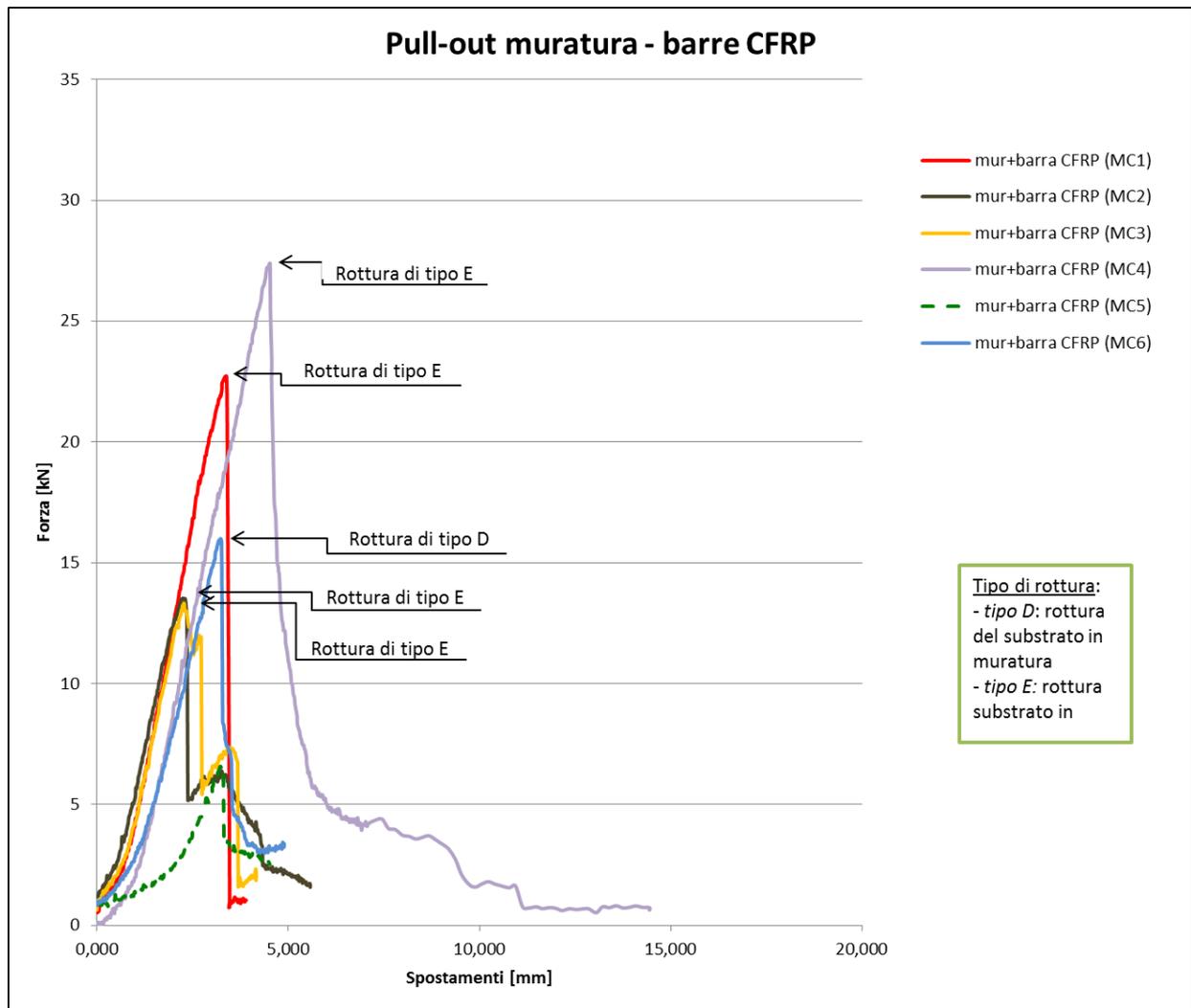


Grafico 6.3 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con connettori in fibra di carbonio

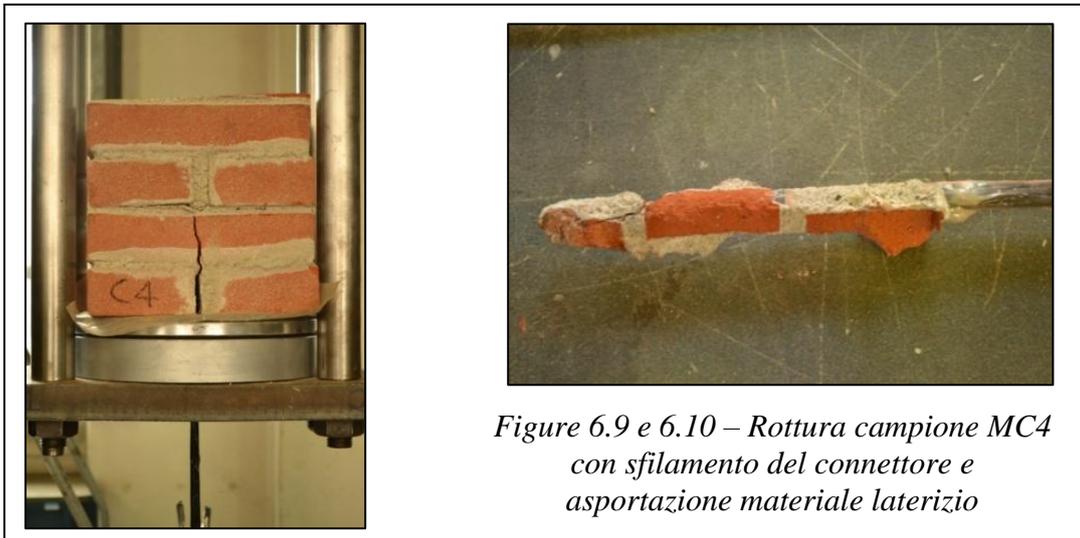
Si sono riscontrate due differenti modalità di rottura dei provini:

- *rottura di tipo D*: la crisi avviene per rottura del substrato in muratura. La rottura si verifica in corrispondenza dei giunti di malta, mentre il connettore rimane in parte aderente al substrato.



Figura 6.8 – Rottura campione MC6

- rottura di tipo E: la crisi avviene per rottura del substrato in muratura e successivo sfilamento del connettore che trascina con sé parte del substrato.



*Figure 6.9 e 6.10 – Rottura campione MC4
con sfilamento del connettore e
asportazione materiale laterizio*



*Figure 6.11 e 6.12 – Rottura campione
MC1 con sfilamento del connettore e
asportazione materiale laterizio*

- Connettori in GFRP

Le prove sperimentali sono state eseguite su 7 campioni con differenti lunghezze di ancoraggio del connettore in fibra di vetro, di diametro 16 mm. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato, per i provini con lunghezza d'ancoraggio pari a 10 cm, una forza media di rottura pari a 13,85 kN, mentre per il provino con lunghezza d'ancoraggio 15 cm, una forza di rottura pari a 20,27 kN, così come mostrato in tabella.

Campione	F_{max} [kN]	Lunghezza d'ancoraggio [cm]	Modalità di rottura
MG1	17,24	10	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
MG2	8,35	6	Rottura del substrato in muratura
MG3	19,80	10	Rottura del substrato in muratura
MG5	14,94	10	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
MG6	8,93	10	Rottura del substrato in muratura
Media	13,85		
Val. car.	5,52		
MG4	18,55	15	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
MG7	21,99	15	Rottura del substrato in muratura + sfilamento connettore
Media	20,27		
Val. car.	16,26		

Tabella 6.4 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in muratura rinforzati con connettori in fibra di vetro

Il provino MG2 non rientra nel calcolo della media in quanto si può notare come il suo valore di rottura risulti notevolmente inferiore rispetto agli altri. La motivazione di questo è da ricercarsi nella cattiva preparazione del campione stesso: la lunghezza d'ancoraggio effettiva per questo provino risulta infatti pari a 6 cm.

Per quanto riguarda i campioni MG5 e MG6, dopo la prova si è notata la presenza di vuoti d'aria dovuti a una non omogenea distribuzione della resina nel foro; questo spiega i valori di resistenza più bassi raggiunti da questi due provini rispetto agli altri

campioni.

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

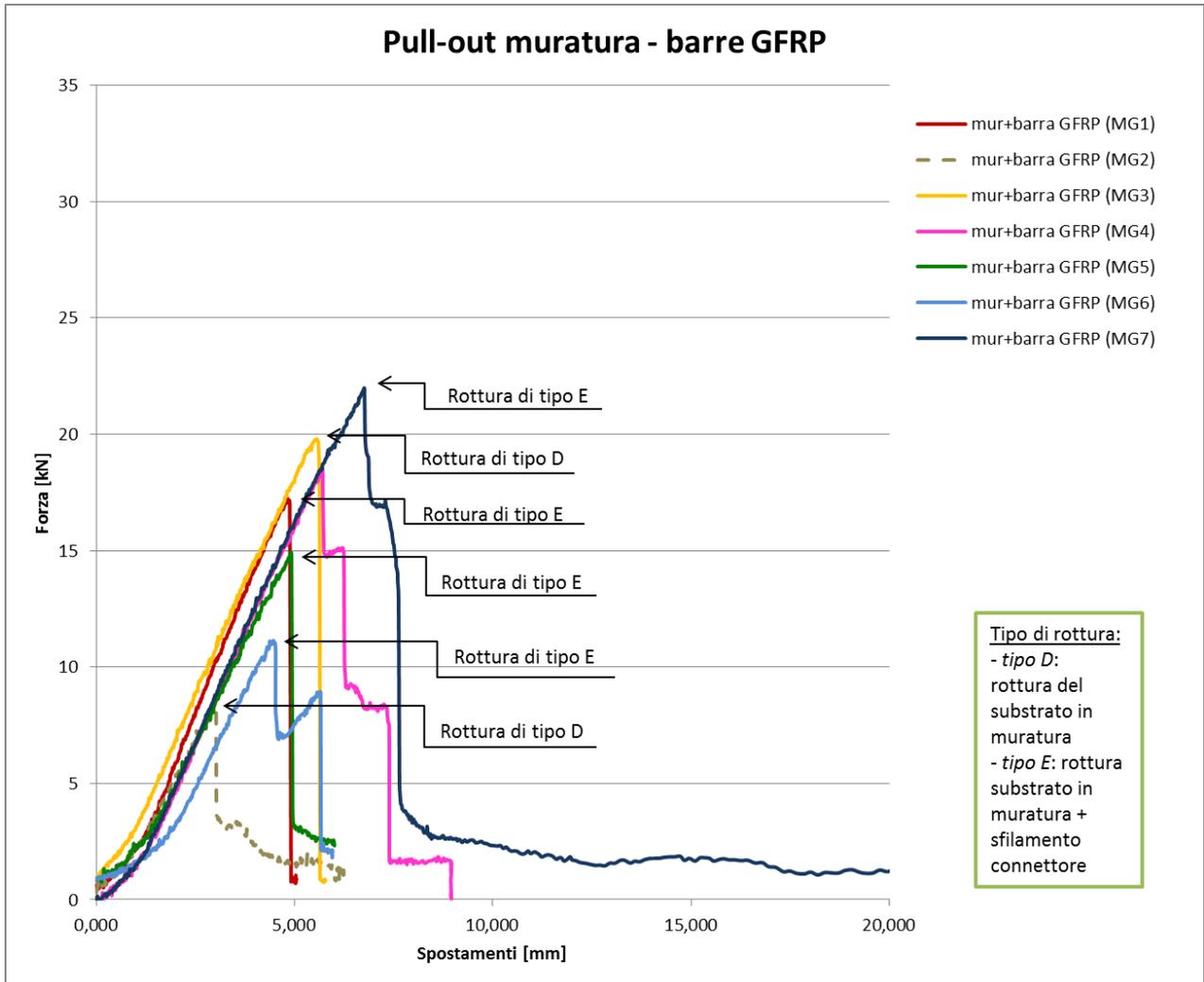
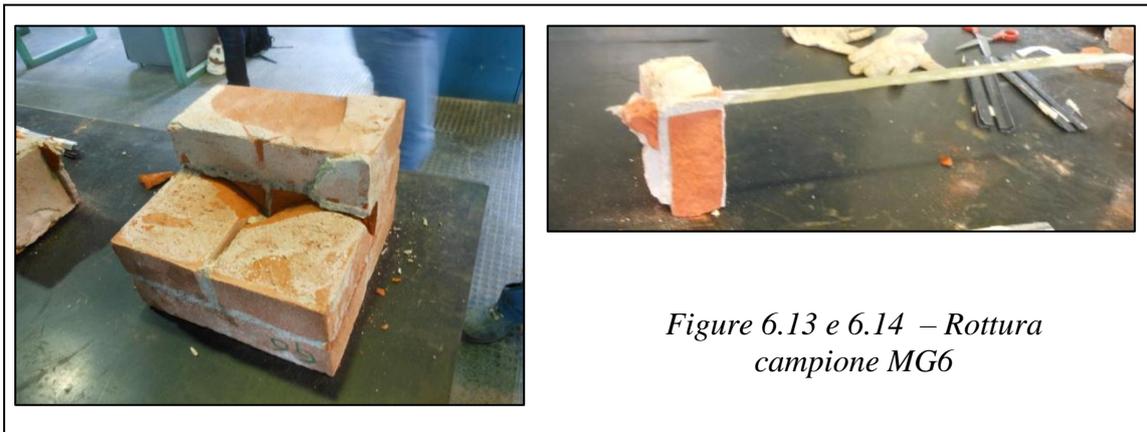


Grafico 6.4 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con connettori in fibra di vetro

Anche in questo caso si sono riscontrate due modalità di rottura dei provini:

- *rottura di tipo D*: la crisi avviene per rottura del substrato in muratura. La rottura si verifica in corrispondenza dei giunti di malta, mentre il connettore rimane in parte aderente al substrato.



- *rottura di tipo E*: la crisi avviene per rottura del substrato in muratura e successivo sfilamento del connettore che trascina con sé parte del substrato.

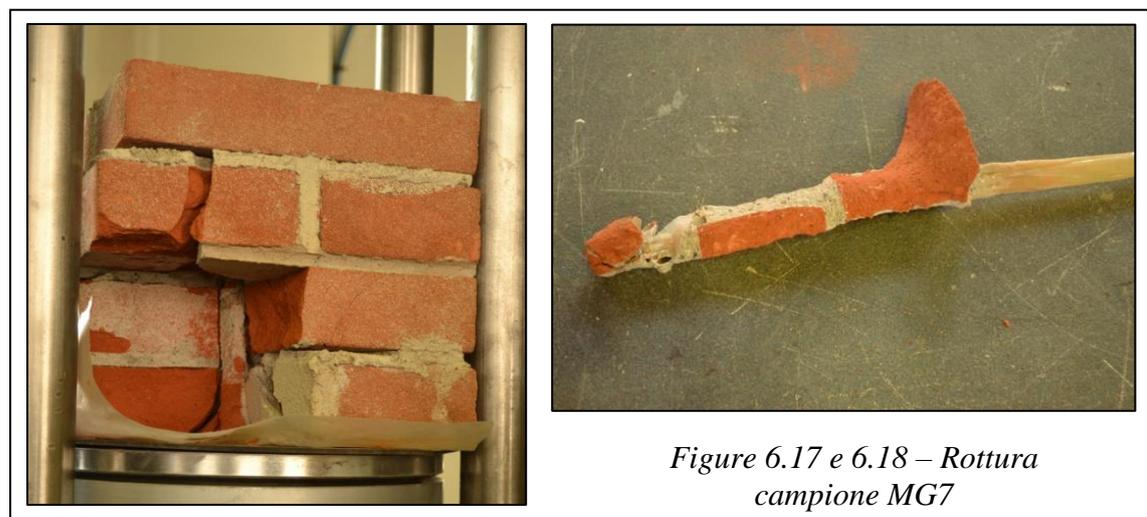
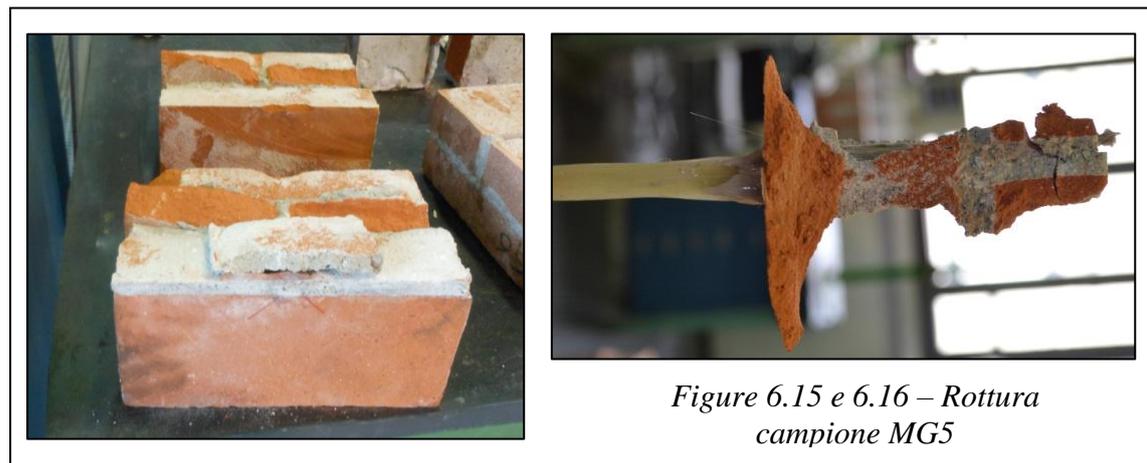




Figura 6.19 – Rottura campione MG4

Osservazioni:

- anche in questo caso come in quello precedente sui connettori per calcestruzzo, la forza massima raggiunta a rottura dai provini in muratura con connettori in fibra di carbonio (16,40 kN – 27,40 kN) è leggermente maggiore rispetto a quella raggiunta dai connettori in fibra di vetro (13,85 kN – 20,27 kN). Ciò è dovuto al fatto che la fibra di carbonio possiede una resistenza a trazione che è di poco superiore alla fibra di vetro. I risultati sui due tipi di fibre possono ritenersi comunque tra loro omogenei;
- all'aumentare della lunghezza d'ancoraggio del connettore nel substrato, sia per la fibra di vetro che per la fibra di carbonio, aumenta anche la forza massima a rottura, come mostrato nelle seguenti tabelle;

ROTTURA CONNETTORI CFRP DA MURATURA			
L ancoraggio [cm]	Campione	Forza [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	MC1	22,73	3,37
	MC2	13,54	2,24
	MC3	13,33	2,27
	MC5	6,60	3,30
	MC6	16,00	3,23
	Media	16,40	2,78
	Dev. standard	4,39	0,60
	Val. caratteristico	9,18	1,78
15 cm	MC4	27,40	4,52
	Media	27,40	4,52

Tabella 6.5 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura con connettori in fibra di carbonio

ROTTURA CONNETTORI GFRP DA MURATURA			
L ancoraggio [cm]	Campione	Forza [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	MG1	17,24	4,83
	MG2	8,35	2,95
	MG3	19,80	5,56
	MG5	14,94	4,90
	MG6	8,93	5,66
	Media	13,85	4,78
	Dev. standard	5,063	1,092
	Val. caratteristico	5,52	2,98
15 cm	MG4	18,55	5,68
	MG7	21,99	6,75
	Media	20,27	6,22
	Dev. standard	2,435	0,757
	Val. caratteristico	16,26	4,97

Tabella 6.6 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura con connettori in fibra di vetro

- il tipo di rottura più frequentemente riscontrato è la rottura del substrato in muratura con successivo sfilamento del connettore (*rottura di tipo E*). Il fatto che, diversamente dal calcestruzzo, lo sfilamento del connettore dal blocco avvenga con asportazione di materiale, è giustificato dalla maggiore fragilità della muratura rispetto al calcestruzzo, ed è indice di un adeguato funzionamento dell'inghisante. In questo caso, infatti, il punto debole del sistema non sarà più l'innesto del connettore nel blocco, ma il blocco stesso che entrerà in crisi prima del connettore;
- la *rottura di tipo D* prevede un meccanismo di crisi non molto diverso dal tipo E. In riferimento all'ultimo corso di mattoni del campione in cui è stato effettuato il foro per il passaggio del connettore, mentre nella rottura di tipo D la crisi avviene solo in corrispondenza del giunto di malta, nella rottura di tipo E si assiste alla crisi anche del mattone. La differenza principale sta nell'accuratezza di confezionamento del provino in muratura.

E' infatti possibile che uno spessore del giunto di malta maggiore delle normali dimensioni utilizzate (in genere 1 cm), abbia portato il mattone a diventare il punto debole del sistema;



*Figura 6.20 – Rottura di tipo D
del campione MC6.
Crisi in corrispondenza del giunto di
malta
dell'ultimo corso di mattoni*



*Figura 6.21 – Rottura di tipo E
del campione MC1.
Crisi in corrispondenza del giunto di
malta e rottura dei mattoni
dell'ultimo corso da ambo i lati del
connettore*

- la rottura di tipo E avviene a sua volta secondo diverse tipologie. In alcuni casi l'asportazione del materiale laterizio che segue lo sfilamento del connettore è completa per tutta la lunghezza d'ancoraggio dell'FRP e avviene secondo la tipica forma conica che contraddistingue anche la crisi del substrato in cui vengono applicati gli ancoranti soggetti a un carico di trazione. In altri, l'asportazione del materiale laterizio interessa il connettore solo per una parte della lunghezza d'ancoraggio; in questi casi la ragione di tale comportamento è da ricercarsi nella difficoltà che si riscontra nell'evitare la formazione di vuoti d'aria all'interno dell'inghisante al momento della preparazione del campione, situazione che rispecchia la stessa difficoltà di realizzazione del sistema in una realtà come quella del cantiere in cui tale rinforzo verrà applicato.

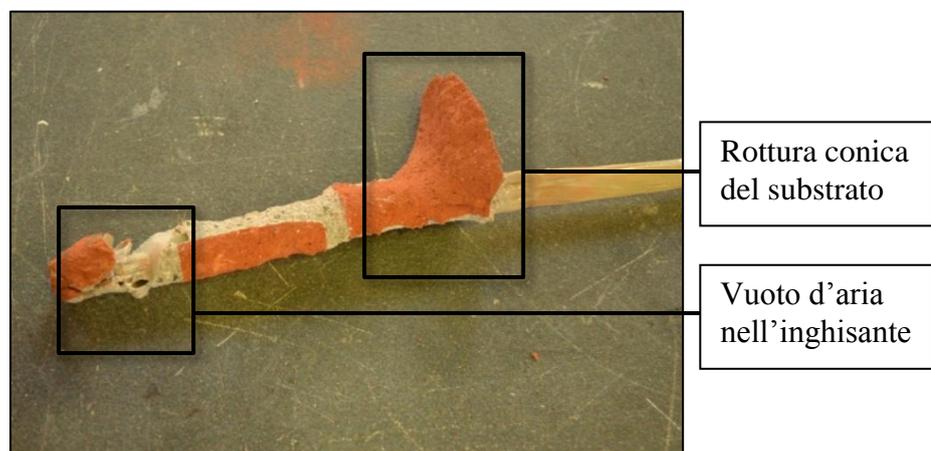


Figura 6.22 – Rottura campione MG7

6.3 Prove di pull-out di barre con fiocco su calcestruzzo

L'esecuzione delle prove sperimentali di pull-out dei fiocchi in fibra di carbonio "SikaWrap® Anchor C" e in fibra di vetro "SikaWrap® Anchor G" dai provini in calcestruzzo, secondo le modalità precedentemente descritte, ha fornito i risultati che di seguito analizzeremo. Per questa tipologia di prova sono stati realizzati campioni in due differenti tipi di calcestruzzo che presentano diverse dimensioni: alcuni provini hanno dimensioni pari a 25 x 30 cm e altezza di 15 cm e sono in calcestruzzo con inerti di grandi dimensioni, mentre altri hanno dimensioni pari a 20 x 20 x 20 cm e utilizzano un calcestruzzo con inerti minori. Tale distinzione è di notevole importanza in quanto il tipo di calcestruzzo impiegato ha permesso la realizzazione di svassi più o meno regolari: gli inerti di dimensioni maggiori, al momento della realizzazione dello svasso, non hanno permesso di creare una superficie regolare e ciò ha determinato una maggiore concentrazione degli sforzi in quel punto che ha portato alla rottura del connettore. La lunghezza d'ancoraggio del fiocco è rimasta invariata per tutti i campioni e risulta pari a 10 cm.

- Fiocchi in CFRP

Le prove sperimentali sono state eseguite su 8 campioni. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato una forza media di rottura dei provini pari a 21,13 kN per i provini realizzati con calcestruzzo con grossi inerti, e una forza media di rottura pari a 28,23 kN per i campioni in calcestruzzo con inerti di dimensioni minori, così come mostrato in tabella:

Campione	F _{max} [kN]	Tipo di calcestruzzo e dimensioni campioni	Modalità di rottura
FC1	25,09	Calcestruzzo con grossi inerti e svassi irregolari Dimensioni campioni: (25x30x15) cm	Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FC2	35,13		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FC3	16,14		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco

FC4	15,98		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FC5	13,34		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
Media	21,13		
Val. car.	6,34		
FC6	35,87	Calcestruzzo con inerti di dimensioni minori e svassi più regolari Dimensioni campioni: (20x20x20) cm	Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FC7	21,52		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FC8	27,31		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
Media	28,23		
Val. car.	16,36		

Tabella 6.7 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in calcestruzzo rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio

Durante la preparazione dei provini, per impedire che la fibra impregnata aderisse alle pareti del foro, è stato inserito in alcuni casi un tondino in acciaio o in PVC, mentre in altri un foglio in polietilene, che evitasse il contatto tra il connettore e il substrato, permettendo in questo modo di testare la reale resistenza dell'ancoraggio con fiocco.



Figura 6.23 e 6.24 – Particolare tondino in acciaio (sx) e in PVC (dx) per evitare il contatto connettore - calcestruzzo e connettore - muratura

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

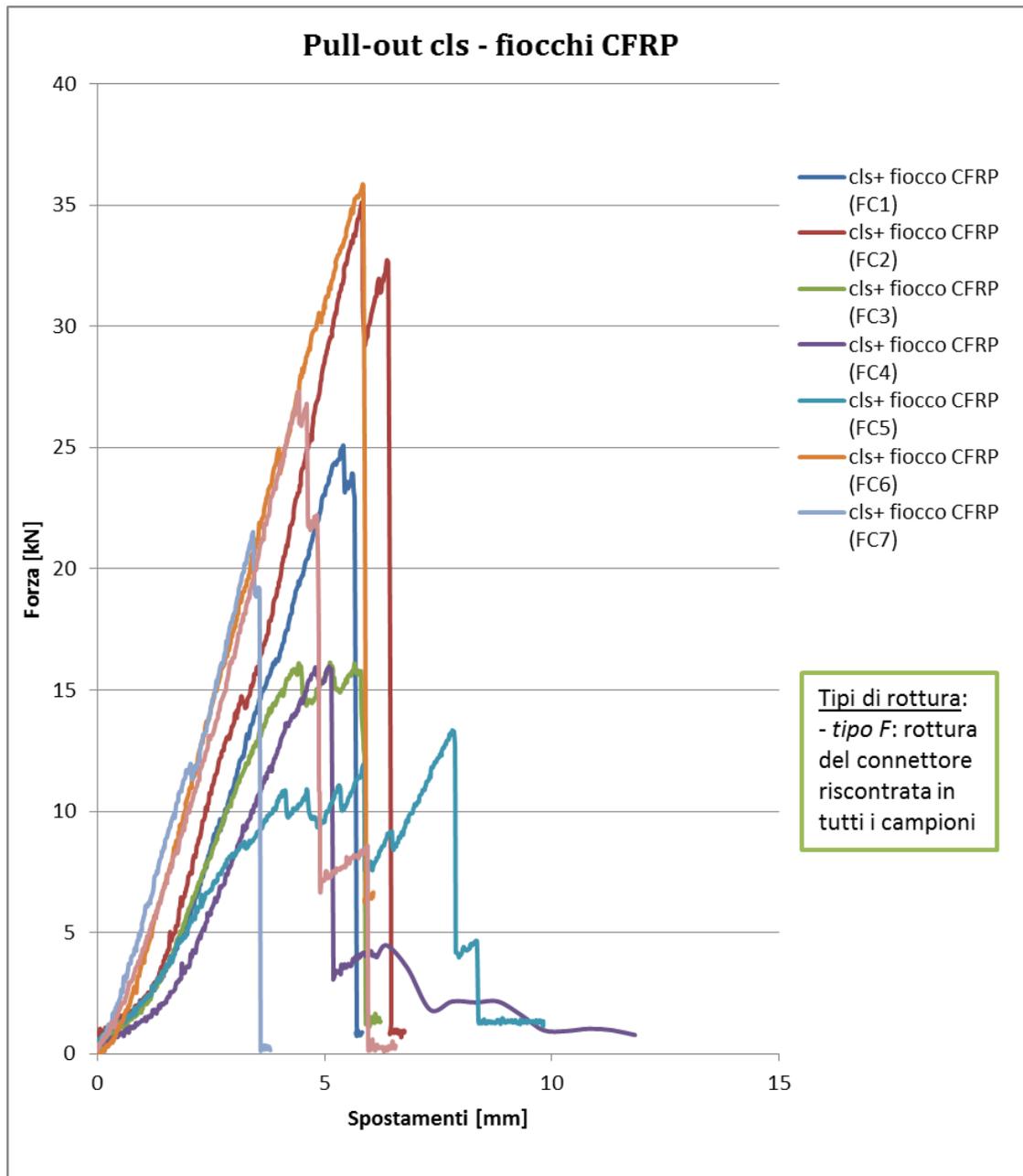


Grafico 6.5 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con ancoraggio a fiocco in fibra di carbonio

L'unica modalità di rottura dei provini riscontrata riguarda il connettore e non il substrato in calcestruzzo:

- rottura di tipo F: la crisi avviene per rottura del connettore in corrispondenza del fiocco.



Figure 6.25 e 6.26 – Rottura campione FC3



Figure 6.27 e 6.28 – Rottura campione FC7

- *Fiocchi in GFRP*

Le prove sperimentali sono state eseguite su 11 campioni. I risultati delle prove hanno riportato una forza media di rottura pari a 18,91 kN per i provini realizzati con calcestruzzo con grossi inerti, e una forza media di rottura pari a 15,69 kN per i campioni in calcestruzzo con inerti di dimensioni minori, così come mostrato in tabella:

Campione	F _{max} [kN]	Tipo di calcestruzzo e dimensioni campioni	Modalità di rottura
FG1	13,16	Calcestruzzo con grossi inerti e svassi irregolari Dimensioni campioni: (25x30x15) cm	Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG2	23,29		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG3	30,17		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG4	11,69		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG5	13,75		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG6	24,15		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG7	16,16		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
Media	18,91		
Val. car.	7,42		
FG8	20,27	Calcestruzzo con inerti di dimensioni minori e svassi più regolari Dimensioni campioni: (20x20x20) cm	Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG9	15,84		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG10	11,19		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
FG11	15,44		Rottura del connettore in corrispondenza del fiocco
Media	15,69		
Val. car.	9,58		

Tabella 6.8 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in calcestruzzo rinforzati con fiocchi in fibra di vetro

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

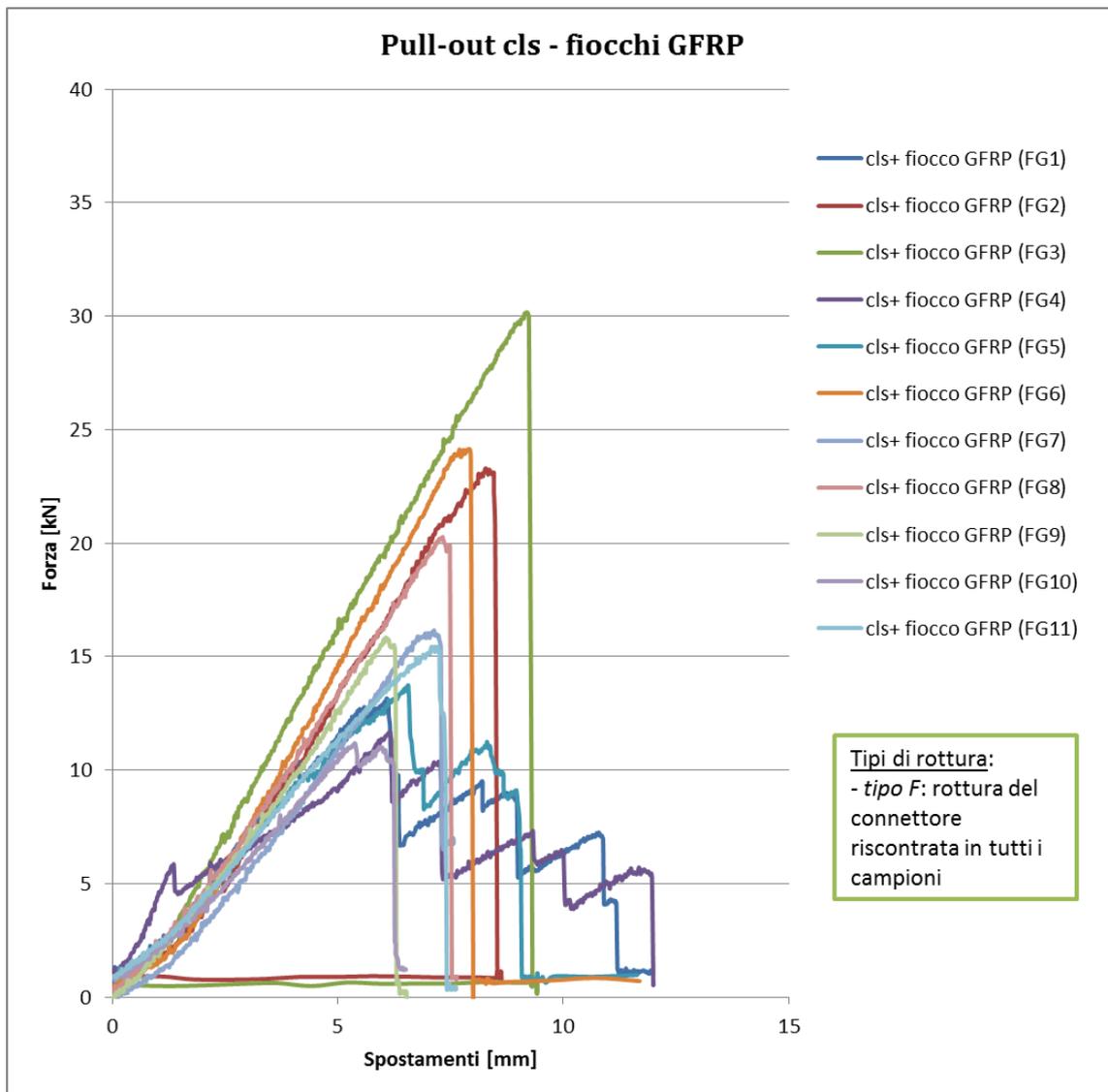


Grafico 6.6 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con ancoraggio a fiocco in fibra di vetro

Anche in questo caso come in quello precedente per la fibra di carbonio, l'unica modalità di rottura dei provini riscontrata riguarda il connettore e non il substrato in calcestruzzo:

- *rottura di tipo F*: la crisi avviene per rottura del connettore in corrispondenza del fiocco, dove si registra la massima concentrazione di sforzi.



Figure 6.29 e 6.30 – Rottura campione FG1



Figura 6.31 – Rottura campione FG9

Osservazioni:

- la forza massima raggiunta a rottura dai provini in calcestruzzo con fiocchi in fibra di carbonio (21,13 kN – 28,23 kN) è leggermente maggiore rispetto a quella raggiunta dai connettori in fibra di vetro (18,91 kN – 15,69 kN).
Ciò è dovuto al fatto che la fibra di carbonio possiede una resistenza a trazione che è superiore alla fibra di vetro. I risultati sui due tipi di fibre possono ritenersi comunque tra loro omogenei;
- il calcestruzzo con piccoli inerti con cui sono stati confezionati i provini FC6,

FC7 e FC8 ha permesso la realizzazione di svassi per l'applicazione dei fiocchi più regolari rispetto agli altri campioni.

È proprio la regolarità dello svasso che ha permesso a questi provini di raggiungere valori della forza massima di rottura maggiori, sia per quanto riguarda i fiocchi in CFRP che quelli in GFRP, in quanto inerti di maggiori dimensioni non permettono una rottura lineare del calcestruzzo, ma sono causa di irregolarità che creano una concentrazione di sforzi tale da portare a rottura il connettore in minor tempo;

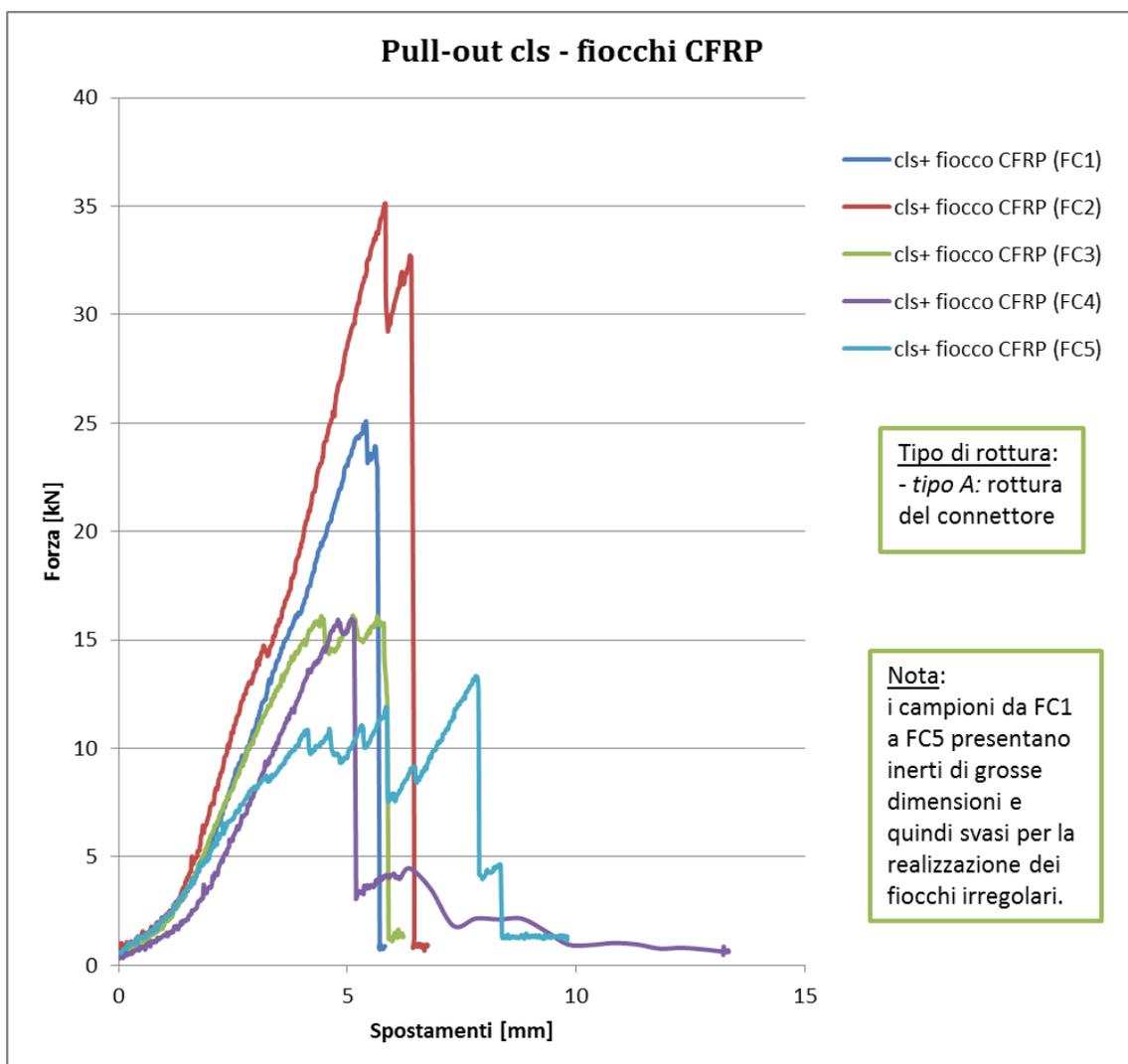


Grafico 6.7 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con inerti di grosse dimensioni

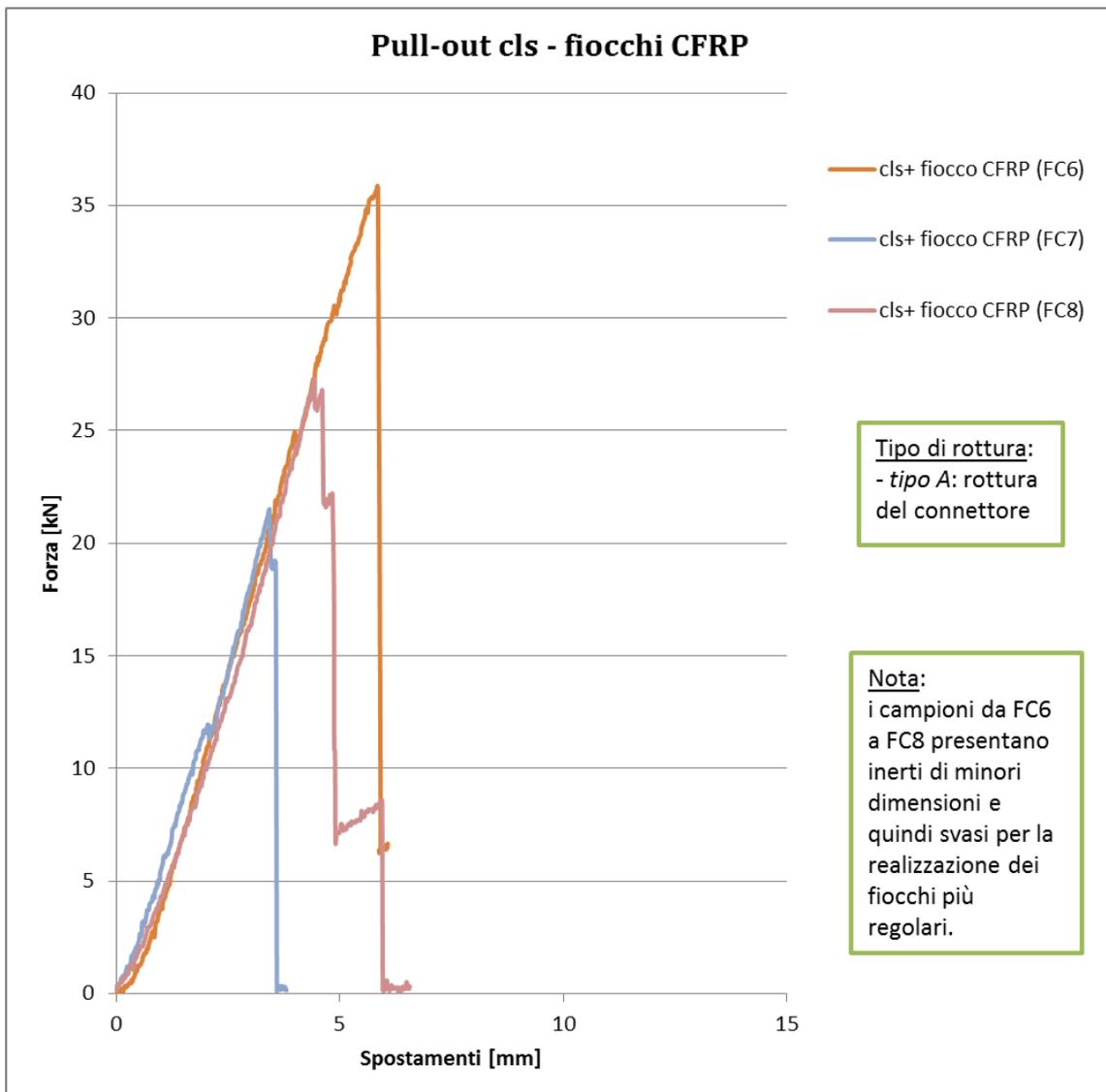


Grafico 6.8 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con inerti di piccole dimensioni

- anche nel caso in cui si considerino separatamente le prove effettuate su provini con calcestruzzi diversi, si può notare una certa dispersione di risultati sempre in riferimento al valore della forza massima di rottura. Questo perché, nel caso di un sistema “a fresco” come il nostro, le variabili in gioco sono molte: trattandosi infatti di campioni realizzati in situ, non si è riusciti ad ottenere la perfetta coincidenza di caratteristiche meccaniche e geometriche (lunghezza di ancoraggio del fiocco, raggio di raccordo, materiali e dimensioni dei blocchi) e di modalità realizzativa (svasatura dei fori, quantità di resina, distribuzione delle

fibre) tra campioni appartenenti alla stessa tipologia;

- l'unico tipo di rottura riscontrato, sia per la fibra di vetro che per la fibra di carbonio, è la rottura del connettore in corrispondenza del fiocco (*rottura di tipo F*). Il substrato in questo caso è infatti un blocco molto rigido; il connettore, non essendo inghisato lungo la superficie interna del foro ma solo in corrispondenza del fiocco, si romperà in questo punto di maggiore concentrazione degli sforzi.



Figure 6.32 e 6.33 – Confronto tra le modalità di rottura dei fiocchi in CFRP e GFRP per lo stesso campione in calcestruzzo

ROTTURA FIOCCHI CFRP DA CLS			
Tipo calcestruzzo	Campioni	Forza [kN]	Corsa corto [mm]
Cls con grossi inerti e svassi irregolari	FC1	25,09	5,41
	FC2	35,13	5,83
	FC3	16,14	5,12
	FC4	15,98	5,10
	FC5	13,34	7,81
	Media	21,13	5,85
	Dev. standard	9,00	1,13
Cls con piccoli inerti e svassi regolari	Val. caratteristico	6,34	3,99
	FC6	35,87	5,84
	FC7	21,52	3,43
	FC8	27,31	4,44
	Media	28,23	4,57
	Dev. standard	7,22	1,21
	Val. caratteristico	16,36	2,58

Tabella 6.9 – Dati relativi alla rottura di provini in calcestruzzo con fiocchi in fibra di carbonio

ROTTURA FIOCCHI GFRP DA CLS			
Tipo calcestruzzo	Campioni	Forza [kN]	Corsa corto [mm]
Cls con grossi inerti e svassi irregolari	FG1	13,16	6,09
	FG2	23,29	8,27
	FG3	30,17	9,19
	FG4	11,69	6,16
	FG5	13,75	6,56
	FG6	24,15	7,92
	FG7	16,16	7,13
	Media	18,91	7,33
	Dev. standard	6,99	1,17
	Val. caratteristico	7,42	5,40
Cls con piccoli inerti e svassi regolari	FG8	20,27	7,33
	FG9	15,84	6,06
	FG10	11,19	5,38
	FG11	15,44	7,08
	Media	15,69	6,46
	Dev. standard	3,71	0,91
	Val. caratteristico	9,58	4,97

Tabella 6.10 – Dati relativi alla rottura di provini in calcestruzzo con fiocchi in fibra di vetro

6.4 Prove di pull-out di barre con fiocco su muratura

L'esecuzione delle prove sperimentali di pull-out dei fiocchi in fibra di carbonio "SikaWrap® Anchor C" e in fibra di vetro "SikaWrap® Anchor G" dai provini in muratura, secondo le modalità precedentemente descritte, ha fornito i risultati che di seguito analizzeremo. Per questa tipologia di prova sono stati realizzati campioni differenti tra loro sia per la tipologia di malta e mattone utilizzata, sia per le dimensioni: alcuni provini hanno dimensioni pari a 25 x 25 cm e altezza pari a 3 corsi e sono stati realizzati con mattoni pieni sabbiati tipo "fatto a mano" e malta Sika® Muratura, mentre altri hanno dimensioni pari a 25 x 25 cm e altezza pari 2/3 corsi e sono stati realizzati con mattoni pieni non sabbiati e malta Sika MonoTop® - 722 Mur. La lunghezza d'ancoraggio del fiocco è rimasta invece invariata per tutti i campioni e risulta pari a 10 cm.

• *Fiocchi in CFRP*

Le prove sperimentali sono state eseguite su 9 campioni. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato i seguenti risultati:

Campione	F_{max} [kN]	F rottura [kN]	Tipo di muratura e dimensioni campioni	Modalità di rottura
MFC1	23,74	18,79	Mattoni pieni sabbiati tipo “fatto a mano” + malta Sika® Muratura (3 corsi di mattoni)	Rottura mattoni e successivo distacco del fiocco
MFC2	25,77	22,11		Rottura mattoni e successiva rottura del connettore
Media	24,75	20,45		
Val. car.	22,40	16,59		
MFC4	17,84	14,45	Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop® - 722 Mur (2 corsi di mattoni)	Rottura mattoni e successivo distacco del fiocco
MFC5	17,38	15,27		Rottura mattoni e successivo distacco del fiocco
Media	17,61	14,86		
Val. car.	17,08	13,90		
MFC3	34,25	34,25	Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop® - 722 Mur (3 corsi di mattoni)	Rottura del connettore
MFC6	18,12	18,12		Rottura del connettore
MFC7	22,68	22,68		Rottura del connettore
MFC8	21,57	21,57		Rottura del connettore
MFC9	20,03	20,03		Rottura del connettore
Media	23,33	23,22		
Val. car.	12,90	12,90		

Tabella 6.11 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in muratura rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

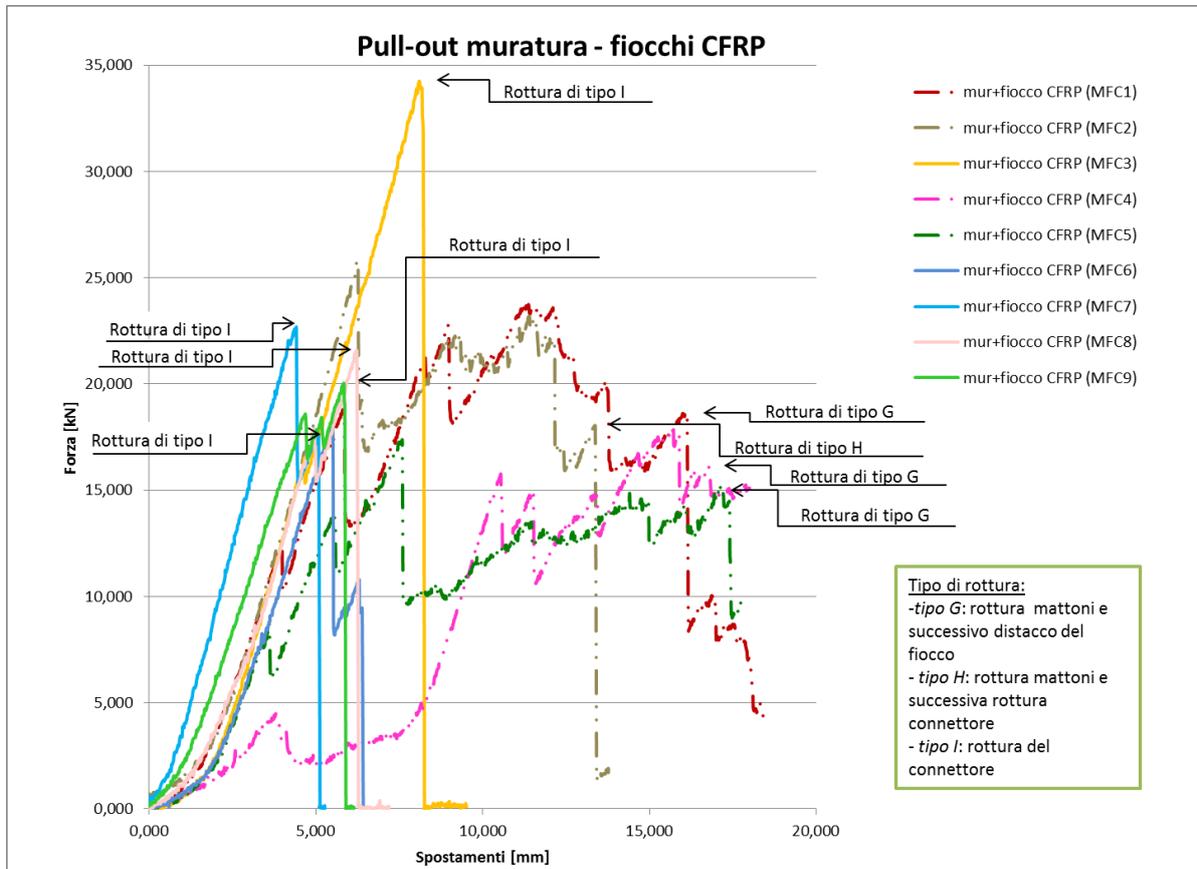


Grafico 6.9 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con ancoraggio a fiocco in fibra di carbonio

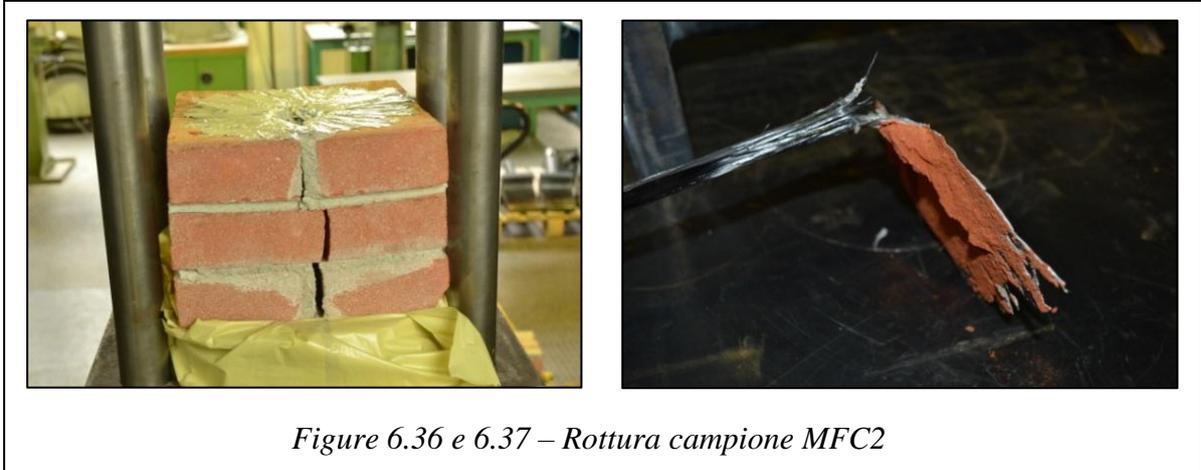
Si sono riscontrate tre differenti modalità di rottura dei provini:

- rottura di tipo G: la crisi avviene per rottura del campione in muratura e successivo distacco del fiocco;



Figure 6.34 e 6.35 – Rottura campione MFC1

- *rottura di tipo H*: la crisi avviene per rottura del campione in muratura e successiva rottura del fiocco;



- *rottura di tipo I*: la crisi avviene per rottura del connettore.



- *Fiocchi in GFRP*

Le prove sperimentali sono state eseguite su 7 campioni. Diversamente dai provini con rinforzo a fiocco in fibra di carbonio, i campioni con fiocchi in fibra di vetro sono stati realizzati tutti con la stessa tipologia di mattoni pieni non sabbiati e malta Sika MonoTop® - 722 Mur e hanno tutti altezza pari a 3 corsi. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato una forza media di rottura dei campioni pari a 21,21 kN, così come mostrato in tabella:

Campione	F _{max} [kN]	Tipo di muratura e dimensioni campioni	Modalità di rottura
MFG1	22,49	Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop [®] - 722 Mur (3 corsi di mattoni)	Rottura del connettore
MFG2	20,14		Rottura del connettore
MFG3	20,14		Rottura del connettore
MFG4	21,98		Rottura del connettore
MFG5	26,35		Rottura del connettore
MFG6	19,37		Rottura del connettore
MFG7	18,04		Rottura del connettore
Media	21,21		
Val. car.	16,74		

Tabella 6.12 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini in muratura rinforzati con fiocchi in fibra di vetro

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati.

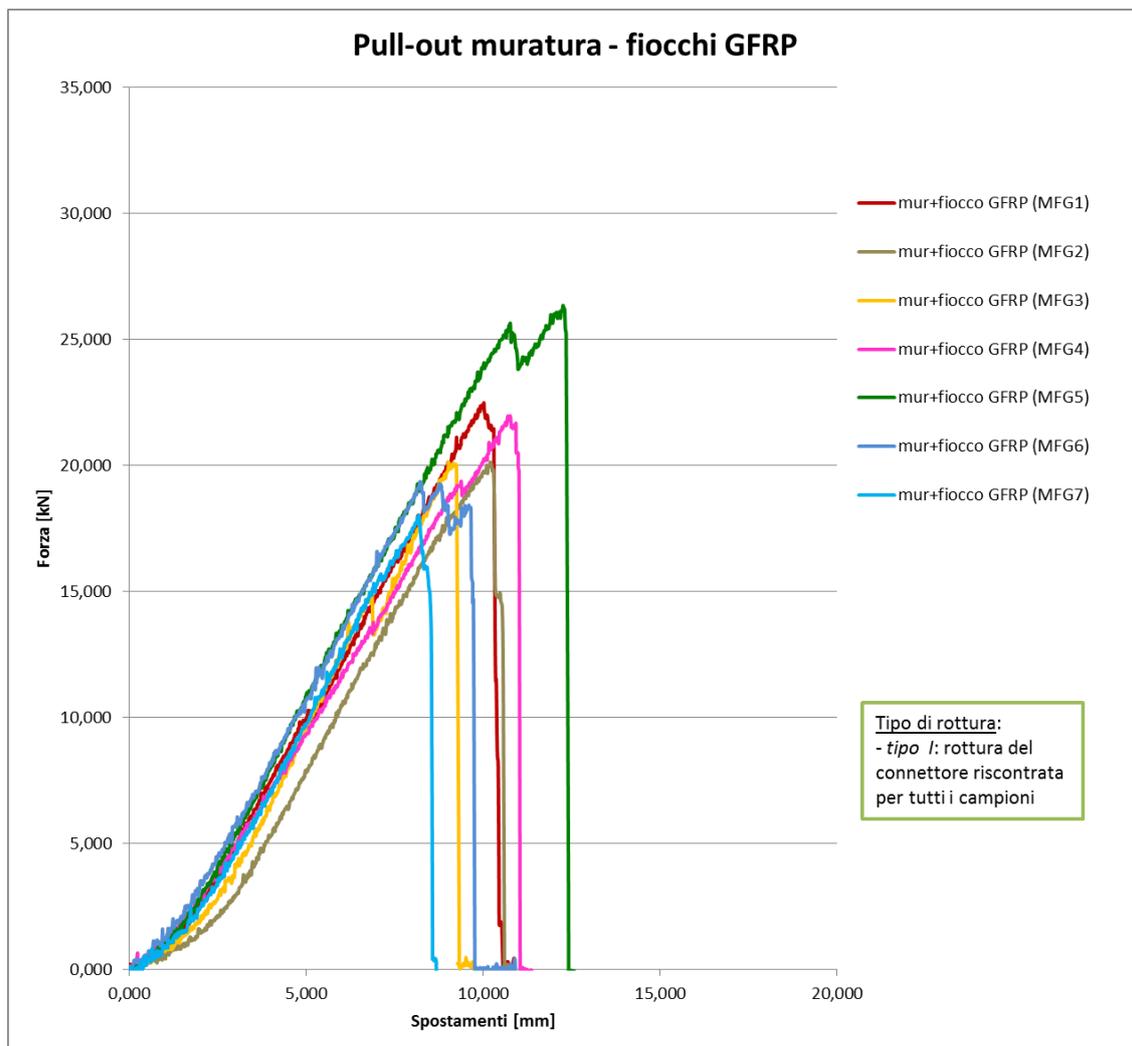


Grafico 6.10 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con ancoraggio a fiocco in fibra di vetro

L'unica modalità di rottura dei provini riscontrata è la seguente:

- *rottura di tipo I*: la crisi avviene per rottura del connettore in corrispondenza del fiocco



Figura 6.41 – Rottura campione MFG6

Osservazioni:

- la forza massima raggiunta a rottura dai provini in muratura con fiocchi in fibra di carbonio per le tre differenti tipologie di substrato (24,75 kN – 17,61 kN – 23,33 kN) ha fornito valori omogenei e confrontabili con quelli relativi alla fibra di vetro (21,21 kN);

- confrontando nello specifico solo i campioni realizzati con mattoni pieni non sabbiati e malta Sika Monotop[®]-722 Mur a 3 corsi, si nota come la forza raggiunta a rottura dai provini rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio (23,33 kN) sia maggiore rispetto a quella raggiunta dai fiocchi in fibra di vetro (21,21 kN). Ciò è dovuto al fatto che la fibra di carbonio possiede una resistenza a trazione che è superiore alla fibra di vetro;
- a differenza di tutti i casi precedenti, per alcuni campioni è stato necessario fare una distinzione tra forza massima raggiunta e forza di rottura (è il caso dei provini il cui andamento forza-spostamento è riportato con una linea tratteggiata nel grafico). Questo perché il substrato in muratura presenta un carattere fragile e le sue caratteristiche di resistenza dipendono molto dalla modalità realizzativa e di confezionamento del sistema stesso.

Nei casi citati si verifica una rottura del substrato, a cui segue la crisi del rinforzo (*rottura di tipo G e rottura di tipo H*); volendo testare con le prove sperimentali la resistenza del rinforzo, possiamo attribuire maggiore importanza ai risultati ottenuti nei casi in cui si verifica solamente la crisi del fiocco (*rottura di tipo I*);

- se si considerano solo i campioni rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio, si può notare come al variare della tipologia del substrato, cambino anche i valori della forza massima di rottura raggiunti. In particolare, se si confrontano tra loro i campioni a 3 corsi, si nota come la forza di rottura dei provini realizzati con mattoni pieni sabbiati tipo “fatto a mano” e malta di calce (20,45 kN) sia inferiore rispetto a quella raggiunta dai provini realizzati con mattoni pieni non sabbiati e malta cementizia (23,33 kN). Questo perché sono inferiori le caratteristiche meccaniche sia dei mattoni sabbiati rispetto a quelli standard, sia della malta di calce rispetto a quella cementizia, come già descritto nel capitolo 3 relativo al confezionamento dei provini;
- considerando sempre i campioni rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio, ma solo quelli realizzati con mattoni pieni non sabbiati e malta cementizia, si nota come all’aumentare del numero dei corsi di mattoni aumenti anche la forza di rottura. Passando infatti da 2 a 3 corsi di mattoni, la forza di rottura passa da un valore di 14,86 kN a uno di 23,33 kN;

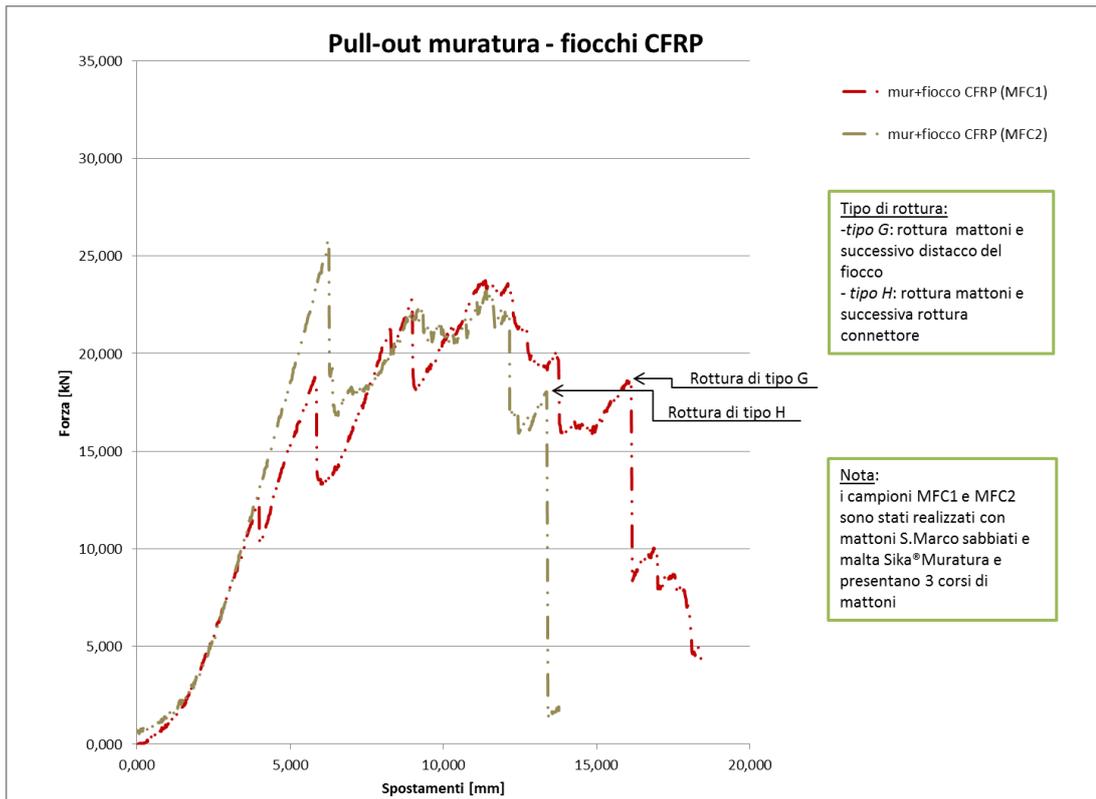


Grafico 6.11 – Curva forza-spostamento per provini in muratura a 3 corsi (mattoni pieni sabbatiati + malta Sika® Muratura) e rinforzo con fiocchi in CFRP

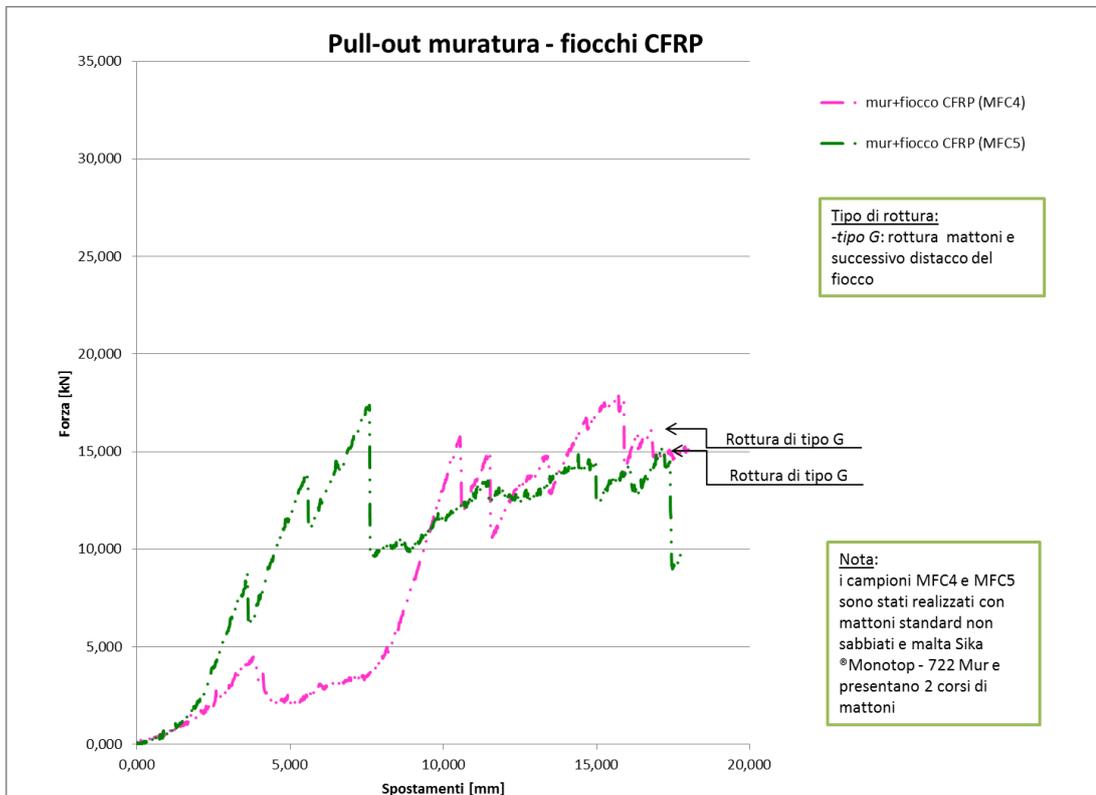


Grafico 6.12 – Curva forza-spostamento per provini in muratura a 2 corsi (mattoni pieni non sabbatiati + malta Sika Monotop® -722 Mur) e rinforzo con fiocchi in CFRP

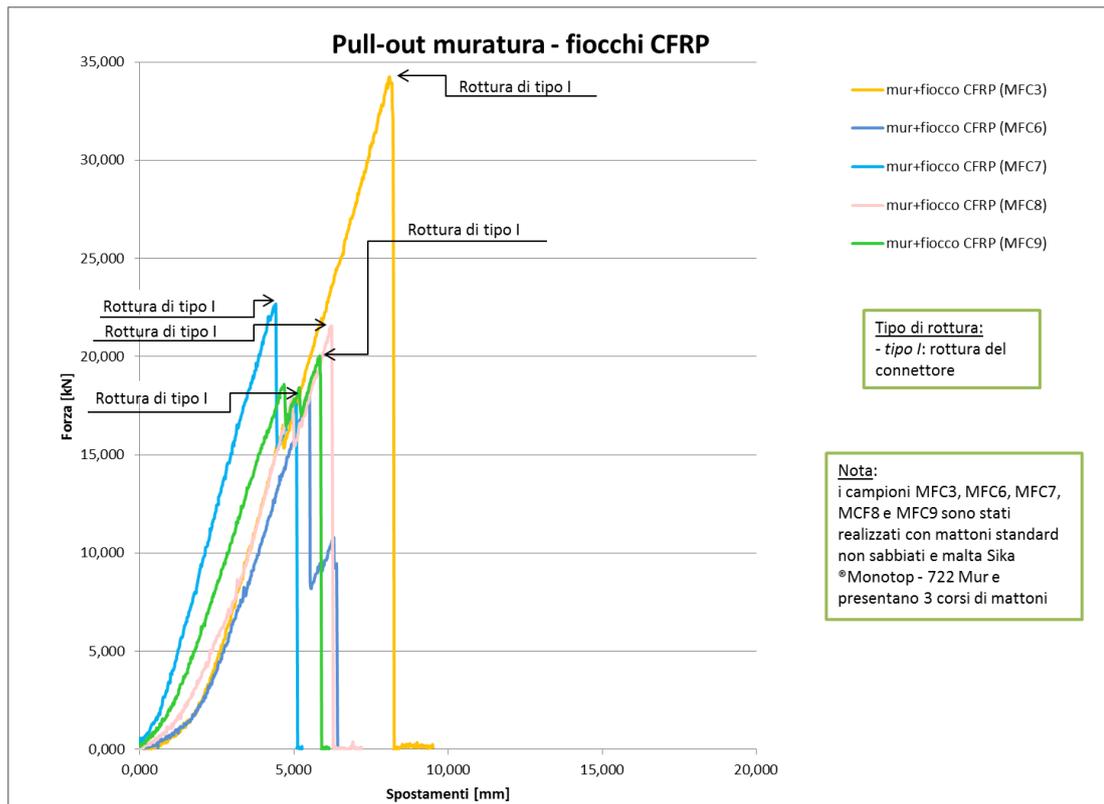


Grafico 6.13 – Curva forza-spostamento per provini in muratura a 3 corsi (mattoni pieni non sabbati + malta Sika Monotop®-722 Mur) e rinforzo con fiocchi in CFRP

ROTTURA FIOCCI CFRP DA MURATURA						
Tipo di muratura	N° corsi mattoni	Campione	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]	Forza di rottura [kN]	Corsa corto [mm]
Mattoni pieni sabbati tipo "fatto a mano" + malta Sika®Muratura	3	MFC1	23,74	11,37	18,79	5,81
		MFC2	25,77	6,27	22,11	12,13
		Media	24,75	8,82	20,45	8,97
		Dev. standard	1,43	3,61	2,345	4,474
		Val. caratteristico	22,40	2,88	16,59	1,61
Mattoni pieni non sabbati + malta Sika Monotop® - 722 Mur	2	MFC4	17,84	15,72	14,45	21,73
		MFC5	17,38	7,59	15,27	17,14
		Media	17,61	11,66	14,86	19,43
		Dev. standard	0,32	5,75	0,581	3,241
		Val. caratteristico	17,08	2,20	13,90	14,10
Mattoni pieni non sabbati + malta Sika Monotop® - 722 Mur	3	MFC3	34,251	8,099	34,251	8,099
		MFC6	18,119	5,473	18,119	5,473
		MFC7	22,682	4,415	22,682	4,415
		MFC8	21,570	6,230	21,570	6,230
		MFC9	20,033	5,844	20,033	5,844
		Media	23,331	6,012	23,331	6,012
		Dev. standard	6,341	1,348	6,341	1,348
		Val. caratteristico	12,901	3,794	12,901	3,794

Tabella 6.13 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura con fiocchi in fibra di carbonio

ROTTURA FIOCCHI GFRP DA MURATURA				
Tipo di muratura	N° corsi mattoni	Campione	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop® - 722 Mur	3	MFG1	22,49	10,02
		MFG2	20,14	10,20
		MFG3	20,14	9,03
		MFG4	21,98	10,76
		MFG5	26,35	12,26
		MFG6	19,37	8,22
		MFG7	18,04	8,19
		Media	21,21	9,81
		Dev. standard	2,72	1,46
		Val. caratteristico	16,74	7,40

Tabella 6.14 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura con fiocchi in fibra di vetro

- la modalità di rottura più frequentemente riscontrata è la rottura del connettore in corrispondenza del fiocco (*rottura di tipo I*), sia per quanto riguarda la fibra di carbonio che per la fibra di vetro. Questo perché il punto in cui avviene la rottura corrisponde al punto di maggiore concentrazione degli sforzi, essendo posizionato in corrispondenza dello svaso. Anche in questo caso come in quello dei fiocchi su substrato in calcestruzzo, più lo svaso risulta regolare più il sistema sarà in grado di resistere prima di giungere a rottura.

Conclusioni

- Connettori in fori ciechi:

- il sistema rinforzo + substrato risulta più efficace e di maggiore resistenza se applicato al caso del calcestruzzo rispetto a quello della muratura.

Confrontando infatti separatamente il caso dei connettori in fibra di carbonio e di quelli in fibra di vetro, la forza media massima di rottura raggiunta dal connettore in CFRP su calcestruzzo è di 34,55 kN contro i 16,40 kN raggiunti su muratura, mentre nel caso dei connettori in GFRP la forza media massima raggiunta su calcestruzzo è di 30,85 kN contro i 13,85 kN su muratura.

ROTTURA CONNETTORI CFRP DA CLS			
L ancoraggio [cm]	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	C1	32,60	4,35
	C2	33,00	4,53
	C3	38,05	4,49
	Media	34,55	4,46
	Dev. standard	3,04	0,10
	Val. caratteristico	29,55	4,30

ROTTURA CONNETTORI GFRP DA CLS			
L ancoraggio [cm]	Campione	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	G1	34,61	7,68
	G2	31,37	7,29
	G3	26,57	5,81
	Media	30,85	6,93
	Dev. standard	4,04	0,98
	Val. caratteristico	24,20	5,31

Tabelle 6.15 e 6.16 – Confronto forze massime raggiunte su provini in cls per connettori in CFRP e GFRP

ROTTURA CONNETTORI CFRP DA MURATURA			
L ancoraggio [cm]	Campione	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	MC1	22,73	3,37
	MC2	13,54	2,24
	MC3	13,33	2,27
	MC5	6,60	3,30
	MC6	16,00	3,23
	Media	16,40	2,78
	Dev. standard	4,39	0,60
	Val. caratteristico	9,18	1,78
15 cm	MC4	27,40	4,52
	Media	27,40	4,52

ROTTURA CONNETTORI GFRP DA MURATURA			
L ancoraggio [cm]	Campione	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	MG1	17,24	4,83
	MG2	8,35	2,95
	MG3	19,80	5,56
	MG5	14,94	4,90
	MG6	8,93	5,66
	Media	13,85	4,78
	Dev. standard	5,06	1,09
	Val. caratteristico	5,52	2,98
	15 cm	MG4	18,55
MG7		21,99	6,75
Media		20,27	6,22
Dev. standard		2,43	0,76
Val. caratteristico		16,26	4,97

Tabelle 6.17 e 6.18 – Confronto forze massime raggiunte su provini in muratura per connettori in CFRP e GFRP

- Fiocchi in fori passanti:
 - il sistema rinforzo + substrato risulta più efficace e di maggiore resistenza se applicato al caso del calcestruzzo rispetto a quello della muratura, nel caso della fibra di carbonio; non si verifica lo stesso comportamento per quanto riguarda la fibra di vetro. Confrontando infatti separatamente il caso dei fiocchi in fibra di carbonio e di quelli in fibra di vetro, la forza media massima raggiunta dal connettore in CFRP su calcestruzzo è di 28,23 kN contro i 24,75 kN raggiunti su muratura, mentre nel caso dei connettori in GFRP la forza media massima raggiunta su calcestruzzo è di 18,91 kN contro i 21,21 kN su muratura.

ROTTURA FIOCCHI CFRP DA CLS			
Tipo calcestruzzo	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Cls con grossi inerti e svassi irregolari	FC1	25,09	5,41
	FC2	35,13	5,83
	FC3	16,14	5,12
	FC4	15,98	5,10
	FC5	13,34	7,81
	Media	21,13	5,85
	Dev. standard	9,00	1,13
	Val. caratteristico	6,34	3,99
Cls con piccoli inerti e svassi regolari	FC6	35,87	5,84
	FC7	21,52	3,43
	FC8	27,31	4,44
	Media	28,23	4,57
	Dev. standard	7,22	1,21
	Val. caratteristico	16,36	2,58

ROTTURA FIOCCHI GFRP DA CLS			
Tipo calcestruzzo	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Cls con grossi inerti e svassi irregolari	FG1	13,16	6,09
	FG2	23,29	8,27
	FG3	30,17	9,19
	FG4	11,69	6,16
	FG5	13,75	6,56
	FG6	24,15	7,92
	FG7	16,16	7,13
	Media	18,91	7,33
	Dev. standard	6,99	1,17
	Val. caratteristico	7,42	5,40
Cls con piccoli inerti e svassi regolari	FG8	20,27	7,33
	FG9	15,84	6,06
	FG10	11,19	5,38
	FG11	15,44	7,08
	Media	15,69	6,46
	Dev. standard	3,71	0,91
	Val. caratteristico	9,58	4,97

Tabelle 6.19 e 6.20 – Confronto forze massime raggiunte su provini in cls per fiocchi in CFRP e GFRP

ROTTURA FIOCCHI CFRP DA MURATURA			
Tipo di muratura	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Mattoni pieni sabbiati + malta Sika® Muratura (3 corsi)	MFC1	23,74	11,37
	MFC2	25,77	6,27
	Media	24,75	8,82
	Dev. standard	1,43	3,61
	Val. caratteristico	22,40	2,88
Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop® - 722 Mur (2 corsi)	MFC4	17,84	15,72
	MFC5	17,38	7,59
	Media	17,61	11,66
	Dev. standard	0,32	5,75
	Val. caratteristico	17,08	2,20
Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop® - 722 Mur (3 corsi)	MFC3	34,25	8,10
	MFC6	18,12	5,47
	MFC7	22,68	4,42
	MFC8	21,57	6,23
	MFC9	20,03	5,84
	Media	23,33	6,01
	Val. caratteristico	12,90	3,79

ROTTURA FIOCCHI GFRP DA MURATURA			
Tipo di muratura	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop® - 722 Mur (3 corsi)	MFG1	22,49	10,02
	MFG2	20,14	10,20
	MFG3	20,14	9,03
	MFG4	21,98	10,76
	MFG5	26,35	12,26
	MFG6	19,37	8,22
	MFG7	18,04	8,19
	Media	21,21	9,81
	Dev. standard	2,72	1,46
	Val. caratteristico	16,74	7,40

Tabelle 6.21 e 6.22 – Confronto forze massime raggiunte su provini in muratura per fiocchi in CFRP e GFRP

Nel caso dei fiocchi, diversamente dai connettori, la fibra di vetro risulta infatti più difficile da sfiochettiare una volta che è stata impregnata rispetto a quella di carbonio; tale difficoltà ha impedito la realizzazione del fiocco in GFRP come superficie continua, così come invece sarebbe auspicabile ottenere per evitare concentrazioni di sforzi dannosi per il sistema.

Capitolo 7 – MODELLAZIONE ANALITICA/NUMERICA DELLE PROVE SPERIMENTALI

7.1 Modellazione analitica

Per meglio comprendere il meccanismo di rottura di un substrato, sia esso in calcestruzzo o in muratura, rinforzato con connettori in materiale composito, questo capitolo e i successivi si propongono come obiettivo lo studio dell'interazione tra rinforzo e substrato attraverso un'analisi del comportamento di pull-out. Per fare ciò si procederà per livelli successivi:

- nella prima parte verrà sviluppato un modello analitico per analizzare il comportamento di pull-out del sistema substrato-rinforzo. Questo modello è basato sul concetto di rottura meccanica. La rottura per taglio all'interfaccia tra connettore e substrato si considera corrispondente al momento di formazione della prima fessura a tale interfaccia;
- nella seconda parte verrà effettuato un confronto con i risultati provenienti dalle prove sperimentali, essenziale per la verifica del modello analitico.
- nell'ultima parte verrà sviluppato un modello numerico del comportamento di pull-out mediante l'utilizzo di un programma agli elementi finiti, *Abaqus*, con l'obiettivo di confrontare i risultati numerici così ottenuti con quelli analitici del modello precedente.

Lo scopo che si vuole raggiungere è quello di dimostrare che i risultati numerici e sperimentali siano in perfetto accordo con quelli ottenuti attraverso l'applicazione del modello analitico.

Introduzione al modello analitico

I materiali compositi che combinano una matrice polimerica con un tessuto di rinforzo sono stati utilizzati abitualmente nel campo delle applicazioni dell'ingegneria civile per i loro numerosi vantaggi. Le fibre di vetro alcaline-resistenti (AR-fibre), ad esempio, sono state utilizzate per lungo tempo al fine di migliorare le proprietà del calcestruzzo, specialmente le sue proprietà di rottura e di duttilità. Tuttavia, le fibre corte

convenzionali mostrano un orientamento non organizzato all'interno della matrice polimerica; in questo modo viene sfruttata solo una piccola frazione di fibra. Questo aspetto può essere migliorato con l'utilizzo di fibre continue o filamenti che sono legati tra loro in quello che viene definito *yarn* o filato. Inoltre una speciale tecnica di rilegatura delle fibre può dare alle fibre multi-filamento una direzione desiderata in accordo con le condizioni di carico. L'utilizzo di questo tessuto come rinforzo nel calcestruzzo porta ad avere un elemento strutturale leggero ad alta resistenza, con un'elevata durabilità e resistenza alla corrosione. Per un filato rinforzato si possono distinguere due tipi di legame: il legame tra il filato stesso e la matrice polimerica e quello tra i diversi filamenti che compongono il filato stesso. Numerosi autori hanno studiato questi legami con metodi differenti. La maggior parte degli studi si sono focalizzati sul legame tra filato e matrice e hanno permesso di fornire una buona comprensione del meccanismo di rottura del composito. Lo studio può essere effettuato a partire dal significato della prova di pull-out, che può essere considerata uno strumento per l'individuazione delle proprietà di legame all'interfaccia. Esistono diversi modelli di interfaccia sviluppati nel tempo da vari studiosi, come il modello di Antoine e altri, il modello di Cox, il modello di Kelly-Tyson e quello di Laws. Tutti questi modelli sono basati sull'analisi dello sforzo tangenziale all'interfaccia. La *Figura 7.1* mostra differenti andamenti dello sforzo di taglio τ all'interfaccia lungo l'asse della fibra (x) secondo i diversi modelli.

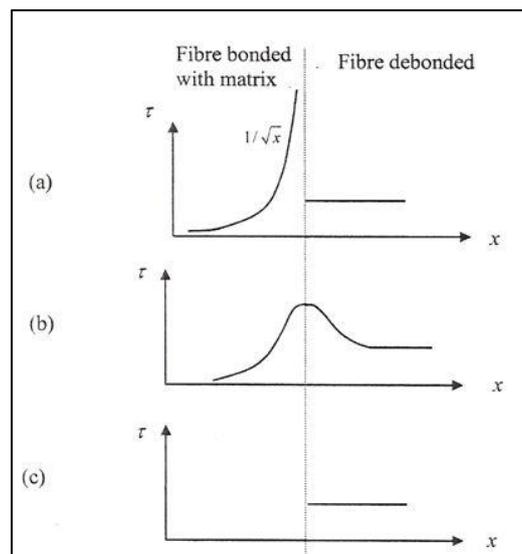


Figura 7.1 – Andamenti dello sforzo tangenziale all'interfaccia (Li and Stang, 1997):
(a) modello di frattura meccanica, (b) modello soft slip, (c) modello semplificato

Con il modello semplificato Li e Leung mostrano come l'andamento della curva di pull-out consista di due parti ben distinte (Figura 7.2): la parte dello scorrimento parziale corrispondente alla rottura per taglio (*partial slip*) e la parte dello scorrimento generalizzato corrispondente alla rottura per trazione del filamento (*generalized slip*).

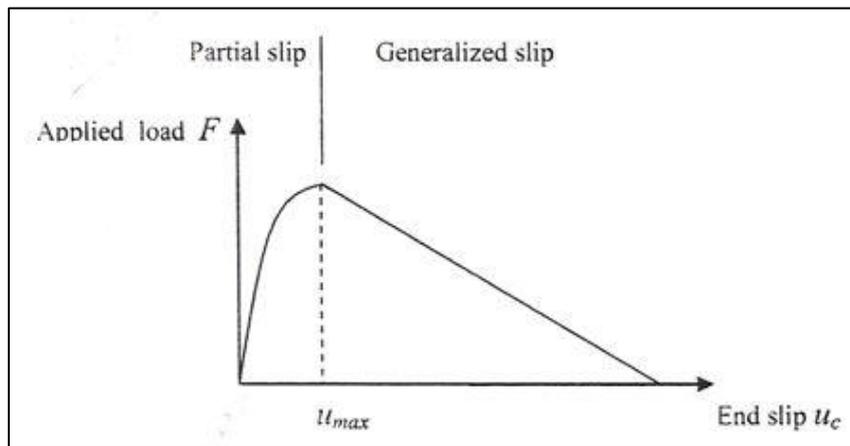


Figura 7.2 – Andamento della curva di pull-out (Li e Leung, 1992)

Lo studio di Naaman e altri fornisce invece una tipica curva di pull-out per le fibre lisce, come mostrato in Figura 7.3.

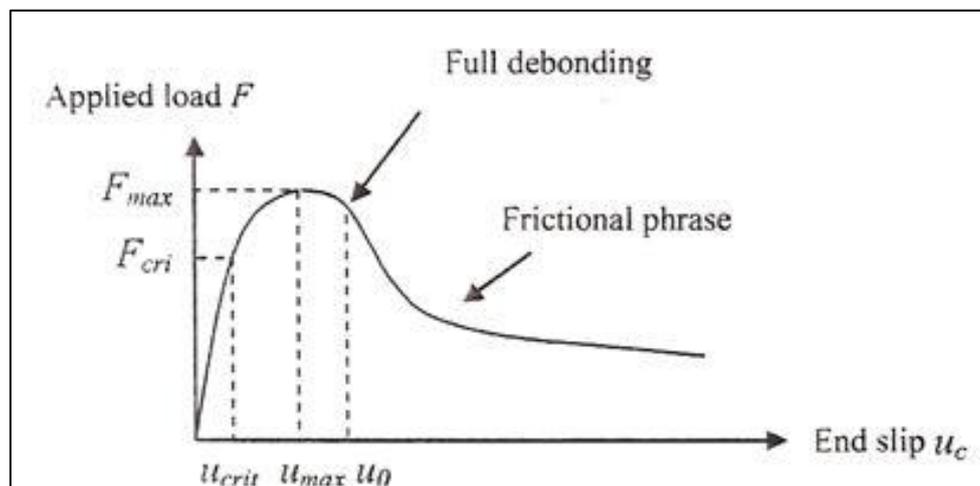


Figura 7.3 – Tipica curva di pull-out per fibre lisce (Antoine e altri, 1991)

Basandosi sull'idea proposta dal modello di frattura meccanica (Figura 7.1 a) e cercando di meglio descrivere il comportamento di pull-out di un filato rinforzato con matrice polimerica, in questo capitolo svilupperemo tale modello al fine di studiare il collegamento e il comportamento a rottura tra il filato e la matrice polimerica. In

particolare il nostro studio si baserà sul contenuto di un articolo di X. B. Zhang, H. Aljewifi e J. Li dal titolo “*Failure behaviour investigation of continuous yarn reinforced cementitious composites*”, in cui, al posto dell’analisi del comportamento di pull-out di un connettore in FRP dal relativo substrato, si analizzerà quello di un filato avvolto in una matrice cementizia, sottoposto ad una forza di trazione.

Modello analitico per il sistema filato - matrice

Il meccanismo di rottura di una filato (*yarn*) rinforzato con una matrice composita può essere descritto facendo riferimento a tre livelli successivi: il livello della perfetta aderenza (*perfect bonding*), il livello dello slittamento parziale (*partial slip*) e quello dello slittamento generalizzato (*generalized slip*). Quando un carico uniassiale di trazione applicato ad un estremo libero del filato raggiunge un valore critico F_{cri} , il filato comincia a distaccarsi dalla matrice; si tratta della fine della fase di perfetta aderenza, corrispondente con l’inizio di quello che viene definito fenomeno di *debonding*, in cui si assiste allo slittamento parziale del filato. In questa fase si assiste alla formazione di una fessura all’interfaccia tra filato e matrice, la cui lunghezza aumenta all’aumentare del carico applicato. La fessura cresce lungo l’interfaccia partendo dall’estremo libero fino a giungere a quello ancorato. Quando la lunghezza della fessura raggiunge la lunghezza d’ancoraggio, si assiste ad una rottura per trazione e all’inizio della fase di slittamento generalizzato. I tre differenti livelli sono mostrati in *Figura 7.4*.

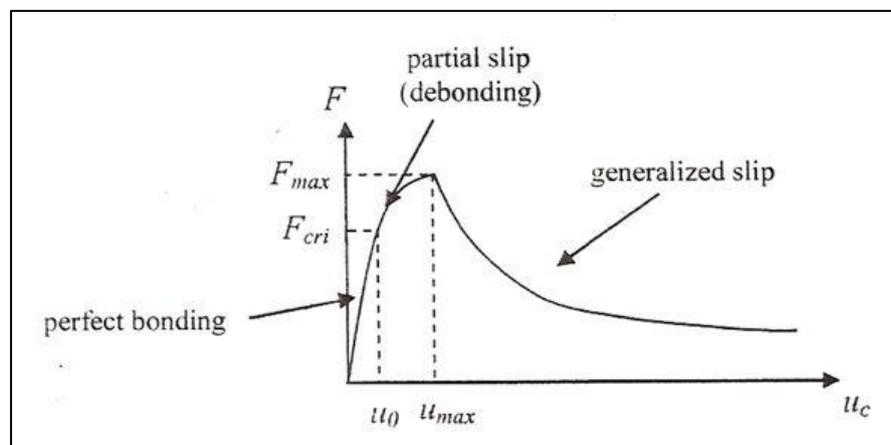


Figura 7.4 – Curva di pull-out

Di seguito presenteremo lo studio della relazione che lega lo scorrimento di pull-out u_c del filato e la forza F di pull-out a cui quest'ultimo è sottoposto. Tale relazione permette di fornire una curva di pull-out e di analizzare il meccanismo di rottura del filato rinforzato con matrice composita.

Per fare ciò si comincia con lo studio del sistema filato - matrice. Il filato di diametro D viene annegato nella matrice come mostrato in *Figura 7.5*. Viene indicata con L la lunghezza d'ancoraggio. L'origine dell'asse x dello spazio e dell'asse u dello spostamento corrisponde con l'estremo libero della matrice. Si possono distinguere due parti differenti: una *bonding part* di lunghezza pari a $(L-l)$ e una *debonding part* di lunghezza pari a l , considerata come la lunghezza della fessura che si crea all'interfaccia filato - matrice.

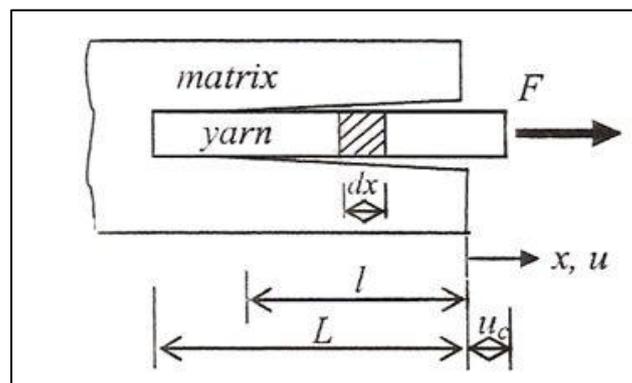


Figura 7.5 – Sistema fibra-matrice

Durante lo studio del sistema appena descritto sono state fatte le seguenti ipotesi:

- la matrice viene considerata come un corpo rigido senza deformazioni e, di conseguenza, verrà studiato solo lo spostamento del filato rispetto alla matrice cementizia;
- il filato viene considerato come un unico insieme di tante fibre e per questo motivo verrà analizzato solo il legame tra filato e matrice cementizia;
- i materiali che costituiscono il filato e la matrice cementizia sono rispettivamente omogenei, isotropi e linearmente elastici;

- lo sforzo tangenziale τ all'interfaccia tra filato e matrice cementizia è proporzionale allo spostamento u del filato nella parte aderente alla matrice stessa (*bonding part*), per cui risulta: $\tau = ku$. Esso raggiunge il valore massimo nel punto di inizio del *debonding*, corrispondente alla punta della fessura che si viene a formare all'interfaccia, dopo di che diventa costante lungo la *debonded part* del filato, dove assume valore costante pari a τ_0 . k viene definito modulo di legame.

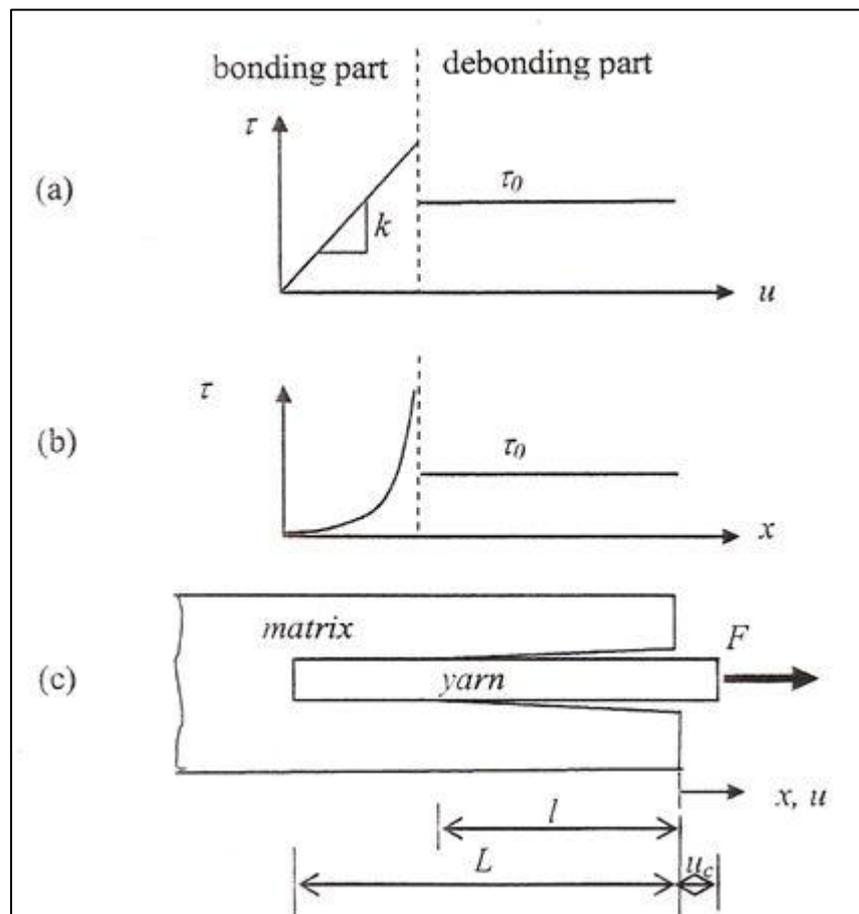


Figura 7.6 – Sforzo tangenziale all'interfaccia: (a) sforzo tangenziale –spostamento, (b) sforzo tangenziale – x , (c) sistema fibra-matrice

Spostamento del filato

L'equilibrio di un tratto infinitesimo di lunghezza dx di filato, in riferimento alla Figura

7.7, è scritto come segue:

$$F(x) + dF = F(x) + \tau(x)\pi Ddx \quad (1)$$

Pertanto:

$$\frac{dF(x)}{dx} = \tau(x)\pi D \quad (2)$$

$$F(x) = \int \tau(x)\pi Ddx \quad (3)$$

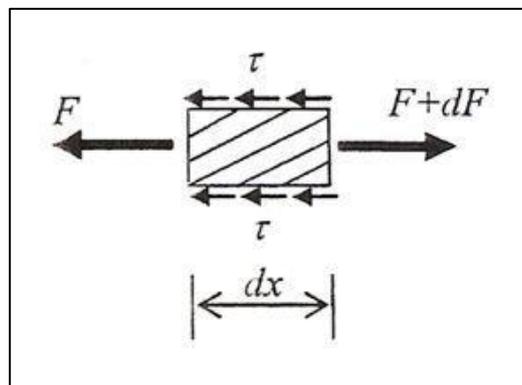


Figura 7.7 – Equilibrio di un tratto infinitesimo dx di fibra

La deformazione della fibra considerata è:

$$\varepsilon(x) = \frac{\sigma(x)}{E} = \frac{4F(x)}{DE} = \frac{4 \int \tau(x)dx}{DE} \quad (4)$$

dove E è il modulo di Young del filato e σ è lo sforzo di trazione all'interno della filato stesso.

Spostamento del filato nella parte non aderente (*debonded part*)

Definiamo con u_1 lo spostamento del filato nella parte non aderente alla matrice (*debonding part*) e u_2 quello relativo alla parte in perfetta aderenza (*bonding part*).

Come già indicato prima, nella *debonding part* ($-l \leq x \leq 0$) la tensione tangenziale τ all'interfaccia filato - matrice viene supposta costante: $\tau(x) = \tau_0$

Attraverso la relazione che lega la deformazione allo spostamento $\varepsilon(x) = \frac{du(x)}{dx}$,

l'equazione (4) può essere scritta come:

$$\frac{d^2 u_1(x)}{dx^2} = \frac{4\tau_0}{DE} \quad (5)$$

Integrando l'equazione (5) e introducendo le seguenti condizioni al contorno:

- nel punto corrispondente all'inizio del distacco del filato dalla matrice ($x = -l$), lo spostamento della fibra è nullo;
- all'estremo libero ($x = 0$), lo sforzo nel filato è: $\sigma(x = 0) = \frac{4F}{\pi D^2}$

possiamo scrivere lo spostamento del filato nel tratto non aderente come:

$$u_1 = \frac{2\tau_0}{DE} (x^2 - l^2) + \frac{4F}{\pi D^2 E} (x + l) \quad (6)$$

Infatti, considerando l'equazione (5) come un'equazione differenziale omogenea del secondo ordine, la soluzione sarà del tipo:

$$u_1(x) = \frac{2\tau_0 x^2}{DE} + Mx + N \quad (7)$$

Imponiamo le condizioni al contorno prima citate:

- per $x = -l$, $u_1(-l) = 0$

$$\frac{2\tau_0 l^2}{DE} - Ml + N = 0 \quad (8)$$

- per $x = 0$, $\sigma(0) = \frac{4F}{\pi D^2}$

$$\varepsilon_1(x=0) = \frac{du_1}{dx} = \frac{2\tau_0 2x}{DE} + M$$

$$\sigma_1(x=0) = E * \varepsilon_1 = E * \left(\frac{4\tau_0 x}{DE} + M \right) = \frac{4F}{\pi D^2} \quad (9)$$

Imponendo $x = 0$, dall'equazione (8) si ottiene:

$$M = \frac{4F}{\pi D^2 E}$$

Sostituendo nella (8) si ottiene:

$$\frac{2\tau_0 l^2}{DE} - \frac{4F}{\pi D^2 E} l + N = 0$$

da cui si ricava

$$N = \frac{4F}{\pi D^2 E} l - \frac{2\tau_0 l^2}{DE}$$

Sostituendo nella (7) le costanti di integrazione M e N così ottenute, si ricava l'equazione (6):

$$\begin{aligned} u_1(x) &= \frac{2\tau_0 x^2}{DE} + \frac{4F}{\pi D^2 E} x + \frac{4F}{\pi D^2 E} l - \frac{2\tau_0 l^2}{DE} = \\ &= \frac{2\tau_0}{DE} (x^2 - l^2) + \frac{4F}{\pi D^2 E} (x + l) \end{aligned}$$

Spostamento del filato nella parte in perfetta aderenza (*bonded part*)

In questo caso lo sforzo di taglio τ all'interfaccia tra matrice e filato è supposto proporzionale allo spostamento del filato: $\tau = ku$, dove il modulo di legame k è costante. In accordo con l'equazione (4) si ottiene la seguente equazione:

$$\frac{d^2 u_2(x)}{dx^2} = \frac{4k u_2(x)}{DE} \quad (10)$$

Quindi:

$$\frac{d^2 u_2(x)}{dx^2} - \frac{4k u_2(x)}{DE} = 0 \quad (11)$$

Risolvendo l'equazione (11) e imponendo le condizioni al contorno come segue:

- nel punto corrispondente all'inizio del distacco del filato dalla matrice ($x = -l$), c'è una continuità della forza;
- alla fine dell'estremo ritenuto ($x = -L$), la forza è nulla

possiamo ottenere lo spostamento del filato:

$$u_2 = \frac{4(F - \pi D \tau_0 l)}{\lambda \pi D^2 E} \frac{ch\lambda(L+x)}{sh\lambda(L-l)} \quad (12)$$

dove τ_0 e λ sono parametri dipendenti dalla qualità del collegamento all'interfaccia tra fibra e matrice cementizia. λ è scritto in funzione del modulo di legame k , del diametro del filato D e del suo modulo di Young E : $\lambda = \sqrt{4k/DE}$.

Infatti, considerando l'equazione (11) come un'equazione differenziale del secondo ordine a coefficienti costanti con radici reali e distinte, la soluzione sarà del tipo:

$$u_2(x) = C_1 e^{\lambda x} + C_2 e^{-\lambda x} \quad (13)$$

Imponiamo le condizioni al contorno prima citate:

- per $x = -l$

$$\sigma = \frac{(F - \pi D l \tau_0)}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (14)$$

- per $x = -L$, $F(x) = 0$

$$\sigma(x) = \frac{F(x)4}{\pi D^2} = 0 \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \sigma &= E * \varepsilon & \varepsilon &= \frac{du_2(x)}{dx} \\ E(C_1 \lambda e^{\lambda x} - C_2 \lambda e^{-\lambda x}) &= 0 \end{aligned} \quad (16)$$

$$C_1 = \frac{C_2 e^{L\lambda}}{e^{-L\lambda}} \quad (17)$$

Riprendendo l'equazione (14) si ottiene:

$$\frac{4(F - \tau_0 l \pi D)}{\pi D^2} = E(C_1 \lambda e^{\lambda x} - C_2 \lambda e^{-\lambda x})$$

$$\frac{4(F - \tau_0 l \pi D)}{\pi D^2 E \lambda} = \frac{C_2 e^{\lambda x} e^{\lambda L}}{e^{-\lambda L}} - C_2 e^{-\lambda x}$$

$$C_2 = \frac{4(F - \tau_0 l \pi D)}{\pi D^2 E \lambda} \frac{e^{-\lambda L}}{e^{-\lambda L} e^{\lambda L} - e^{-\lambda L} e^{\lambda L}} = \frac{2(F - \tau_0 l \pi D)}{\pi D^2 E \lambda} \frac{e^{-\lambda L}}{sh\lambda(L-l)}$$

Quindi:

$$C_1 = \frac{2(F - \tau_0 l \pi D)}{\pi D^2 E \lambda} \frac{e^{\lambda L} e^{-\lambda L}}{sh\lambda(L-l) e^{-\lambda L}} \quad (18)$$

Lo spostamento u_2 del filato nel tratto non aderente alla matrice sarà quindi:

$$\begin{aligned} u_2(x) &= \frac{2(F - \tau_0 l \pi D)}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{e^{\lambda x} e^{\lambda L}}{sh\lambda(L-l)} + \frac{e^{-\lambda x} e^{-\lambda L}}{sh\lambda(L-l)} \right) = \\ &= \frac{4(F - \pi D \tau_0 l)}{\lambda \pi D^2 E} \frac{ch\lambda(L+x)}{sh\lambda(L-l)} \end{aligned}$$

Spostamento totale del filato

Lo spostamento totale del filato nella parte non aderente alla matrice ($-l \leq x \leq 0$) è dato dalla somma dell'equazione (6) e dell'equazione (12):

$$u(x) = \begin{cases} \frac{4(F-\pi D\tau_0 l)}{\lambda \pi D^2 E} \frac{ch\lambda(L+x)}{sh\lambda(L-l)} & (-L \leq x \leq -l) \\ \frac{4(F-\pi D\tau_0 l)}{\lambda \pi D^2 E th\lambda(L-l)} + \frac{4F}{\pi D^2 E} (x+l) + \frac{2\tau_0}{DE} (x^2 - l^2) & (-l \leq x \leq 0) \end{cases}$$

Lo spostamento u_c di pull-out della fibra può essere ottenuto scrivendo:

$$u_c = u(x=0) = \frac{4(F-\pi D\tau_0 l)}{\lambda \pi D^2 E th\lambda(L-l)} + \frac{4F}{\pi D^2 E} l - \frac{2\tau_0}{DE} l^2 \quad (19)$$

7.1.1 Modello analitico per il sistema connettore - substrato

Il modello analitico adottato per descrivere le prove sperimentali di pull-out condotte sui provini in calcestruzzo e muratura rinforzate con connettori in fibra di vetro e di carbonio, così come descritti nel capitolo 5, fa riferimento al modello appena proposto, adattando il caso di studio del sistema filato – matrice a quello di rinforzo in FRP – substrato.

Il punto di partenza per l'analisi di questo sistema risulta essere sempre l'equilibrio di un tratto infinitesimo di lunghezza dx di connettore, non più di filato come nel caso precedente:

$$F(x) + dF = F(x) + \tau(x)\pi D dx$$

Pertanto:

$$\frac{dF(x)}{dx} = \tau(x)\pi D$$

$$F(x) = \int \tau(x)\pi D dx$$

La deformazione del connettore è:

$$\varepsilon(x) = \frac{\sigma(x)}{E} = \frac{4F(x)}{DE} = \frac{4 \int \tau(x) dx}{DE} \quad (20)$$

dove E è il modulo di Young del connettore impregnato e σ è lo sforzo di trazione all'interno del connettore stesso.

È necessario fin da questo momento introdurre una variante al modello presentato nel *Paragrafo 7.1.2*: la campagna di prove sperimentali descritte nei *Capitoli 5 e 6* di questo elaborato ha infatti mostrato che durante i test di pull-out condotti sui campioni in calcestruzzo rinforzati con connettori in FRP non si assiste mai ad uno stadio in cui si ha la coesistenza simultanea di una fase di perfetta aderenza del connettore al substrato (*bonded part*) e di una fase in cui il connettore è invece distaccato dal substrato (*debonded part*), mentre per i campioni in muratura questo fenomeno accade prima di giungere alla crisi del sistema. Nella prima parte delle prove in cui la forza di trazione esercitata dalla macchina di prova sul connettore assume valori di modesta entità, il connettore rimane ancora inghiessato nel substrato e quindi il suo spostamento può essere calcolato secondo la formula precedentemente ricavata relativa alla *bonded part*. All'aumentare della forza si giunge al valore massimo di rottura; a questo punto si assiste alla rottura del connettore e il sistema entra in crisi. Per i provini in calcestruzzo si passa quindi direttamente dalla fase di perfetta aderenza alla rottura del rinforzo; per questo motivo, per il nostro caso di studio si è considerato solo lo spostamento della parte aderente al substrato u_2 , non ritenendo utile confrontare anche lo spostamento u_1 relativo al tratto discendente della curva caratteristica di pull-out che lega forza e spostamento. Per i provini in muratura si è deciso di utilizzare lo stesso modello analitico applicato ai campioni in calcestruzzo, giustificando una maggiore divergenza di andamento con il modello sperimentale con il fatto che il connettore di rinforzo, in questo caso, non giungerà mai a rottura prima della crisi del substrato e quindi non si potrà mai simulare lo stesso comportamento verificato invece per il calcestruzzo.

Lo sforzo di taglio τ all'interfaccia tra connettore e substrato è supposto proporzionale allo spostamento del connettore: $\tau = ku$, dove il modulo di legame k è costante. In accordo con l'equazione (20) si ottiene la seguente equazione:

$$\frac{d^2u(x)}{dx^2} = \frac{4ku(x)}{DE}$$
$$\frac{d^2u(x)}{dx^2} - \frac{4ku(x)}{DE} = 0 \quad (21)$$

Anche le condizioni al contorno precedentemente imposte, necessarie per la risoluzione dell'equazione differenziale, subiscono una variazione rispetto al caso precedente. Infatti, mentre nel caso del sistema filato – matrice la prima condizione al contorno impone che nel punto corrispondente all'inizio del distacco del filato dalla matrice ($x = -l$) ci sia una continuità della forza tra la parte in aderenza e quella distaccata, nel nostro caso, non essendoci una coesistenza delle due parti, si impone che in corrispondenza del punto di innesto del connettore nel substrato ($x = 0$) lo sforzo sia pari semplicemente al rapporto tra la forza e l'area. La seconda condizione al contorno che impone l'annullamento della forza all'estremo ritenuto del connettore ($x = -L$) rimane invece invariata.

Risolvendo l'equazione (21) e imponendo le condizioni al contorno come segue:

- all'innesto del connettore nel substrato ($x = 0$), lo sforzo nel connettore è:
$$\sigma(x = 0) = \frac{4F}{\pi D^2}$$
- alla fine dell'estremo ritenuto ($x = -L$), la forza è nulla

possiamo ottenere lo spostamento del connettore:

$$u = \frac{2F}{\lambda \pi D^2 E} \left(\frac{\cosh \lambda(L+x)}{\sinh(\lambda L)} \right) \quad (22)$$

dove λ è un parametro dipendente dalla qualità del collegamento all'interfaccia tra connettore e substrato. λ è scritto in funzione del modulo di legame k , del diametro del

connettore impregnato D e del suo modulo di Young E : $\lambda = \sqrt{4k/DE}$.

Infatti, considerando l'equazione (21) come un'equazione differenziale del secondo ordine a coefficienti costanti con radici reali e distinte, la soluzione sarà del tipo:

$$u(x) = C_1 e^{\lambda x} + C_2 e^{-\lambda x} \quad (23)$$

Imponiamo le condizioni al contorno prima citate:

- per $x = -L$, $F(x) = 0$

$$\sigma(x) = \frac{4F(x)}{\pi D^2} = 0$$

$$\sigma = E * \varepsilon \quad \varepsilon = \frac{du(x)}{dx}$$

$$E(C_1 \lambda e^{\lambda x} - C_2 \lambda e^{-\lambda x}) = 0$$

$$C_1 = C_2 \frac{e^{-\lambda x}}{e^{\lambda x}}$$

Imponendo $x = -L$, si ottiene:

$$C_1 = C_2 \frac{e^{\lambda L}}{e^{-\lambda L}}$$

- per $x = 0$, $\sigma(x) = \frac{4F}{\pi D^2}$

$$\frac{4F}{\pi D^2} = E(C_1 \lambda e^{\lambda x} - C_2 \lambda e^{-\lambda x})$$

$$\frac{4F}{\pi D^2 E \lambda} = \frac{C_2 e^{\lambda L} e^{\lambda x}}{e^{-\lambda L}} - C_2 e^{-\lambda x}$$

$$C_2 = \frac{4F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{e^{-\lambda L}}{e^{\lambda L} e^{\lambda x} - e^{-\lambda L} e^{-\lambda x}} \right)$$

Imponendo $x = 0$, si ottiene:

$$C_2 = \frac{4F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{e^{-\lambda L}}{e^{\lambda L} - e^{-\lambda L}} \right) = \frac{2F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{e^{-\lambda L}}{\sinh(\lambda L)} \right)$$

Quindi:

$$C_1 = \frac{2F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{e^{-\lambda L}}{\sinh(\lambda L)} \right) \frac{e^{\lambda L}}{e^{-\lambda L}} = \frac{2F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{1}{e^{-\lambda L} \sinh(\lambda L)} \right)$$

Ricavate le costanti di integrazione C_1 e C_2 si ottiene lo spostamento del connettore $u(x)$:

$$u(x) = \frac{2F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{1}{e^{-\lambda L} \sinh(\lambda L)} \right) e^{\lambda x} + \frac{2F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{e^{-\lambda L}}{\sinh(\lambda L)} \right) e^{-\lambda x} =$$

$$= \frac{2F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{1}{\sinh(\lambda L)} \right) (e^{\lambda L} e^{\lambda x} + e^{-\lambda L} e^{-\lambda x})$$

$$u(x) = \frac{4F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{\cosh \lambda(L+x)}{\sinh(\lambda L)} \right)$$

7.1.2 Confronto tra modello analitico e modello sperimentale

Facendo riferimento alle prove sperimentali effettuate, un confronto tra i risultati di tali prove e quelli che derivano dal modello analitico permette di verificare la validità del modello appena illustrato.

- Connettori in fibra di carbonio su calcestruzzo

Partendo dall'analisi dei campioni in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di carbonio è stato effettuato un confronto grafico tra dati sperimentali e modello analitico, riportando su un unico diagramma forza – spostamento entrambi gli andamenti dei risultati ottenuti.

Per quanto riguarda la curva sperimentale, per rendere più diretto e più preciso il confronto con il relativo modello analitico, è stata effettuata una depurazione dai primi valori registrati durante la prova, rappresentati sul diagramma forza – spostamento dalla curva del tratto iniziale; tali valori possono essere trascurati in quanto sono relativi alla fase di assestamento della macchina di prova una volta che il provino è stato posizionato al suo interno ed è stato sottoposto a forza di trazione.

L'andamento forza – spostamento relativo al modello analitico è stato ottenuto imponendo la stessa variazione della forza F che si registra durante l'avanzare delle prove sperimentali e ricavando lo spostamento u mediante la formula (24):

$$u(x) = \frac{4F}{\pi D^2 E \lambda} \left(\frac{\cosh \lambda(L + x)}{\sinh(\lambda L)} \right)$$

- Connettori in fibra di carbonio su calcestruzzo

I dati da inserire nella formula analitica dello spostamento u sono i seguenti:

CONNETTORI IN FIBRA DI CARBONIO SU CALCESTRUZZO				
D = diametro del connettore impregnato	E = modulo elastico longitudinale delle fibre impregnate	$\lambda = \sqrt{4k/DE}$ dove k = modulo di legame*	L = lunghezza d'ancoraggio del connettore	x = posizione nello spazio**
10 mm	92,32 GPa	0,006	100 mm	0

Tabella 7.1 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di carbonio da blocchi in calcestruzzo

* Il modulo di legame k è la pendenza della retta che si ottiene dal diagramma sforzo tangenziale τ - spostamento u sperimentale (*Figura 7.6 a*), corrispondente alla corsa del corto della macchina di prova. Gli sforzi di taglio τ sono stati calcolati come rapporto tra la forza di trazione F e la superficie su cui agisce la forza stessa, pari a πDL

** La x assume sempre valore pari a 0, in quanto si vuole leggere lo spostamento del connettore nel punto corrispondente all'innesto del connettore stesso nel blocco di calcestruzzo, in accordo con il sistema di riferimento adottato dal modello analitico studiato

Per poter confrontare gli spostamenti provenienti dal modello analitico con quelli delle prove sperimentali, è stato necessario sommare ai valori di u appena ricavati lo spostamento dovuto alla deformazione del connettore nel tratto esterno al blocco di calcestruzzo ($l_e = 350$ mm), in quanto la lettura dello spostamento effettuato dalla macchina di prova avviene in corrispondenza dell'afferraggio del connettore. Tale spostamento u_c è stato calcolato nel seguente modo:

$$u_c = \left(\frac{F/A}{E} \right) * l_e$$

dove:

- F è il valore della forza di trazione applicata [kN]
- A è l'area geometrica del connettore impregnato [mm²]
- E è il modulo elastico del connettore impregnato [GPa]
- l_e è la lunghezza del connettore nel tratto esterno al blocco in calcestruzzo [mm]

In questo modo si ottengono gli spostamenti totali u_{tot} che compaiono in ascissa nei grafici di seguito riportati per i tre campioni analizzati:

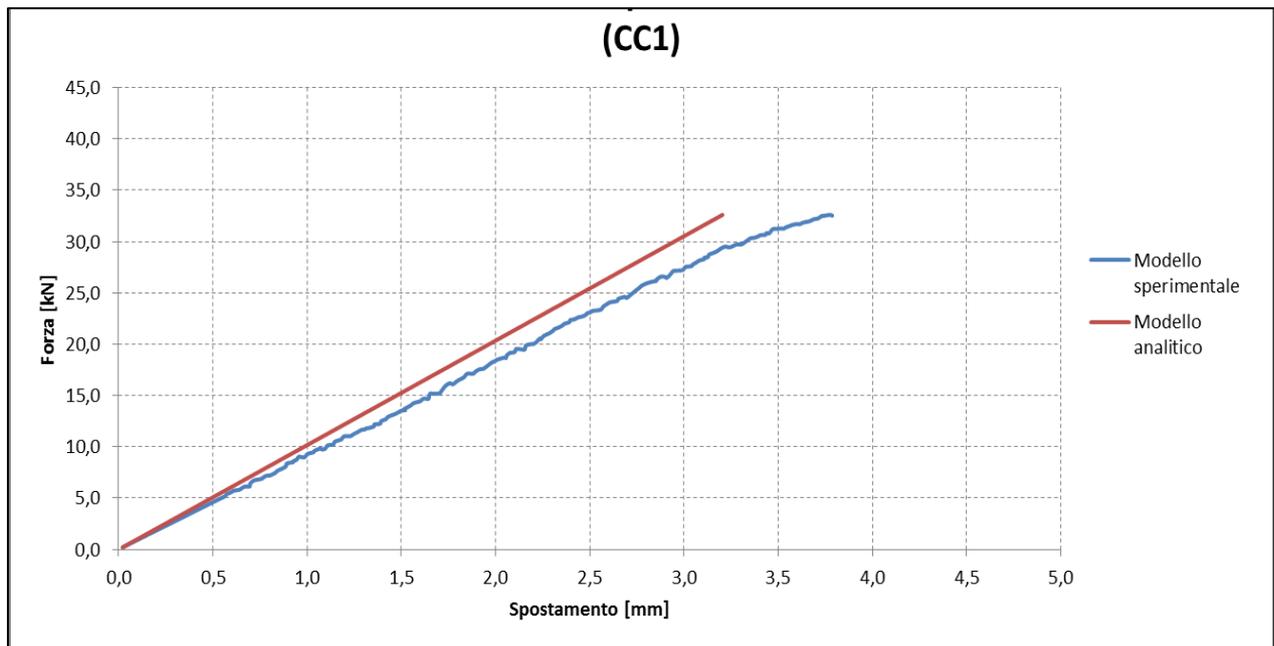


Grafico 7.1 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CC1

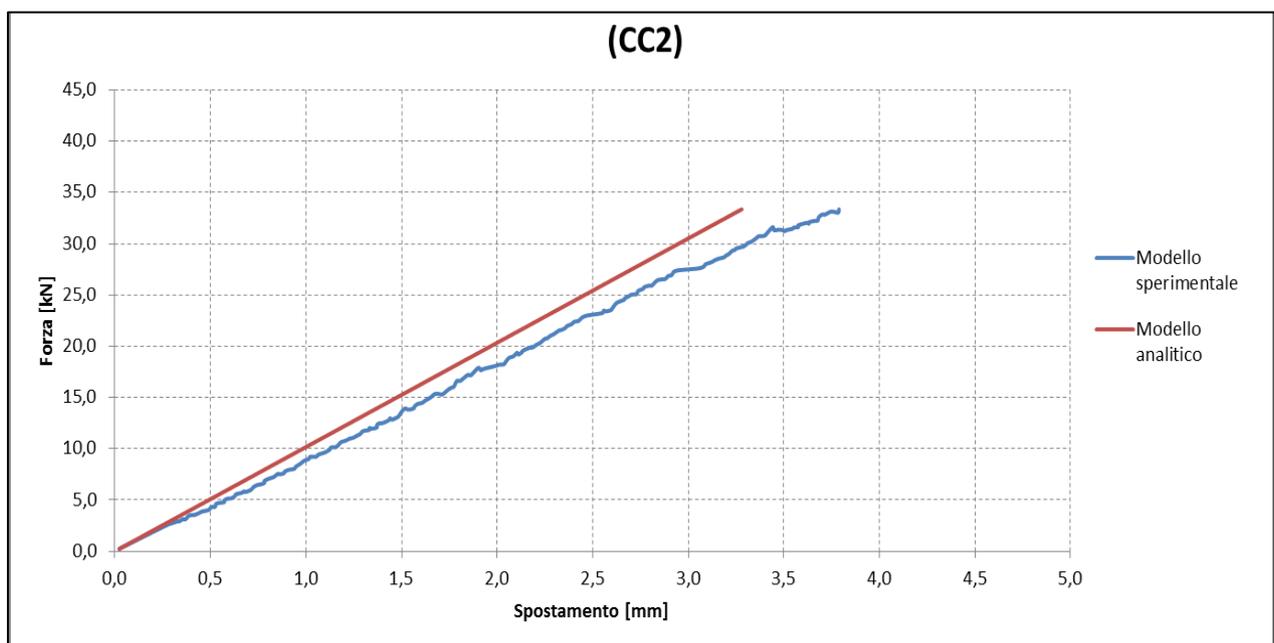


Grafico 7.2 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CC2

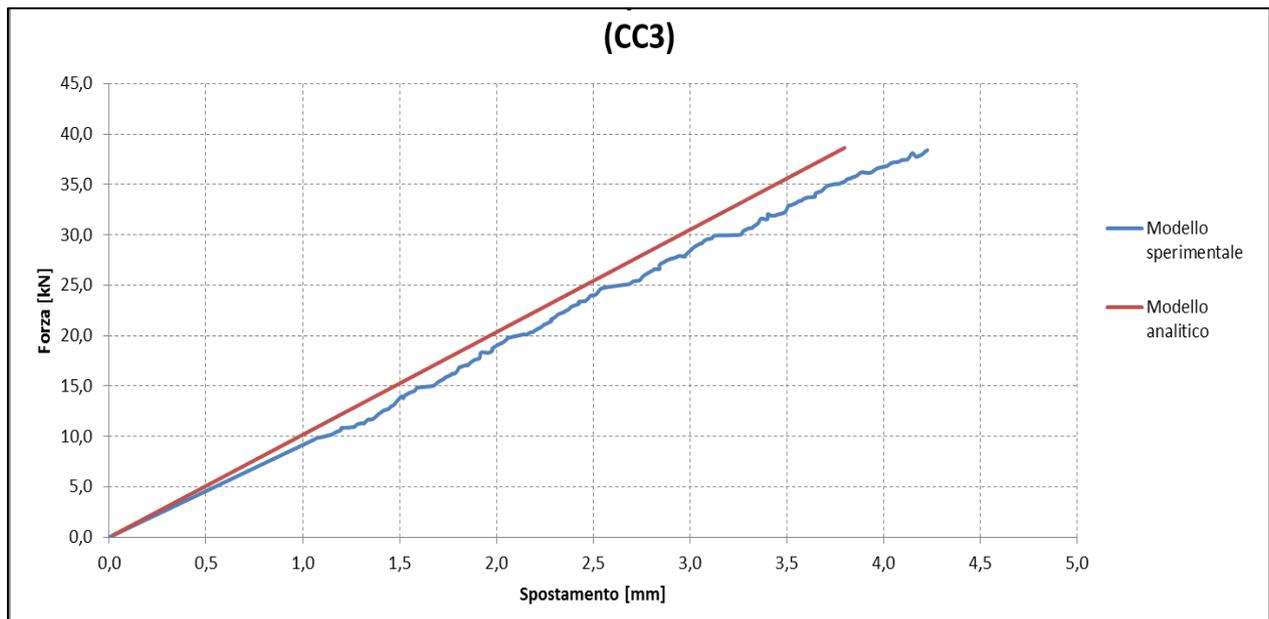


Grafico 7.3 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CC3

- Connettori in fibra di vetro su calcestruzzo

I dati da inserire nella formula analitica dello spostamento u sono i seguenti:

CONNETTORI IN FIBRA DI VETRO SU CALCESTRUZZO				
D = diametro del connettore impregnato	E = modulo elastico longitudinale delle fibre impregnate	$\lambda = \sqrt{4k/DE}$ dove k = modulo di legame	L = lunghezza d'ancoraggio del connettore	x = posizione nello spazio
10 mm	23,0 GPa	0,011	100 mm	0

Tabella 7.2 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di vetro da blocchi in calcestruzzo

Anche in questo caso, per poter confrontare gli spostamenti provenienti dal modello analitico con quelli delle prove sperimentali, è stato necessario sommare ai valori di u appena ricavati lo spostamento dovuto alla deformazione del connettore nel tratto esterno al blocco di calcestruzzo ($l_e = 350$ mm). In questo si ottengono gli spostamenti totali u_{tot} che compaiono in ascissa nei grafici di seguito riportati per i tre campioni

analizzati:

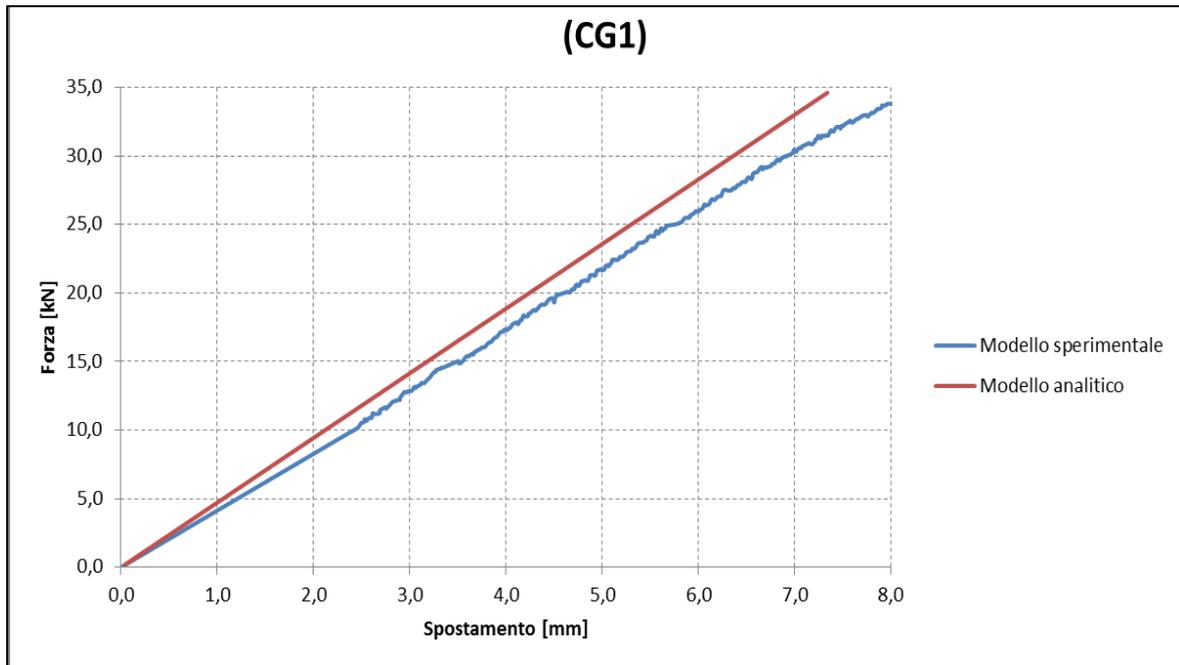


Grafico 7.4 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CG1

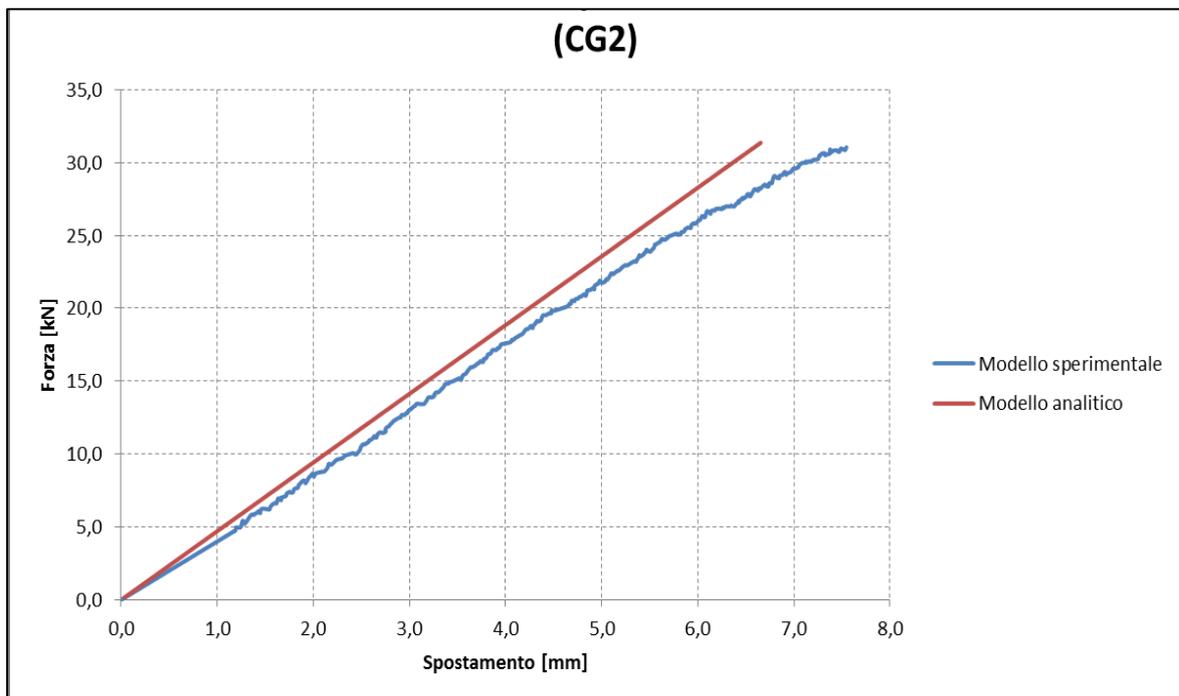


Grafico 7.5 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CG2

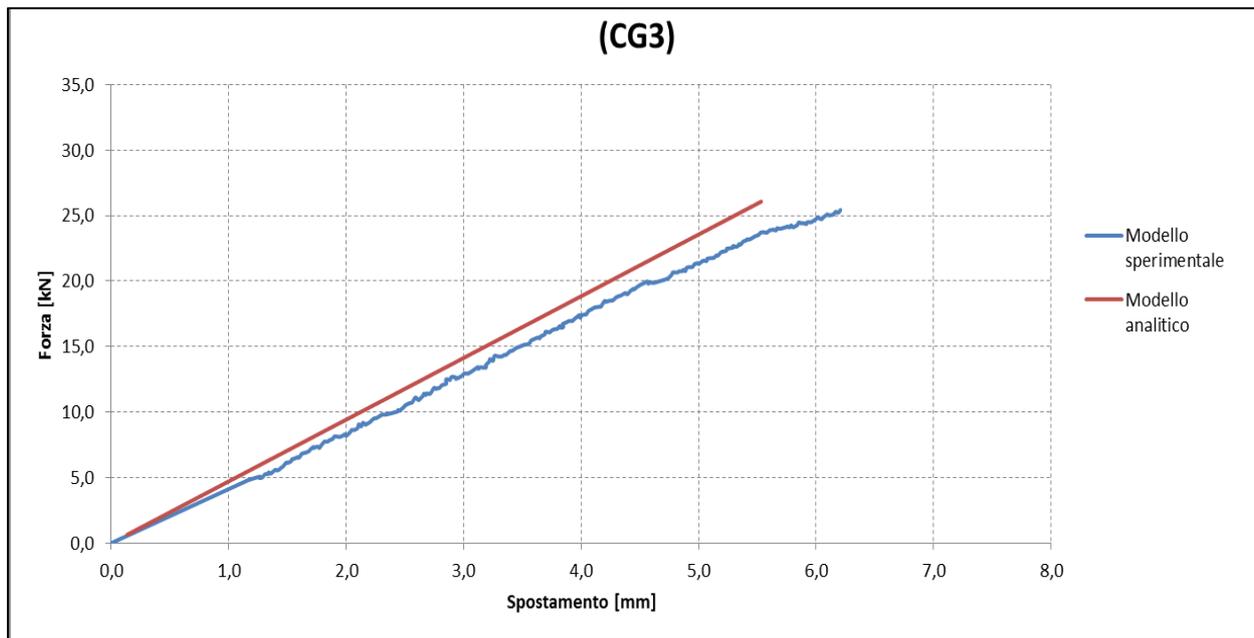


Grafico 7.6 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CG3

Osservazioni:

Come si può notare osservando i grafici relativi sia alla fibra di vetro che alla fibra di carbonio, le curve mostrano una certa omogeneità di risultati: confrontando tra loro gli spostamenti ad una forza prossima a quella di rottura (30 kN per il CFRP e 23 kN per il GFRP) si registra uno scostamento tra i due modelli dell'ordine dell'10 %.

In particolare si può notare come, in tutti i casi analizzati, il modello analitico risulti essere più rigido dello sperimentale, che riporta valori dello spostamento maggiori.

Le cause di questa scostamento possono riscontrarsi nel fatto di aver fatto affidamento ai valori sperimentali dello spostamento registrati dalla corsa del corto della macchina di prova; le prove commissionate da Sika, avendo come scopo ultimo l'individuazione della forza massima di rottura di questo tipo di ancoraggi, sono infatti state condotte senza l'utilizzo di trasduttori che avrebbero registrato in modo più preciso lo spostamento relativo tra il connettore all'imbocco del blocco e il calcestruzzo stesso.

Il modello analitico utilizzato, volto all'individuazione dello scorrimento interno del connettore, fornirebbe risultati più precisi se paragonato con spostamenti rilevati da un trasduttore posizionato all'imbocco del blocco, in quanto in questo modo si trascurerebbe il termine relativo alla deformazione della barra, registrato invece dalla

corsa del corto della macchina di prova e riguardante il tratto di connettore esterno al blocco. La maggiore rigidità del modello analitico rispetto alle prove sperimentali può essere anche ricondotta all'adozione di un modello analitico come quello illustrato, di tipo semplificato, che non considera le proprietà dell'inghisante, ma considera il legame di adesione tra rinforzo e substrato solo in termini di trasmissione degli sforzi tangenziali τ . Infatti, non considerando il basso modulo elastico dell'inghisante interposto tra connettore e calcestruzzo che faciliterebbe lo scorrimento del connettore nel blocco, il sistema diventa molto più rigido e gli spostamenti si riducono.

Il confronto tra i due modelli è stato effettuato solo per il tratto ascendente della curva sperimentale di pull-out, cioè per quel tratto antecedente la rottura dei campioni che identifica una fase ancora elastica del materiale; in questo modo è stato possibile ricondursi alle ipotesi del modello analitico che considerano sia il substrato che il rinforzo in FRP come materiali omogenei, isotropi ed elastici. Per poter effettuare un confronto più preciso tra le due curve, è quindi necessario fare riferimento a bassi valori della forza F , in modo tale da poter considerare sia il calcestruzzo che il connettore in materiale composito ancora in campo elastico.

- Connettori in fibra di carbonio su muratura

I dati da inserire nella formula analitica dello spostamento u sono i seguenti:

CONNETTORI IN FIBRA DI CARBONIO SU MURATURA				
D = diametro del connettore impregnato	E = modulo elastico longitudinale delle fibre impregnate	$\lambda = \sqrt{4k/DE}$ dove k = modulo di legame*	L = lunghezza d'ancoraggio del connettore	x = posizione nello spazio**
10 mm	92,32 GPa	0,005	<ul style="list-style-type: none"> • 100 mm (MC1,MC2, MC3,MC6) • 150 mm (MC4) 	0

Tabella 7.3 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di carbonio da blocchi in muratura

Dopo aver sommato ai valori di u appena ricavati lo spostamento dovuto alla deformazione del connettore nel tratto esterno al blocco di muratura ($l_e = 350$ mm), si ottengono gli spostamenti totali u_{tot} che compaiono in ascissa nel grafico di seguito riportato:

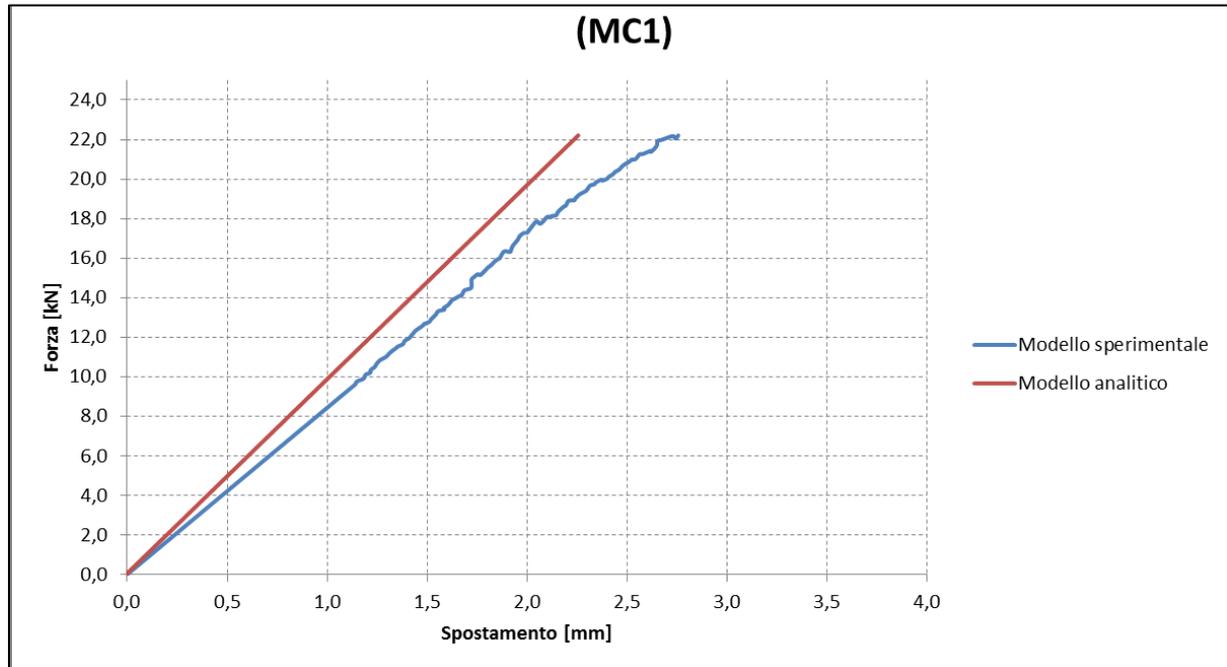


Grafico 7.7 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MC1

- Connettori in fibra di vetro su muratura

I dati da inserire nella formula analitica dello spostamento u sono i seguenti:

CONNETTORI IN FIBRA DI VETRO SU MURATURA				
D = diametro del connettore impregnato	E = modulo elastico longitudinale delle fibre impregnate	$\lambda = \sqrt{4k/DE}$ dove k = modulo di legame*	L = lunghezza d'ancoraggio del connettore	x = posizione nello spazio**
10 mm	23,0 GPa	0,011	100 mm	0

Tabella 7.4 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di vetro da blocchi in muratura

Dopo aver sommato ai valori di u appena ricavati lo spostamento dovuto alla deformazione del connettore nel tratto esterno al blocco di muratura ($l_e = 350$ mm), si ottengono gli spostamenti totali u_{tot} che compaiono in ascissa nel grafico di seguito riportato:

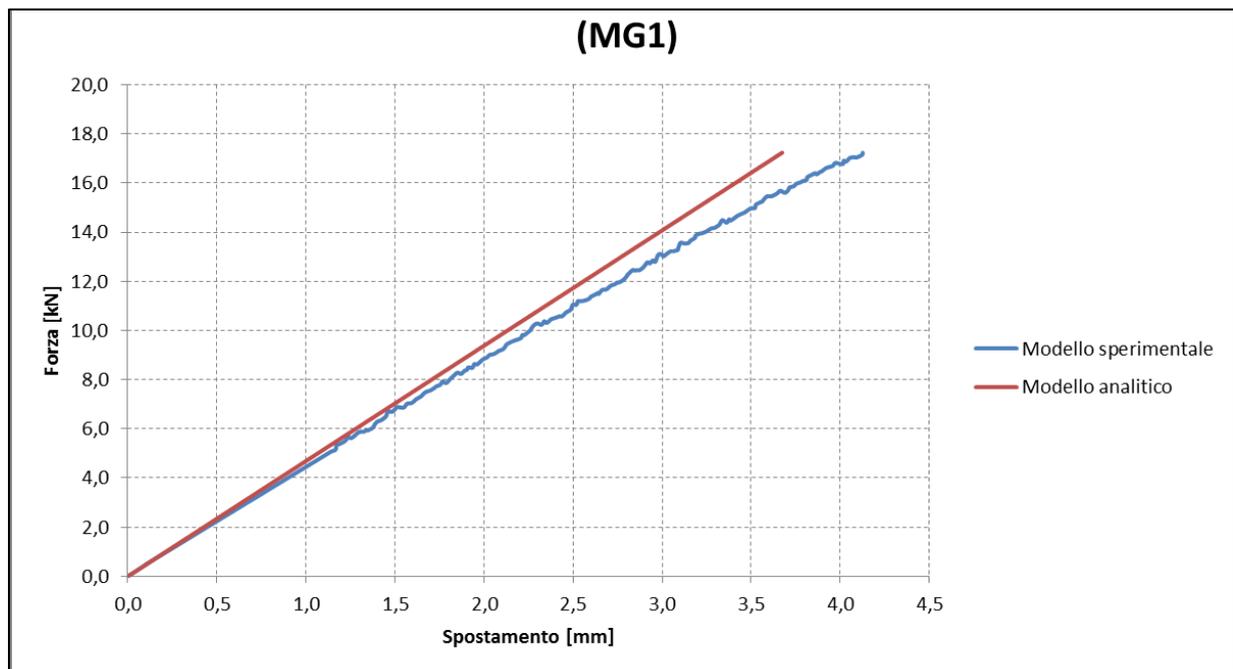


Grafico 7.8 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG1

Osservazioni:

Nel caso di substrato in muratura, le curve mostrano una maggiore divergenza di risultati rispetto ai casi precedenti: confrontando tra loro gli spostamenti ad una forza prossima a quella di rottura (16 kN per il CFRP e 14 kN per il GFRP) si ottiene ora uno scostamento tra i due modelli dell'ordine dell'14 % per la fibra di carbonio e del 17% per la fibra di vetro.

Ad ogni modo, il modello analitico risulta per tutti i campioni analizzati ancora una volta più rigido dello sperimentale per le stesse motivazioni riportate precedentemente per i blocchi in calcestruzzo. Questo maggiore scostamento tra i due modelli registrato per la muratura è spiegato dal fatto che quest'ultima, come già descritto nel *Capitolo 2*

di questo elaborato di tesi, non può essere considerata un materiale omogeneo, come invece assunto come ipotesi dal modello analitico. Le più importanti caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono infatti la disomogeneità, l'anisotropia, l'asimmetria di comportamento rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione – trazione) e la non linearità del legame sforzi – deformazioni.

Inoltre, nel caso della muratura, le prove sperimentali hanno portato per tutti i casi di studio a una rottura del substrato lateritico, diversamente da quanto accaduto per i campioni in calcestruzzo in cui la crisi del sistema è avvenuta per rottura del connettore di rinforzo. Per questi casi, quindi, il modello analitico è di difficile applicazione in quanto non prevede la possibilità di giungere alla crisi del substrato, considerando tutti i materiali ancora in campo elastico.

Per meglio comprendere il reale comportamento di pull-out dei connettori dal substrato, giungendo a valori di spostamento maggiormente paragonabili con quelli forniti dal modello analitico, si è deciso di ripetere le prove sperimentali per altri blocchi in calcestruzzo, di dimensioni diverse rispetto a quelli precedenti ma appartenenti alla stessa classe di resistenza, rinforzati con connettori in fibra di carbonio e in fibra di vetro, utilizzando come attrezzatura di prova aggiuntiva un trasduttore del tipo riportato in *Figura 7.8*.



Figura 7.8 – Estensimetro, corsa 10 mm

7.1.2.1 Prove sperimentali con LVDT

Confezionamento dei provini

Le nuove prove, non rientrando all'interno della campagna sperimentale voluta dal gruppo Sika per testare la resistenza dei connettori in FRP, non utilizzano gli stessi campioni delle prove precedenti, ma provini già a disposizione nel Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano.

Si tratta di blocchi di dimensioni 15x15x15 cm, realizzati con calcestruzzo appartenente alla classe di resistenza C20/25. I campioni sono stati forati in posizione baricentrica per una lunghezza pari a 10 cm all'interno del blocco (diametro 16 mm), in modo tale da permettere l'inserimento dei connettori in fibra di carbonio e di vetro impregnati con resina bicomponente Sikadur[®]-52 Injection (*Figura 7.9*)

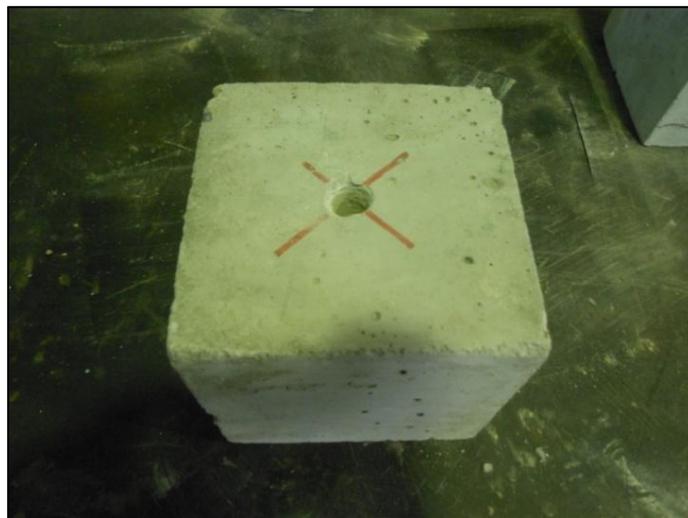


Figura 7.9 – Preparazione blocco in calcestruzzo per inserimento connettore in FRP

La procedura per il confezionamento dei campioni rispecchia di pari passo la sequenza di realizzazione riportata nel *Capitolo 5* di questo elaborato di tesi. Dopo aver impregnato le corde in materiale composito e aver conferito loro la forma di connettori, si è proceduto al loro inserimento all'interno dei fori e al loro fissaggio mediante la resina Sika[®] AnchorFix[®] -3⁺ (*Figure 7.10 e 7.11*)



Figure 7.10 e 7.11 – Impregnazione della corda in fibra di carbonio con resina bicomponente

Per facilitare questa operazione è stato utilizzato dello spago; quest'ultimo, dopo esser stato legato al connettore e fatto passare attraverso un foro più piccolo (diametro 6 mm) in posizione opposta al primo, ha permesso di agevolare l'operazione di inserimento come riportato in *Figura 7.13*.



Figura 7.12 – Inserimento del connettore impregnato nel foro, dopo l'apposizione della resina inghisante Sika® AnchorFix® -3⁺



Figura 7.13 – Campioni lasciati a maturare

I campioni così confezionati sono stati poi lasciati a maturare in posizione verticale per 4 giorni, in modo tale da assicurare il completo indurimento della resina inghisante e dell'impregnante (*Figura 7.13*).

Attrezzatura di prova

Per l'esecuzione delle prove di pull-out sono state utilizzate due tipi di macchina di prova differenti: la Schenck, con portata massima 1000 kN, con integrato un trasduttore con corsa 10 mm, in grado di misurare con precisione lo spostamento relativo tra il connettore in una posizione distante 5 cm dal punto di innesto nel blocco e il calcestruzzo stesso, e l'MTS con portata massima 25 kN, con integrato un trasduttore con corsa 13 mm, posizionato sulla barra alla stessa distanza dal blocco del caso precedente. In entrambi i casi il trasduttore è stato messo in posizione grazie all'utilizzo di una piastra metallica dotata di due fori per il passaggio del connettore e del trasduttore, dotati di viti di regolazione (*Figure 7.14 e 7.15*). Le prove sono state eseguite a una velocità di 2 mm/min.



*Figure 7.14 e 7.15 – Attrezzatura di prova (vista anteriore e posteriore):
macchina Schenck*



*Figure 7.16 e 7.17 – Attrezzatura di prova: macchina MTS con particolare dell'ancoraggio
del trasduttore per l'acquisizione degli spostamenti*

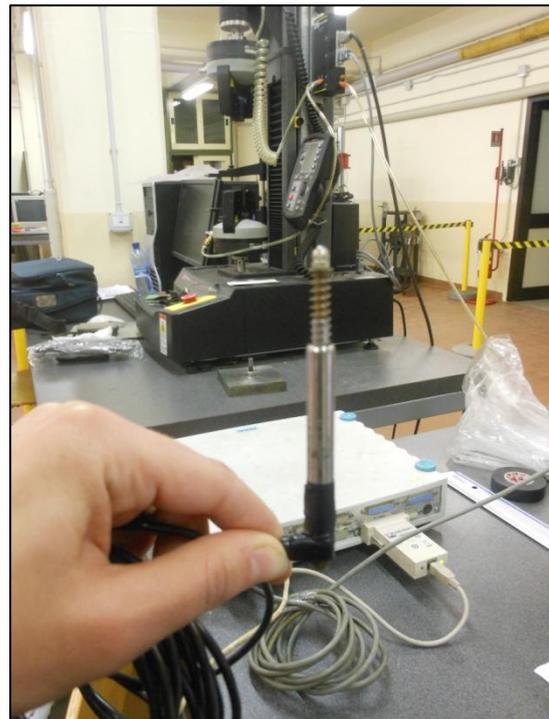
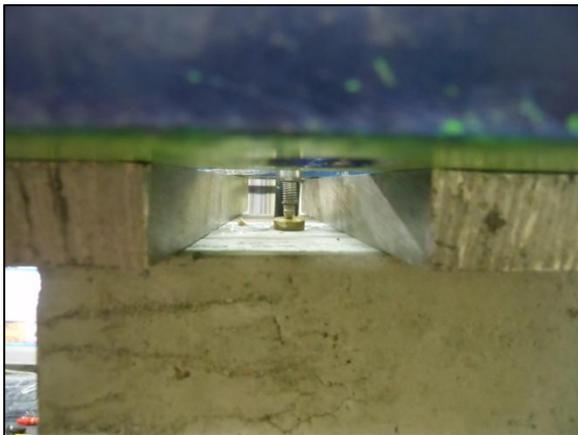


Figure 7.18 e 7.19 – Attrezzatura di prova: particolare del trasduttore e del suo posizionamento sul blocco di calcestruzzo mediante piastrina

Come si può notare dalle figure riportate, mentre nella macchina di prova Schenck la forza di trazione viene esercitata sul connettore del provino dall'alto verso il basso, nella macchina MTS, grazie all'utilizzo di un'apposita gabbia metallica che funge da supporto e da contrasto alla forza stessa, la trazione viene esercitata in senso opposto. Nel secondo caso appena citato, le prove hanno fornito risultati più precisi in quanto gli spazi necessari per il montaggio dell'attrezzatura hanno permesso un fissaggio migliore del trasduttore al connettore e al provino, non essendoci costrizioni legate alle dimensioni del foro della piastra di supporto del campione all'interno del quale far passare il connettore e ancorare il trasduttore, presenti invece con l'utilizzo della macchina Schenck.

Scopo delle prove

Lo scopo principale delle prove effettuate con trasduttore è la determinazione della differenza di registrazione degli spostamenti rispetto alle prove condotte senza LVDT e, in secondo luogo, l'ottenimento di una conferma nel comportamento a rottura dei provini sottoposti a pull-out. I risultati che ci aspettiamo da queste prove sono degli

spostamenti molto più precisi e quindi più piccoli rispetto a quelli registrati nei casi precedenti dalla corsa del corto della macchina di prova. Se così fosse, questo ci porterebbe a giustificare lo scostamento di andamento tra modello sperimentale e modello analitico, analizzato nei paragrafi precedenti.

Prove di pull-out da blocchi in calcestruzzo

- Connettori in CFRP

Le prove sperimentali sono state eseguite su 3 campioni aventi tutti la stessa lunghezza d'ancoraggio del connettore in fibra di carbonio pari a 10 cm. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato una forza media di rottura dei provini pari a 33,63 kN così come mostrato in tabella:

Campione	F_{max} [kN]	Lunghezza d'ancoraggio [cm]	Modalità di rottura
CTC1	36,59	10	Rottura del connettore all'innesto nel blocco
CTC2	41,50	10	Rottura del connettore all'innesto nel blocco
CTC3	22,79	10	Rottura del blocco in calcestruzzo
Media	33,63		

Tabella 7.5 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out con LVDT su provini in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di carbonio

Si riporta di seguito la curva forza – spostamento relativa ai provini analizzati:

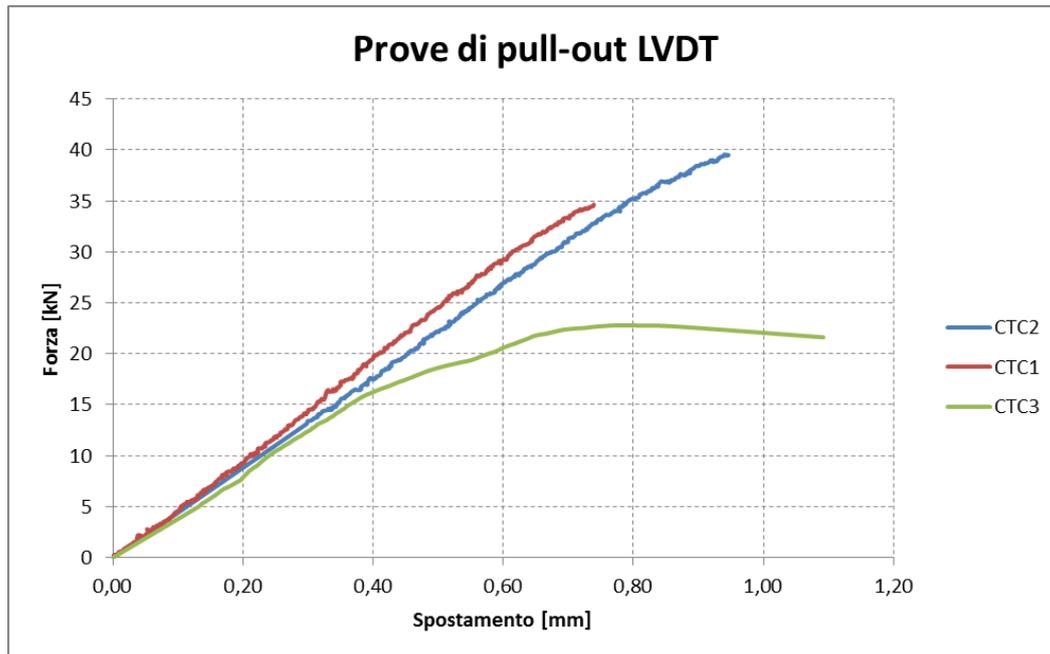


Grafico 7.9 - Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con connettori in fibra di carbonio (prova con LVDT)

Confrontando gli spostamenti ricavati dall'applicazione del modello analitico con quelli registrati dall'LVDT delle nuove prove sperimentali otteniamo i seguenti grafici:

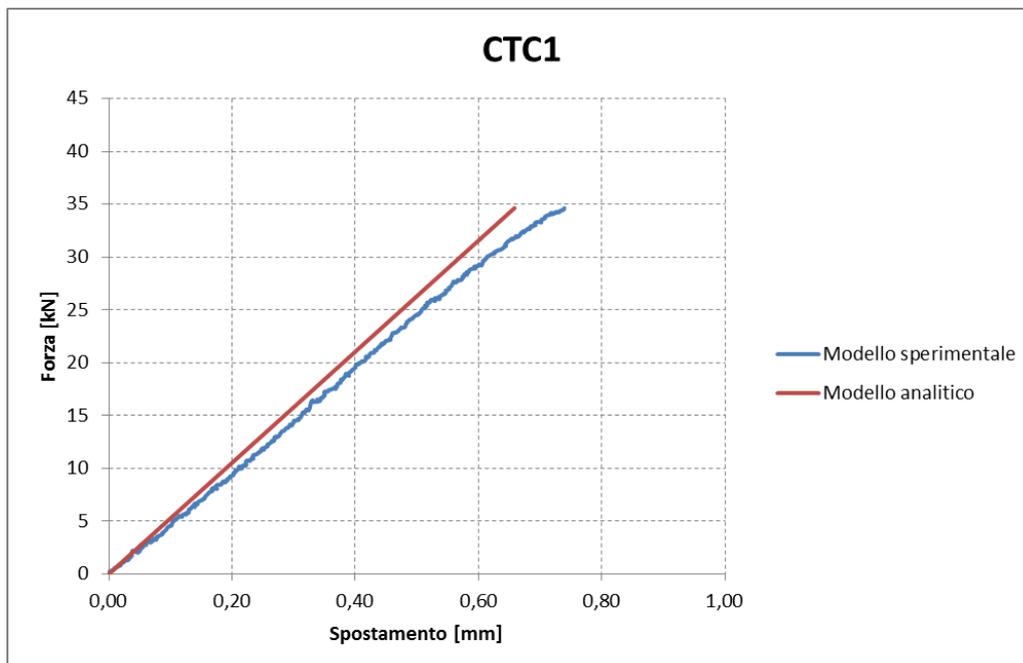


Grafico 7.10 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTC1

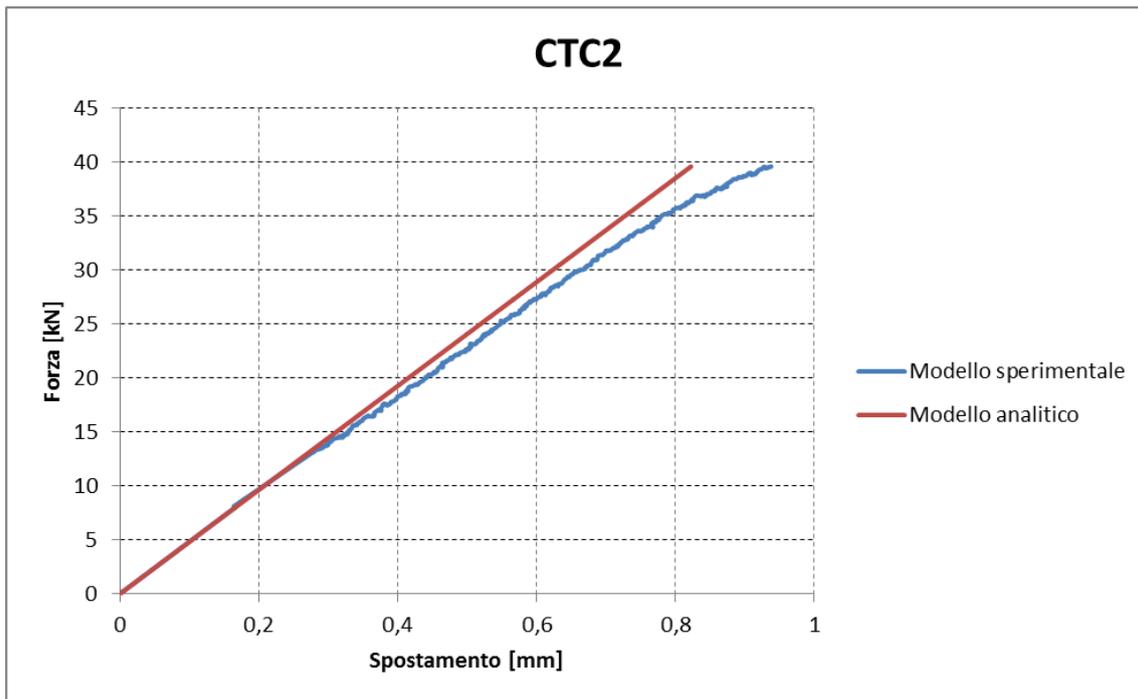


Grafico 7.11 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTC2

- Connettori in GFRP

Le prove sperimentali sono state eseguite su 2 campioni aventi tutti la stessa lunghezza d'ancoraggio del connettore in fibra di vetro pari a 10 cm. I risultati registrati dalla macchina di prova hanno riportato una forza media di rottura dei provini pari a 23,09 kN così come mostrato in tabella:

Campione	F_{max} [kN]	Lunghezza d'ancoraggio [cm]	Modalità di rottura
CTG1	21,70	10	Rottura del blocco in calcestruzzo
CTG2	24,48	10	Rottura del blocco in calcestruzzo
Media	23,09		

Tabella 7.6 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out con LVDT su provini in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di vetro

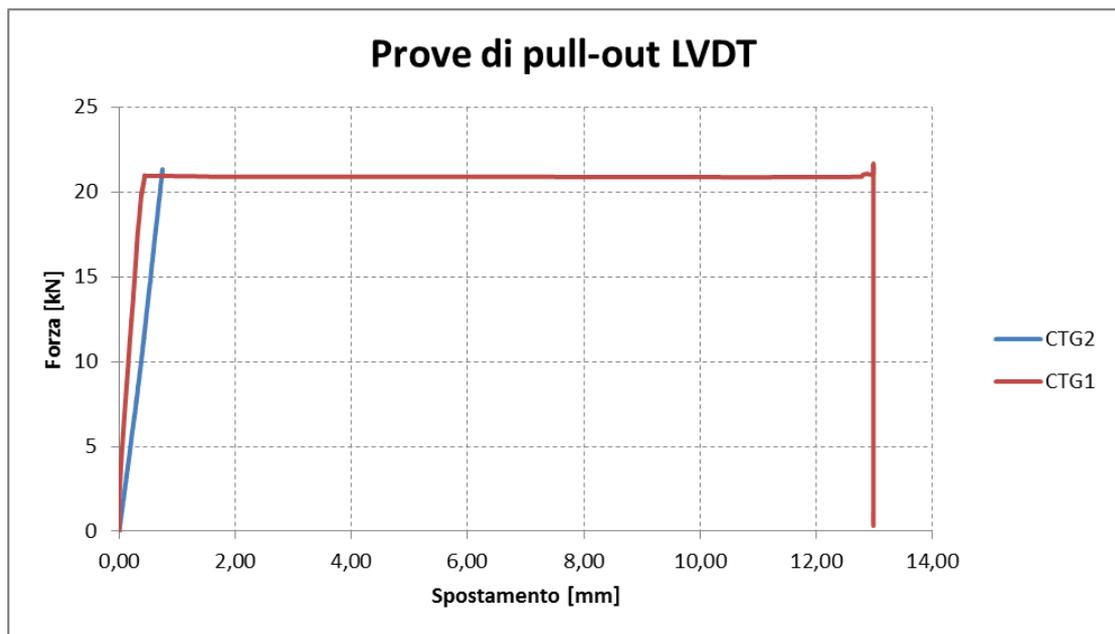


Grafico 7.12 - Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con connettori in fibra di vetro (prova con LVDT)

Si può notare dal *Grafico 7.12* che il campione CTG1 è entrato in crisi per rottura del calcestruzzo: infatti, il tratto orizzontale del grafico a forza costante è indice di un allungamento improvviso e totale (pari alla lunghezza della corsa dell'LVDT stesso, cioè 13 mm) del trasduttore, dovuto alla rottura del blocco. L'andamento forza – spostamento del campione CTG2, invece, non giunge fino a rottura in quanto l'LVDT è stato rimosso prima che il sistema entrasse in crisi per evitare danni all'apparecchiatura di prova; la pendenza del primo tratto della curva risulta in ogni caso paragonabile con quella del provino CTG2.

Confrontando gli spostamenti ricavati dall'applicazione del modello analitico con quelli registrati dall'LVDT delle nuove prove sperimentali otteniamo i seguenti grafici:

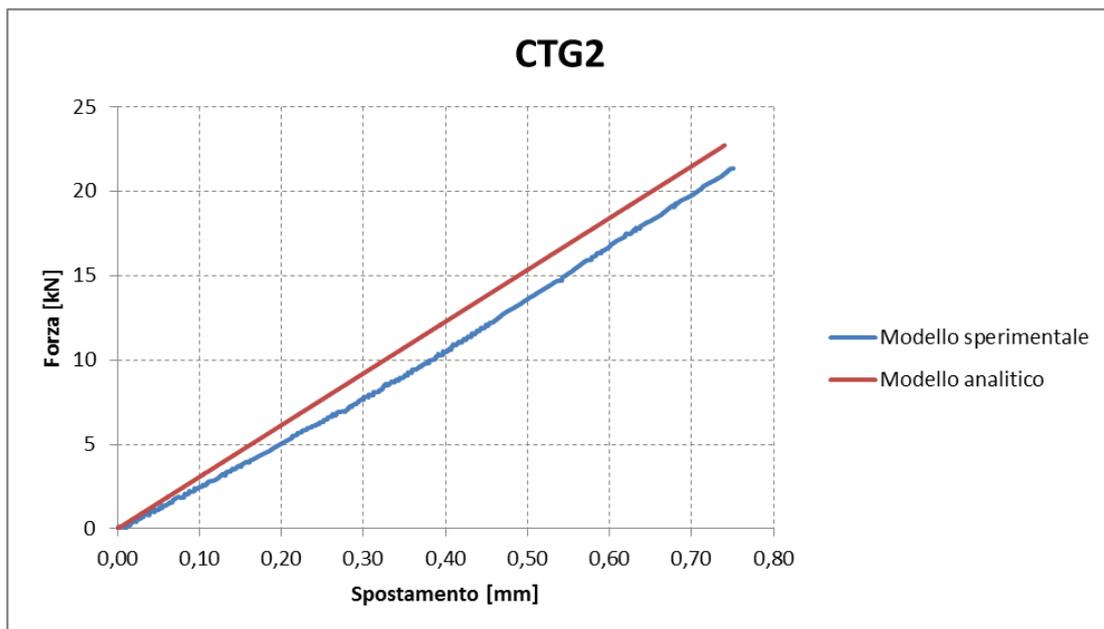


Grafico 7.13 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTG2

Osservazioni:

L'utilizzo del trasduttore per entrambi i tipi di macchina di prova impiegati ha permesso una misura molto più precisa degli spostamenti relativi tra connettore e substrato.

Per quanto riguarda i campioni rinforzati con la fibra di carbonio si può notare dai grafici riportati come ora lo scostamento tra modello sperimentale e analitico si sia ridotto (*Grafico 7.10 e 7.11*) rispetto alle prove sperimentali che non utilizzavano questo tipo di strumentazione aggiuntiva (ora lo scostamento registrato tra i due modelli risulta essere del 5%); il campione CTC3 rispetto agli altri provini, ha riportato una maggiore discrepanza di comportamento, dovuta alla differente tipologia di rottura subita. Infatti, mentre per i provini CTC1 e CTC2 la crisi è avvenuta per rottura del connettore all'imbocco del blocco in calcestruzzo come già riscontrato dalle prove di pull-out precedenti, per il campione CTC3 la crisi è avvenuta per rottura del blocco.

Anche per i provini rinforzati con la fibra di vetro, il differente tipo di rottura rispetto alle prove precedenti e cioè la crisi del substrato prima di quella del rinforzo, ha portato ad una maggiore discrepanza di andamento tra i due modelli; ricordiamo ancora una volta che il modello analitico adottato non prevede questo tipo di rottura, in quanto

considera elastici i materiali che caratterizzano il sistema. La diversità di comportamento tra le due tranches di prove sperimentali condotte è da individuare nelle diverse dimensioni dei provini utilizzati; per provini di dimensioni maggiori (20x20x20 cm) la crisi avviene per rottura del rinforzo in materiale composito, mentre per provini dalle dimensioni minori (15x15x15 cm) è il substrato a determinare la crisi del sistema. Nonostante tali diversità, gli spostamenti provenienti dalla modellazione analitica sono sempre di minore entità rispetto a quelli delle prove condotte, confermando le osservazioni già avanzate precedentemente in merito.

7.2 Modellazione numerica

In questo paragrafo si presenta un modello numerico che è stato implementato al fine di simulare mediante analisi FEM le prove di pull-out effettuate sui provini testati sperimentalmente. A seconda del tipo di connettore CFRP o GFRP e delle caratteristiche geometriche delle varie prove, sono stati creati vari modelli e per ogni sistema testato le analisi numeriche sono state eseguite adottando le corrispondenti proprietà meccaniche. In particolare per ogni analisi si sono variati i parametri meccanici del calcestruzzo e della muratura per quanto riguarda i supporti testati; sono state modificate inoltre anche le caratteristiche meccaniche dei connettori in CFRP o GFRP, mentre le caratteristiche dello strato di adesivo sono state sempre mantenute costanti e uguali a quanto già verificato sperimentalmente.

7.2.1 Sistema di ancoraggio con connettori inghisati in foro cieco

In questo paragrafo si presentano i modelli numerici utilizzati per simulare i risultati ottenuti dalle prove di pull-out mediante analisi FEM. Nel seguito riportiamo una tabella riassuntiva di tutte le prove effettuate. Il modello numerico è stato creato per simulare le seguenti prove:

- pull-out di connettori inghisati in fori ciechi: tale prova è stata condotta su

provini in calcestruzzo e su provini in muratura secondo le modalità descritte nel *Capitolo 4*;

- pull-out di corde impregnate e sfiochettate su provini in calcestruzzo e su provini in muratura.

Nella modellazione numerica sono state create due differenti geometrie corrispondenti alle due tipologie di prove effettuate e sono state introdotte le proprietà meccaniche dei materiali. Si sono introdotti nell'analisi i parametri meccanici di:

Supporto	Calcestruzzo	Muratura
Resina inghisante	Resina epossidica Sika [®] Anchorfix [®] -3+	
Resina impregnante	Resina epossidica Sikadur [®] -52 Injection	
Connettori	CFRP	GFRP

Tabella 7.7 – Tabella delle geometrie presenti nel modello numerico

In particolare i valori riferiti ai parametri meccanici sono stati ricavati dalle prove sperimentali descritte nel *Capitolo 4*.

Creazione del modello numerico

Il modello realizzato per la simulazione della prova di pull-out di un connettore, composto da corde in CFRP e GFRP impregnate, è un modello tridimensionale in stato piano di deformazione, costituito da tre parti principali: il supporto, in calcestruzzo o in muratura, l'inghisante, costituito dalla resina epossidica Sika[®] Anchorfix[®].3+, e il connettore, realizzato con corde in CFRP o GFRP impregnate con resina epossidica Sikadur[®]-52 Injection.

Data la regolarità del sistema si è deciso di sfruttare tale simmetria nella modellazione.

Per quanto riguarda le dimensioni delle parti geometriche inserite nel modello, queste sono state ricreate a seconda del materiale costituente il supporto.

- **Supporto:**

- connettori inghisati in un supporto costituito da calcestruzzo: per questi modelli,

sia con connettore in CFRP che in GFRP, il calcestruzzo è stato modellato suddividendolo in due parti, una riguardante la parte di calcestruzzo non inghisata alla barra e una con il foro di inghisaggio del connettore.

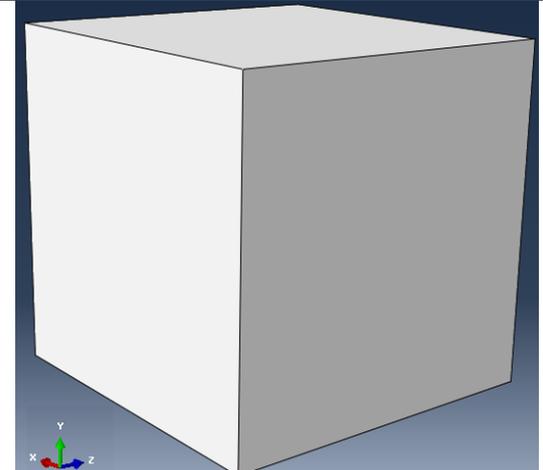
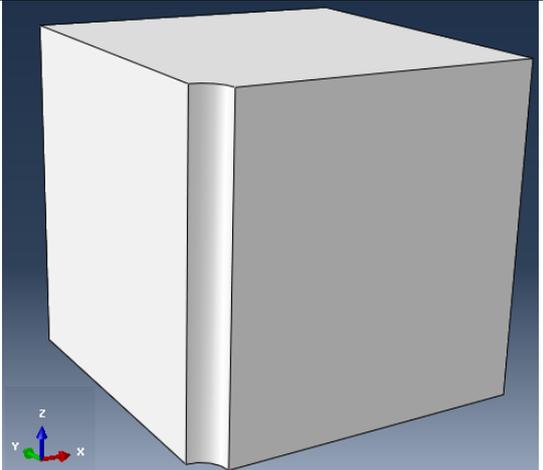
Parte: SUPPORTO IN CALCESTRUZZO	
	
Parte: Calcestruzzo senza foro	Parte: Calcestruzzo con foro cieco di inghisaggio del connettore
Dimensioni: 20x20x20 [cm]	Dimensioni: 20x20x20 [cm], foro con diametro 16 [mm]

Tabella 7.8– Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l’analisi

- connettori inghisati in un supporto costituito da muratura: per questi modelli, sia con connettore in CFRP che in GFRP, il supporto è stato modellato suddividendolo in due parti, una riguardante la parte di supporto non inghisato alla barra e una con il foro di inghisaggio del connettore. A differenza del modello con supporto in cls, nel caso della muratura si è preferito non modellarla come corpo unico, ma realizzare il supporto modellando i mattoni e i giunti di malta verticali e orizzontali. Per quanto riguarda le dimensioni delle parti presenti nel modello si ha che:
 - *mattoni:* si sono considerati mattoni standard sabbiato tipo “fatto a mano” di dimensioni 25x12x5,5 [cm];
 - *malta:* i giunti verticali e orizzontali sono spessi 10 [mm].
 È stata considerata solo una tipologia di provino in muratura fra quelli testati

nelle prove sperimentali, cioè i provini a tre corsi di mattoni, in quanto con questa tipologia di muratura si sono effettuate un maggior numero di prove sperimentali.

In entrambi i casi di supporto, i seguenti strati sono stati modellati nel medesimo modo:

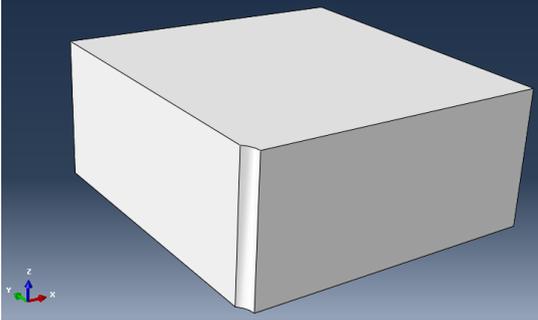
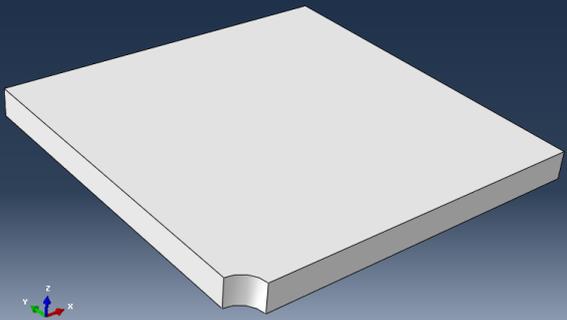
Parte: MURATURA COSTITUITA DA MATTONI E GIUNTI DI MALTA VERTICALI E ORIZZONTALI	
	
Parte: Mattone pieno non sabbato	Parte: Malta SikaMonoTop [®] -722 Mur
Dimensioni: 25x12x5,5 [cm]	Dimensioni: Spessore del giunto di 10 [mm]

Tabella 7.9 – Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l’analisi

- **Connettore inghisato:** sia nel caso di CFRP che in quello di GFRP si è modellata la corda impregnata in due differenti parti, entrambe con diametro di 10 [mm], ma con lunghezze differenti. Una barra con lunghezza di 100 [mm] e l’altra parte con lunghezza di 350 [mm], corrispondenti con la parte di connettore effettivamente inghisata nel foro cieco, e la parte di connettore esterna al blocco di supporto sulla cui sezione agisce la forza di trazione applicata.

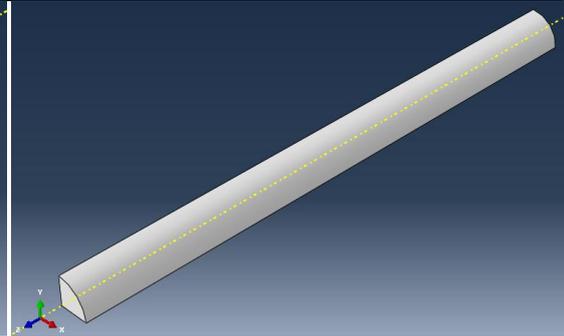
Parte: CONNETTORE IN CFRP O GFRP	
	
Parte: Connettore impregnato in CFRP o GFRP non inghisato nel foro	Parte: Connettore impregnato in CFRP o GFRP inghisato nel foro
Dimensioni: Diametro di 10 [mm] Lunghezza di 350 [mm]	Dimensioni: Diametro di 10 [mm] Lunghezza di 350 [mm]

Tabella 7.10 – Tabella delle parti di connettore in CFRP o GFRP modellate durante l'analisi

- **Strato adesivo:** per lo strato adesivo si è creato uno strato di forma cilindrica di spessore 3 [mm], pari allo spessore effettivamente riscontrabile nelle prove sperimentali, tale strato avvolge la parte di connettore posta nel foro e realizza l'inghisaggio tra corda impregnata e supporto.

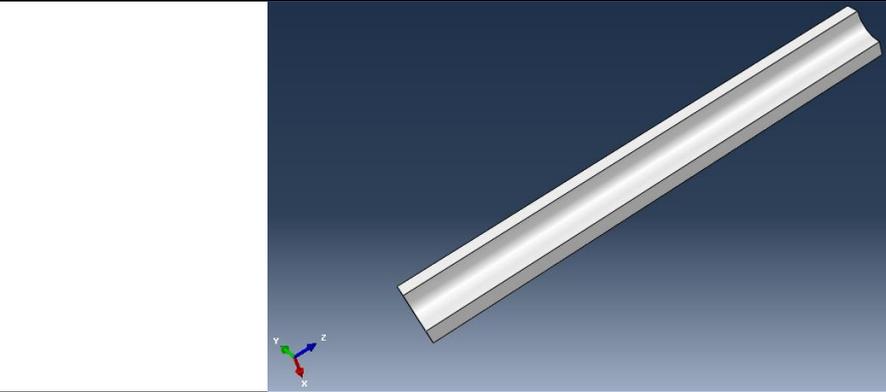
Parte: STRATO ADESIVO IN RESINA EPOSSIDICA	
	
Parte: Strato adesivo di forma cilindrica necessario alla realizzazione dell'inghisaggio laterale del connettore nel foro cieco	
Dimensioni: Diametro esterno di 16 [mm], Diametro interno di 10 [mm], Lunghezza di 100 [mm]	

Tabella 7.11 – Tabella delle parti di resina epossidica necessaria per l'inghisaggio del connettore al supporto

Assegnazione delle proprietà meccaniche ai materiali

I materiali che entrano in gioco in questa modellazione sono molteplici e nel seguito descriveremo le loro proprietà meccaniche e le scelte effettuate per rappresentare il loro comportamento.

In queste analisi tutti i materiali sono stati considerati come omogenei ed isotropi. Se questa non è affatto un'approssimazione per quanto riguarda l'adesivo, lo è invece per calcestruzzo, muratura e compositi. Il primo e il secondo infatti non sono propriamente materiali omogenei, ma modellare tale disomogeneità in analisi numeriche non è sempre immediato, e soprattutto non particolarmente influente, per quanto riguarda il calcestruzzo, in un tipo di analisi come quella effettuata.

Un discorso a parte rispetto al calcestruzzo va fatto per quanto riguarda la muratura: essa si presta ad essere modellata nelle sue parti macroscopiche, mattoni e corsi verticali e orizzontali di malta, per cui nell'analisi si è preferito creare tali parti e attribuire a queste, a seconda delle peculiari caratteristiche, i valori di densità, modulo elastico e coefficiente di Poisson riscontrati dalle prove di caratterizzazione.

I connettori in compositi, rispettivamente in CFRP e GFRP sono stati modellati anch'essi nell'ipotesi di materiale elastico, omogeneo ma non isotropo. Infatti si è reso necessario inserire l'ortotropia propria delle fibre e i valori corrispondenti di modulo elastico, coefficiente di Poisson e modulo di elasticità trasversale nelle tre direzioni principali. Tale operazione è stata effettuata sia per le corde impregnate in CFRP che in GFRP. I parametri meccanici inseriti nell'analisi tengono conto della natura del connettore, ovvero delle caratteristiche meccaniche mediate di corda in composito e impregnante Sikadur[®]-52 Injection. Per quanto riguarda lo strato di adesivo inghisante, esso è stato considerato come un materiale elastico, omogeneo e isotropo e si sono inserite nel modello le seguenti caratteristiche meccaniche, densità, modulo elastico e coefficiente di Poisson. Nel seguito riportiamo una tabella riassuntiva delle caratteristiche meccaniche inserite nel modello riferite ai materiali presenti nell'analisi.

Connettori in fibra di vetro o carbonio SikaWrap® Anchor C e SikaWrap® Anchor G impregnati con resina epossidica Sikadur® - 52. Caratteristiche meccaniche mediate sui due materiali.			
	Caratteristiche meccaniche	Materiale	
		Connettore in CFRP	Connettore in GFRP
Nell'ipotesi di materiale elastico e ortotropo. Si è considerata una frazione volumetrica del 30% per entrambi i connettori.	Densità [N/mm ³]	1,82 x 10 ⁻⁵	2,6 x 10 ⁻⁵
	E ₁ [N/mm ²]	4700	6700
	E ₂ [N/mm ²]	4700	6700
	E ₃ [N/mm ²]	92316	23000
	μ ₁₂ [/]	0,15	0,19
	μ ₁₃ [/]	0,12	0,11
	μ ₂₃ [/]	0,12	0,11
	G ₁₂ [N/mm ²]	2400	2800
	G ₁₃ [N/mm ²]	2100	2500
	G ₂₃ [N/mm ²]	2100	2500

Tabella 7.12 – Caratteristiche meccaniche dei connettori in fibra di carbonio SikaWrap® Anchor C e in fibra di vetro SikaWrap® Anchor G

Supporto costituito da calcestruzzo o muratura: caratteristiche meccaniche dei due materiali				
	Caratteristiche meccaniche	Materiale		
		Calcestruzzo	Muratura	
Nell'ipotesi di materiali elastici e isotropi				Mattoni
	Densità [N/mm ³]	2,36 x 10 ⁻⁵	/	/
	E [N/mm ²]	28025,6	14404	20000
	μ [/]	0,2	0,2	0,2

Tabella 7.13 – Caratteristiche meccaniche dei supporti in calcestruzzo e muratura

Strato adesivo costituito da resina epossidica Sika® AnchorFix® +3 ⁺ : caratteristiche meccaniche del materiale		
	Caratteristiche meccaniche	Materiale
		Resina epossidica bicomponente
Nell'ipotesi di materiale elastico ed isotropo	Densità [N/mm ³]	1,45 x 10 ⁻⁵
	E [N/mm ²]	6278,46
	μ [/]	0,3

Tabella 7.14 – Caratteristiche meccaniche dello strato adesivo in resina epossidica Sika® AnchorFix® +3⁺

Assemblaggio del sistema calcestruzzo-adesivo-rinforzo

Dopo aver creato le parti relative ai tre materiali nei rispettivi modelli:

- modello n.1 : cls - connettore in CFRP – adesivo;
- modello n.2 : cls - connettore in GFRP – adesivo;
- modello n.3 : muratura- connettore in CFRP – adesivo;
- modello n.4 : muratura - connettore in GFRP – adesivo;

sono state attribuite loro le caratteristiche del materiale e nel seguito si è proceduto con l'assemblaggio del modello.

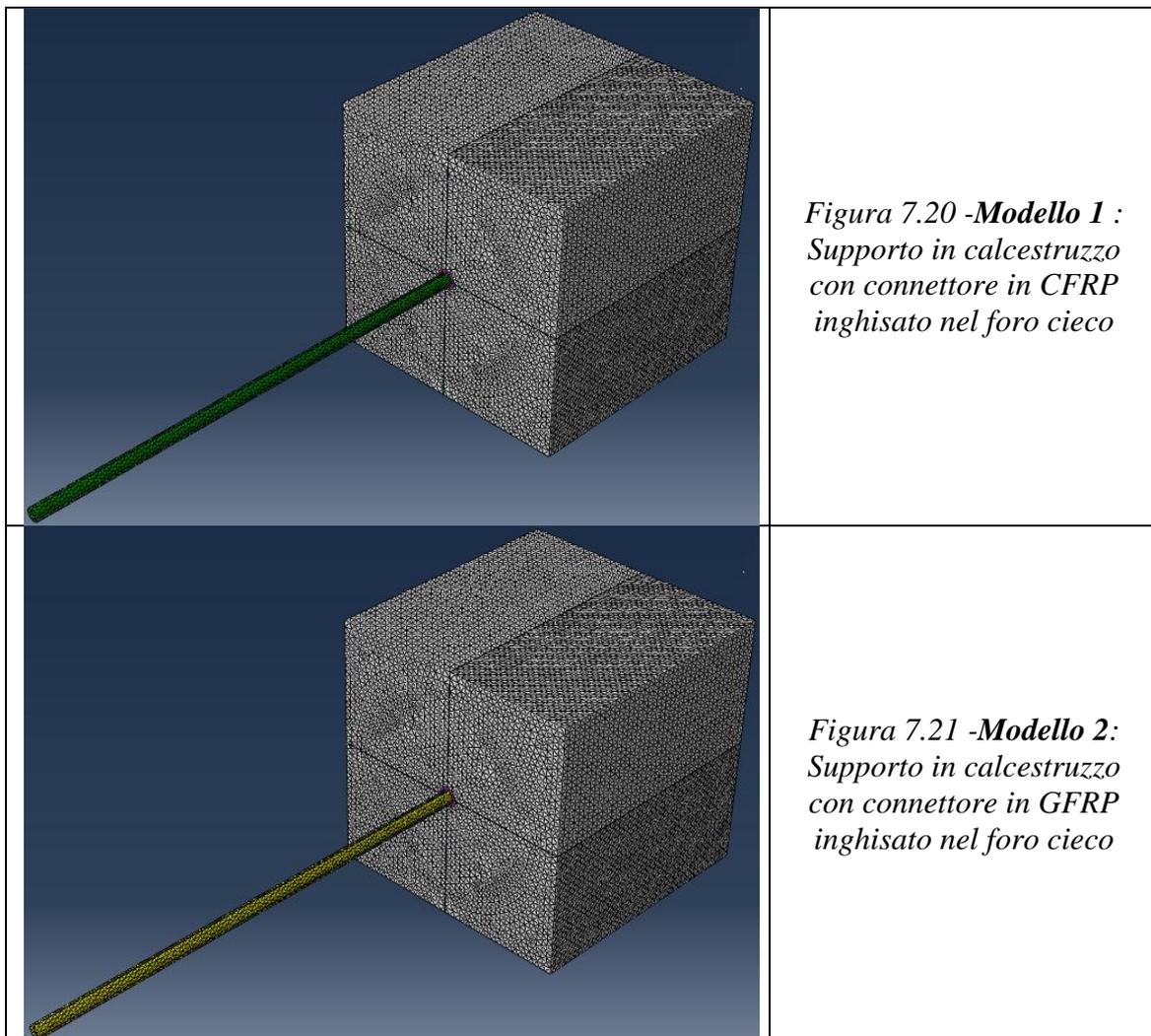


Tabella 7.15 – Modelli creati con il programma Abaqus, Modello 1 e Modello 2

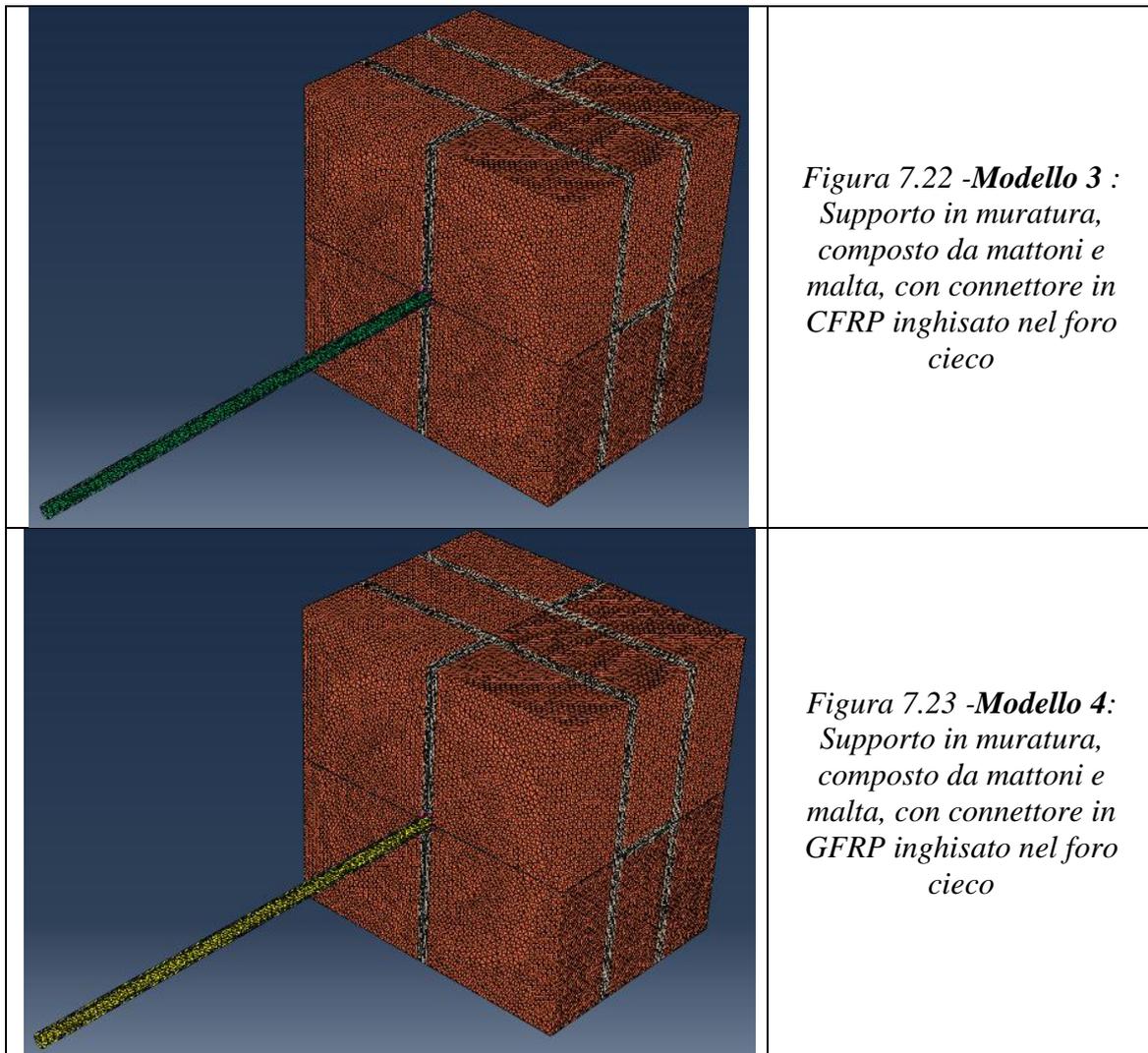


Tabella 7.16 – Modelli creati con il programma Abaqus, Modello 3 e Modello 4

Per quanto riguarda le connessioni tra le parti esistono tre differenti tipologie di connessioni:

Modelli	Connessioni	Tipo di connessione
Modello n.1 e n.2	Supporto in calcestruzzo - Strato adesivo	Perfetta aderenza
	Strato adesivo – Connettore in CFRP/GFRP	Perfetta aderenza
	Calcestruzzo – calcestruzzo; strato adesivo – strato adesivo; connettore CFRP/GFRP – connettore CFRP/GFRP	Perfetta aderenza

Tabella 7.17 – Connessioni presenti nel Modello n.1 e n.2

Modelli	Connessioni	Tipo di connessione
Modello n.3 e n.4	Supporto in muratura - Strato adesivo	Perfetta aderenza
	Strato adesivo – Connettore in CFRP/GFRP	Perfetta aderenza
	Mattone – malta; strato adesivo – strato adesivo; connettore CFRP/GFRP – connettore CFRP/GFRP	Perfetta aderenza

Tabella 7.18 – Connessioni presenti nel Modello n.3 e n.4

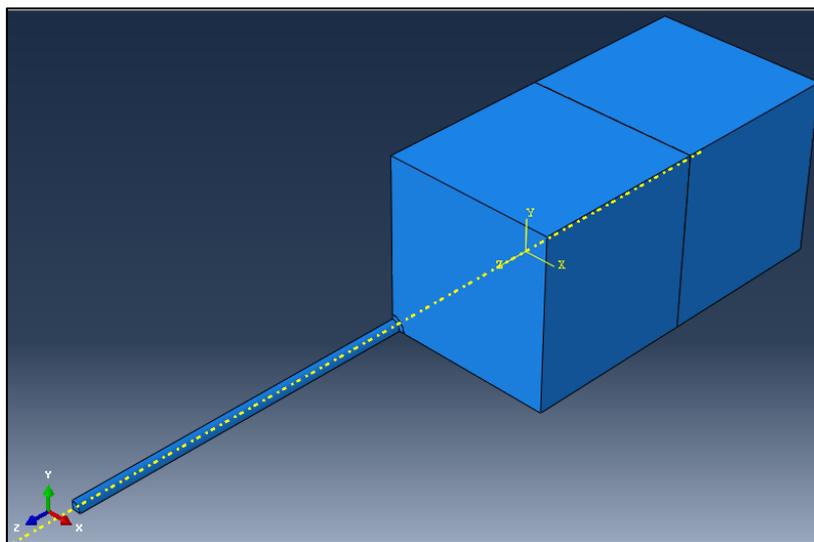


Figura 7.24 – Immagine del modello assemblato in tutte le sue parti

Definizione delle condizioni al contorno e della forza imposta

Dopo aver attribuito tra le varie parti le caratteristiche di interfaccia, ed aver così assemblato completamente tutti i sistemi dei quattro modelli analitici, il passo successivo è stato quello di imporre ai modelli le condizioni al contorno che hanno la funzione di simulare i vincoli realmente presenti sui campioni in fase di prova.

In particolare nell'analisi sono state introdotte, in tutti e quattro i modelli, tre tipi di condizioni al contorno:

- condizione al contorno che simula la presenza della traversa del telaio, in questo caso essa viene utilizzata, durante le prove sperimentali, per contrastare la forza

di tiro della macchina ed impedire che il prisma possa muoversi verticalmente sotto l'azione della forza di trazione imposta.

Nel modello numerico tale condizione impone $U_3 = 0$, lungo i punti appartenenti ad una superficie che ricrea la funzione del giunto sferico;

- condizione al contorno che rappresenta la simmetria in x del sistema, tale condizione è ripetuta nei Modelli n. 1, 2, 3 e 4, tale condizione si esprime nel modello numerico imponendo $U_1 = 0$;
- condizione al contorno che rappresenta la simmetria in y del sistema, tale condizione è ripetuta nei Modelli 1, 2, 3 e 4, tale condizione si esprime nel modello numerico imponendo $U_2 = 0$;

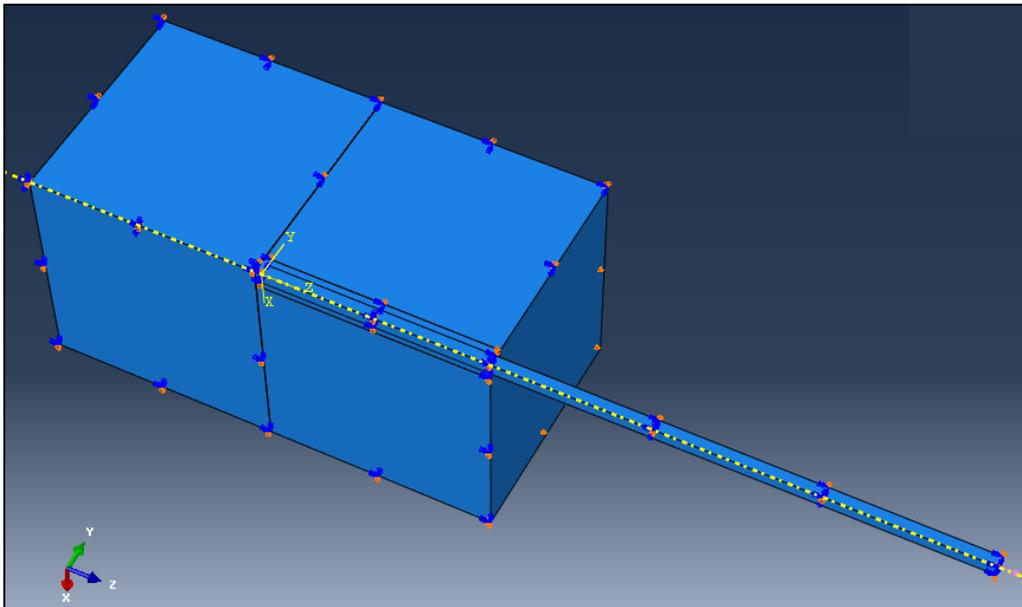


Figura 7.25 – Immagine del modello assemblato in tutte le sue parti e con le condizioni al contorno impostate

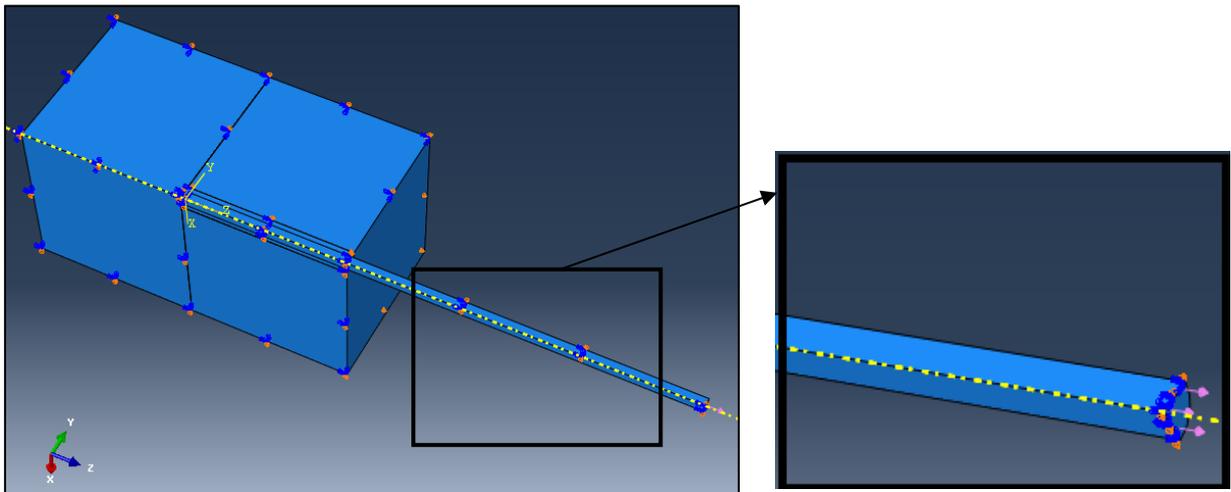


Figura 7.26 – Immagine del modello con la forza di trazione applicata alla sezione esterna del connettore

Mesh

Il sistema così ottenuto è stato meshato suddividendo le tre differenti parti in diverse partizioni alle quali sono state attribuite le medesime mesh. L'adesivo ed il rinforzo sono stati discretizzati in modo molto fitto, così da cogliere con ottima precisione l'andamento degli sforzi in prossimità delle zone di incollaggio, mentre per il calcestruzzo non si è ritenuto di dover infittire le mesh dato che, questo non risulta particolarmente influente nell'analisi.

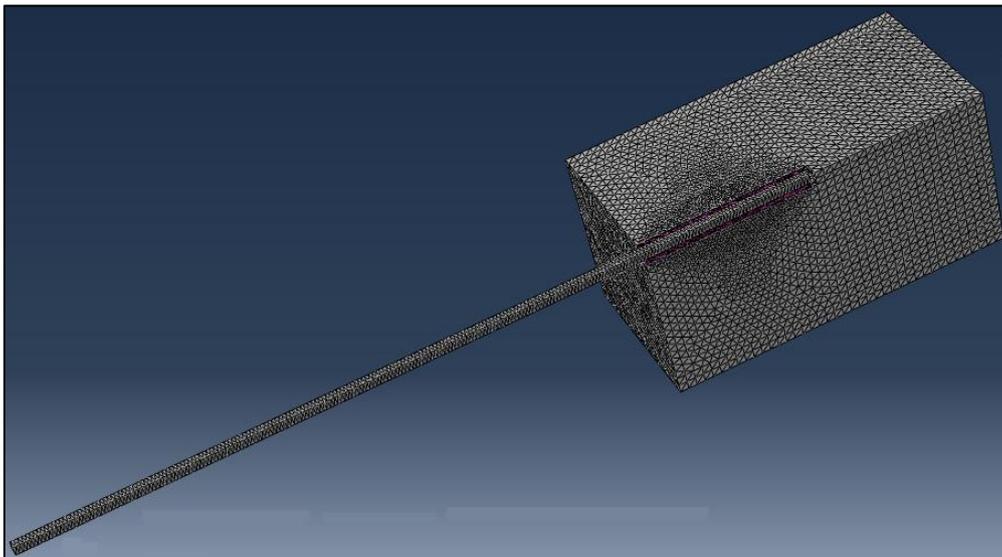


Figura 7.27 – Immagine del modello 1 e 2 con le mesh infittite nell'intorno dello strato di adesivo

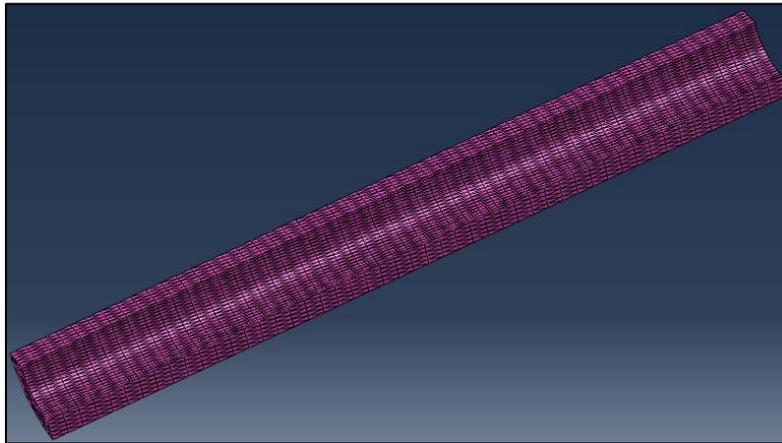


Figura 7.28 – Immagine dello strato di adesivo con mesh infittite

Calibrazione del modello

Prima di effettuare l'analisi vera e propria il modello è stato calibrato per verificare il suo corretto funzionamento. In particolare si è verificato mediante confronto analitico se l'analisi FEM fosse in grado di cogliere correttamente la deformazione elastica del rinforzo nel tratto di connettore incollato, nonché dell'adesivo. Per effettuare queste verifiche si è supposto di applicare al modello non uno spostamento imposto, ma una forza pari a 10 [kN], sufficiente a mantenere lo stato di sollecitazione in campo elastico lineare e a determinare l'insorgenza di apprezzabili deformazioni elastiche, ma non così intensa da instaurare fenomeni di distacco del connettore stesso.

Tale valore di forza è stato valutato a partire dai grafici sforzo-deformazione ottenibili dalle prove sperimentali, valutando la forza massima alla quale si verifica il distacco del connettore e il tratto in cui il comportamento del sistema risulta essere elastico lineare.

La calibrazione non ha solamente lo scopo illustrato in precedenza ma, nelle prove in esame, ha avuto anche la funzione di capire l'origine delle discrepanze evidenziate tra risultati ottenuti dalle prove sperimentali e dall'analisi numerica.

Infatti dal confronto degli spostamenti ad un livello di forza pari a 10 [kN] tra modello numerico e risultati sperimentali, si notavano valori di spostamento molto minori nell'analisi numerica, il problema nasceva dalla grande variabilità a cui i risultati delle prove sono soggette ovvero:

- lavorazioni eseguite in opera e non automatizzate, come l'impregnazione delle

- corde in fibra secca;
- impossibilità di ottenere un connettore impregnato omogeneamente e con sezione regolare circolare al termine delle operazioni di impregnazione;
 - grande variabilità dei parametri meccanici del connettore impregnato, dovuta all'impossibilità di determinare le proporzioni tra fibra secca e impregnante al termine delle operazioni;
 - problematiche di messa in opera del connettore ancora "fresco", le operazioni di messa in opera devono essere eseguite da personale specializzato ma anche prevedendo in cantiere tali accorgimenti non si riesce a mantenere, all'atto dell'inserimento del connettore, le fibre perfettamente parallele, non essendo queste ancora indurite;
 - difficoltà nella determinazione di uno spessore regolare di resina inghisante attorno al connettore appena inserito.

Ovviamente nei modelli di Abaqus si sono riprodotte delle condizioni ideali a cui ragionevolmente il connettore non sempre in opera sarà sottoposto. Inoltre come ulteriore spiegazione della divergenza dei dati sperimentali rispetto a quelli numerici bisogna ricordare che le prove sperimentali iniziali sono state eseguite senza trasduttori di spostamento ma considerando solamente lo spostamento rilevato dalla traversa della macchina. Per effettuare un'attenta calibrazione del modello si è quindi ricorso ad una prova di pull-out di una barra in acciaio B450C inghisata con la medesima resina utilizzata nelle altre prove di pull-out ovvero la resina epossidica Sika® Anchorfix®.3+. Nel paragrafo seguente saranno fornite le caratteristiche geometriche e meccaniche utili alla modellazione di questa prova con un'analisi FEM.

Modellazione numerica di pull-out di una barra in acciaio B450C da un blocco in calcestruzzo

La modellazione della prova di pull-out di una barra in acciaio B450C è stata realizzata procedendo come precedentemente esposto nel *Paragrafo 7.2.* per prima cosa si sono create le parti.

Le parti presenti in questo modello sono:

- calcestruzzo C 20/25;
- strato adesivo inghisante in resina epossidica, spessore 3 [mm];
- barra in acciaio B450C

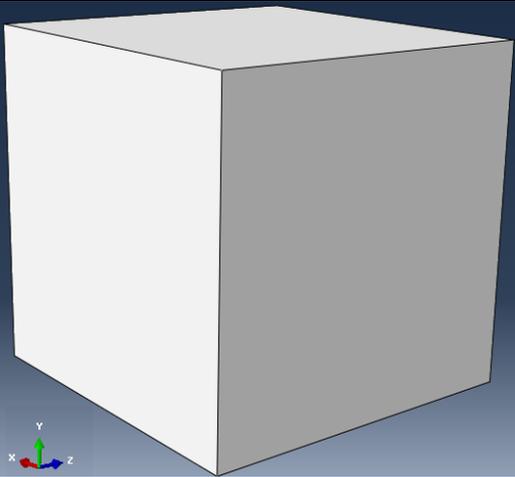
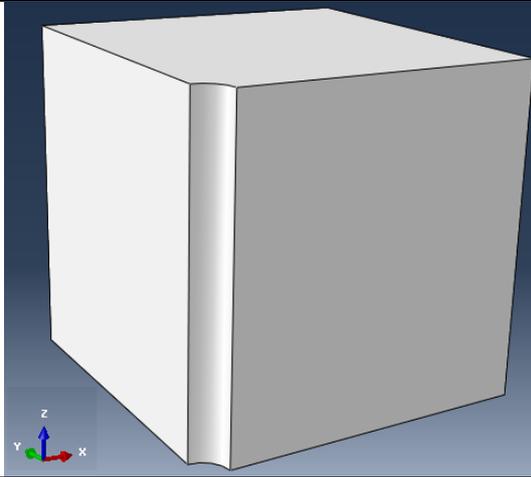
Parte: SUPPORTO IN CALCESTRUZZO	
	
Parte: Calcestruzzo senza foro	Parte: Calcestruzzo con foro cieco di inghisaggio del connettore
Dimensioni del blocco: 15x15x15 [cm]	Dimensioni del blocco: 15x15x15 [cm], foro con diametro 16 [mm]

Tabella 7.19 – Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l'analisi

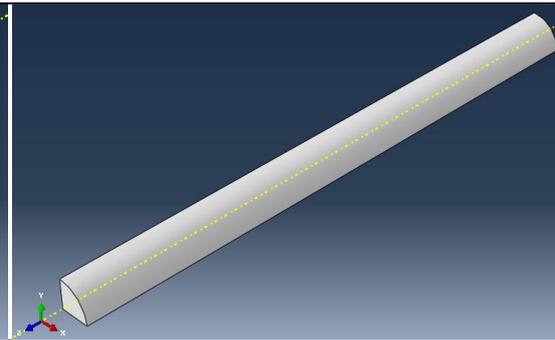
Parte: BARRA IN ACCIAIO B450C	
	
Parte: Barra in acciaio B450C non inghisata nel foro	Parte: Barra in acciaio B450C inghisata nel foro
Dimensioni: Diametro di 10 [mm], Lunghezza di 400 [mm]	Dimensioni: Diametro di 10 [mm], Lunghezza di 400 [mm]

Tabella 7.20 – Tabella delle parti di connettore in acciaio modellate durante l'analisi

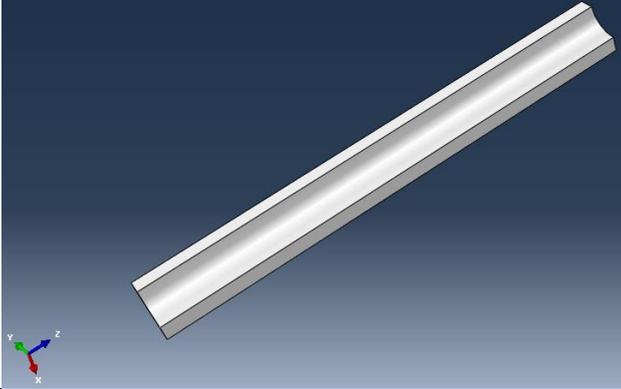
Parte: STRATO ADESIVO IN RESINA EPOSSIDICA	
	
Parte: Strato adesivo di forma cilindrica necessario alla realizzazione dell'inghisaggio laterale del connettore nel foro cieco	
Dimensioni: Diametro esterno di 16 [mm], Diametro interno di 10 [mm], Lunghezza di 100 [mm]	

Tabella 7.21 – Tabella delle parti di resina epossidica necessaria per l'inghisaggio del connettore al supporto

Come precedentemente esposto, data la regolarità del sistema si è deciso di modellare $\frac{1}{4}$ della geometria iniziale delle parti, sfruttando in tal modo la simmetria propria del sistema e evitando di appesantire ulteriormente l'analisi.

Dopo aver creato le parti si procede alla definizione delle caratteristiche meccaniche dei vari materiali. Come spiegato in precedenza si è fatta l'ipotesi di materiali elastici, omogenei e isotropi, tale ipotesi risulta valida per i materiali sottoposti a bassi livelli di sollecitazione.

Supporto costituito da calcestruzzo: caratteristiche meccaniche del materiale		
Nell'ipotesi di materiali elastici e isotropi	Caratteristiche meccaniche	<u>Materiale</u>
		Calcestruzzo
	Densità [N/mm ³]	2,36 x 10 ⁻⁵
	E [N/mm ²]	29547,6
	μ [/]	0,2

Tabella 7.22 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo inserite nell'analisi numerica

Strato adesivo costituito da resina epossidica Sika® AnchorFix® .3+: caratteristiche meccaniche del materiale		
Nell'ipotesi di materiale elastico ed isotropo	Caratteristiche meccaniche	<u>Materiale</u>
		Resina epossidica bicomponente
	Densità [N/mm³]	1,45 x 10 ⁻⁵
	E [N/mm²]	6278,46
	μ [/]	0,3

Tabella 7.23 – Caratteristiche meccaniche della resina inghisante inserite nell'analisi numerica

Barra in acciaio B450C: caratteristiche meccaniche del materiale		
Nell'ipotesi di materiale elastico ed isotropo	Caratteristiche meccaniche	<u>Materiale</u>
		Barra in acciaio B450C
	Densità [N/mm³]	1,45 x 10 ⁻⁵
	E [N/mm²]	185156
	μ [/]	0,3

Tabella 7.24 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio inserite nell'analisi numerica

Dopo aver inserito le caratteristiche meccaniche dei materiali si procede all'assemblaggio delle varie parti del modello, alla definizione dei tipi di legame tra i materiali e alla definizione delle condizioni al contorno.

Il legame inserito nel modello è stato un legame di aderenza, che realizza il collegamento tra tutte le parti che costituiscono il modello analitico, per quanto riguarda le condizioni al contorno, anche in questo caso, sono tre:

- condizione al contorno che simula la presenza della traversa del telaio, in questo caso essa viene utilizzata, durante le prove sperimentali, per contrastare la forza di tiro della macchina ed impedire che il prisma possa muoversi verticalmente sotto l'azione della forza di trazione imposta.

Nel modello numerico tale condizione impone $U_3 = 0$ lungo i punti appartenenti

ad una superficie di diametro pari a quella del giunto sferico, il giunto sferico risulta di particolare importanza in quanto essendo prove di pull-out eseguite su provini lavorati a mano non è possibile garantire la perfetta perpendicolarità tra connettore e blocco in calcestruzzo, quindi al fine di evitare l'insorgere di flessioni indesiderate durante la prova di trazione si è inserito un giunto sferico;

- condizione al contorno che rappresenta la simmetria in x del sistema, tale condizione si esprime nel modello numerico imponendo $U_1 = 0$;
- condizione al contorno che rappresenta la simmetria in y del sistema, tale condizione si esprime nel modello numerico imponendo $U_2 = 0$;

L'ultimo passaggio da effettuare riguardo al modello è la definizione delle mesh. Nelle prove di pull-out di connettori dal calcestruzzo, come si è discusso nel *Capitolo 6*, si evidenzia che lo spostamento rilevato dalla macchina risulta attribuibile essenzialmente alla deformazione del connettore stesso, mentre gli scorrimenti all'interno dello strato di adesivo inghisante sono sufficientemente piccoli. Essendo lo spostamento, localizzato essenzialmente nelle zone tra strato ancorante e connettore inghisato, si è deciso di infittire notevolmente le mesh in quella porzione del modello, mentre la restante parte costituita prevalentemente da calcestruzzo si è deciso di mesharla più rada.

Preparazione del campione

La preparazione del campione di prova è stata eseguita a partire dalla foratura del supporto in calcestruzzo, il supporto è costituito da un blocco in calcestruzzo delle dimensioni di 15x15x15 [cm]. Il blocco è stato realizzato e forato presso il Laboratorio del Dipartimento di Strutture del Politecnico di Milano. La foratura prevedeva la realizzazione di un foro di lunghezza pari a 10 [cm] con diametro di 16 [mm] lungo una faccia del campione, lungo la faccia diametralmente opposta è stato eseguito un foro con lunghezza di 5 [cm] e diametro di 6 [mm].



Figura 7.29 – Cubetto in calcestruzzo forato

La barra in acciaio B450C è stata tagliata delle dimensioni volute, utili all'esecuzione della prova di pull-out e ha diametro di 10 [mm] e lunghezza di 500 [mm].



Figura 7.30 – Immagine della barra in acciaio B450C

Nel caso in esame il provino è stato realizzato riempiendo il foro con la resina inghisante Sika® Anchorfix® .3⁺, e si è proceduto all'iniezione della resina mediante una pistola con beccuccio lungo in modo da miscelare la resina prima di effettuare il riempimento del foro.



*Figura 7.31 – Riempimento del foro con la resina inghisante
Sika® Anchorfix® .3⁺*

Dopo aver effettuato un adeguato riempimento, riscontrabile dalla presenza di un eccesso di resina che fuoriesce dal foro, si procede all'inserimento della barra in acciaio per tutta la lunghezza di ancoraggio.

Caratterizzazione dell'acciaio della barra sottoposta a prova di pull-out

Prima di effettuare la prova di pull-out sul campione composto da un supporto in calcestruzzo e una barra in acciaio B450C inghisata in foro cieco mediante resina epossidica Sika® Anchorfix® .3⁺, si è proceduto alla caratterizzazione della barra in acciaio. La prova effettuata consiste in una prova di trazione monoassiale della barra fino al raggiungimento della rottura per trazione. La barra è composta da acciaio B450C con diametro di 10 [mm] e lunghezza di 50 [cm].



Figura 7.32 – Immagine della barra in acciaio B450C

Nel seguito riportiamo il grafico forza - spostamento ottenuto durante la prova di trazione.

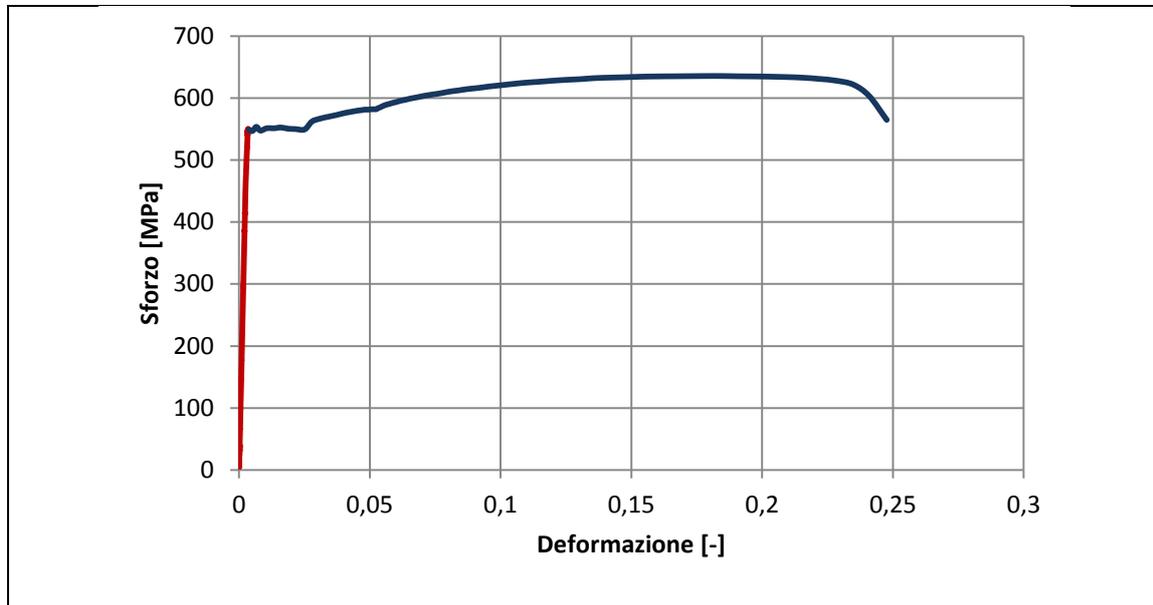


Grafico 7.26 – Grafico sforzo-deformazione ottenuto dalla prova di trazione monoassiale con evidenziato in rosso il tratto nel quale è stato calcolato il modulo elastico

Dalla prova di trazione si è visto che la barra di acciaio B450C si rompe per un valore di forza pari a 49,90 [kN], che corrisponde a 635,44 [MPa] e il modulo elastico calcolato è di 185156 [MPa].

Effettuazione della prova di pull-out

Dopo aver lasciato indurire il provino per due giorni, si è proceduto alla realizzazione della prova. La prova di pull-out è stata eseguita con una macchina nota con il nome di Shenk ed è una prova di trazione monoassiale eseguita in controllo di spostamento.

Per la verifica dei dati ottenuti dall'analisi numerica avevamo bisogno di un livello di precisione molto elevato in modo da cogliere lo scorrimento che si localizza all'interfaccia tra supporto in calcestruzzo e strato adesivo che avvolge la barra in acciaio. Per questo motivo, essendo inoltre gli spostamenti calcolati dall'analisi numerica piuttosto esigui, si è scelto di posizionare un trasduttore di spostamento che

rilevasse lo spostamento relativo tra superficie del calcestruzzo e il punto di fissaggio del trasduttore stesso. Tale posizione è stata scelta molto vicina al punto di imbocco della barra in modo da eliminare in più possibile la deformazione elastica della barra stessa, precisamente a 5 [cm] dalla superficie del supporto in calcestruzzo.



Figure 7.36 e 7.37 – Immagini del trasduttore e del suo posizionamento sulla barra in acciaio

La prova è stata condotta con il trasduttore fino al raggiungimento della corsa massima dello strumento, si è condotta poi la prova fino a rottura monitorando gli spostamenti registrati dalla traversa della macchina.

Nel seguito riportiamo i valori ottenuti dalla prova sperimentale, sia con il trasduttore che quelli riportati dalla macchina; ovviamente il livello di precisione è molto maggiore nei dati registrati dal trasduttore in quanto questi ultimi sono riferibili all'interazione che si sviluppa tra connettore inghisato e supporto in calcestruzzo.

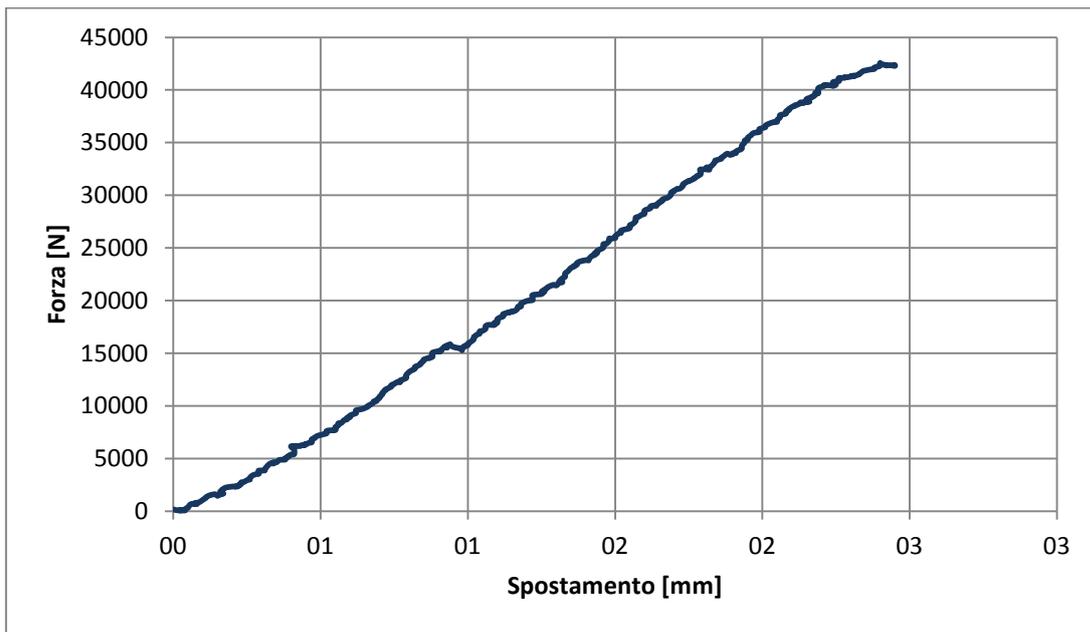


Grafico 7.27 – Grafico della curva forza-spostamento registrata dalla traversa della macchina di prova a una distanza di 40 [cm] dal punto di innesto della barra nel blocco in cls

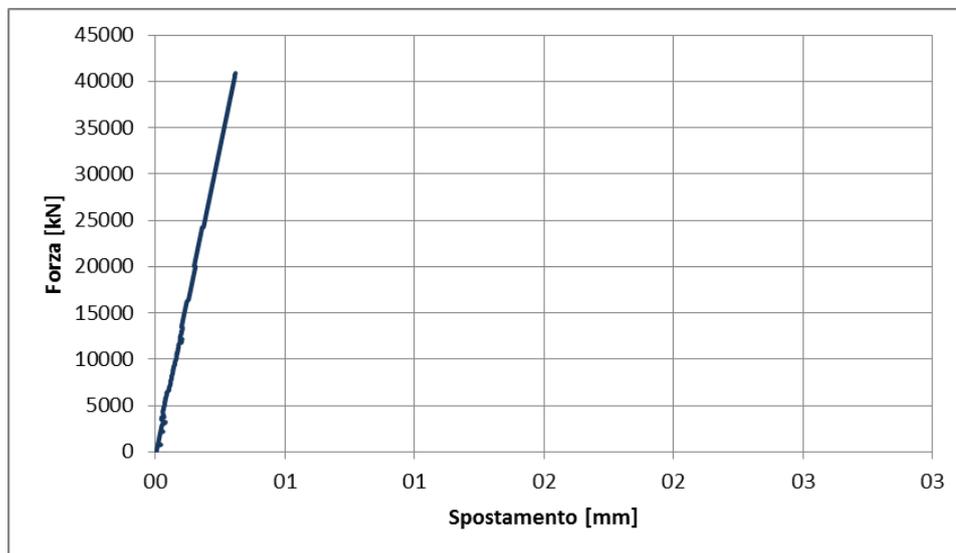


Grafico 7.28 – Grafico della curva forza-spostamento registrato dal trasduttore

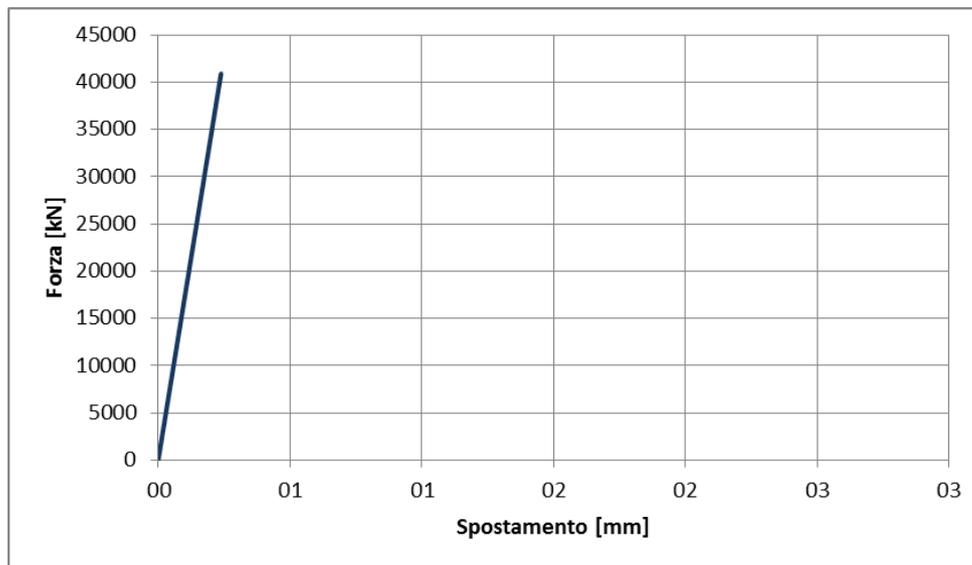


Grafico 7.29 – Grafico della curva forza-spostamento ottenuto dall'analisi numerica

7.2.2 Sistema di ancoraggio con connettori inghisati e aperti a fiocco

Creazione del modello numerico

Il modello realizzato per la simulazione della prova di pull-out di un connettore sfocchettato all'estremità del supporto costituito da un foro passante, composto da corde in CFRP e GFRP impregnate, è un modello tridimensionale in stato piano di deformazione, costituito da tre parti principali: il supporto, costituito da calcestruzzo, l'inghisante costituito dalla resina epossidica Sika® Anchorfix®.3+ e il connettore, realizzato con corde in CFRP o GFRP impregnate con resina epossidica Sikadur®-52 Injection. Data la regolarità del sistema si è deciso di sfruttare tale simmetria nella modellazione. Per quanto riguarda le dimensioni delle parti geometriche inserite nel modello, queste sono state ricreate a seconda del materiale costituente il supporto.

- **Supporto:**

- connettori inghisati in un supporto costituito da calcestruzzo: per questi modelli, sia con connettore in CFRP che in GFRP, il calcestruzzo è stato modellato

suddividendolo in due parti, una riguardante la parte di calcestruzzo con il foro passante e una con il foro passante e la svasatura realizzata sul supporto necessaria alla sfiochettatura del connettore

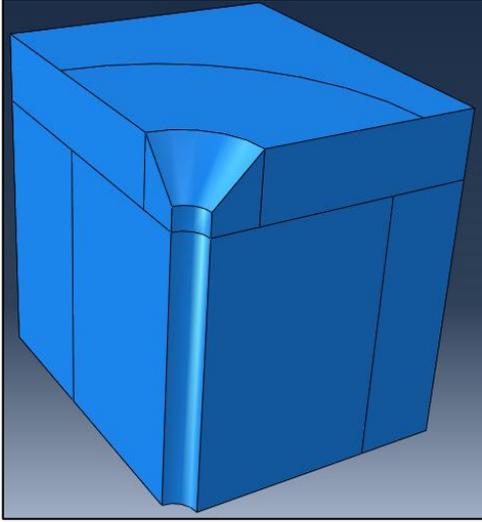
Parte: SUPPORTO IN CALCESTRUZZO	
	
Parte: Calcestruzzo senza foro	Parte: Calcestruzzo con foro cieco di inghisaggio del connettore e con svasatura
Dimensioni: 20x20x20 [cm]	Dimensioni: 20x20x20 [cm], foro con diametro 16 [mm] e svaso di diametro esterno 50 [mm]

Tabella 7.25 – Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l'analisi

- **Connettore inghisato:** sia nel caso di CFRP che in quello di GFRP si è modellata la corda impregnata in tre differenti parti con geometrie differenti. Una parte della barra ha lunghezza di 125 [mm], le altre due parti corrispondono alle parti di connettore che aderiscono allo svaso nel supporto in calcestruzzo e realizzano la sfiochettatura. È importante ricordare che l'inghisaggio della corda in CFRP o GFRP è realizzato solamente lungo la sfiochettatura mentre nella parte di corda che si trova nel foro passante non si realizza alcun collegamento.

Parte: CONNETTORE IN CFRP O GFRP

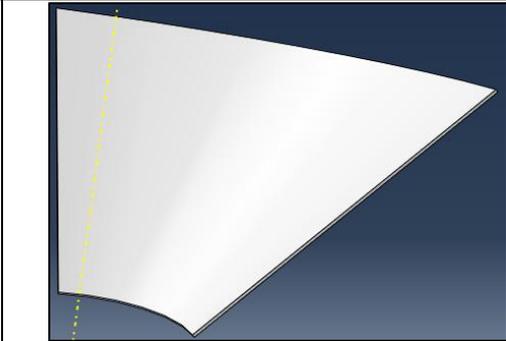
	
Parte: Connettore impregnato in CFRP o GFRP non inghisato nel foro	Parte: Connettore impregnato in CFRP o GFRP sfiochettato sul supporto
Dimensioni: Diametro di 10 [mm], Lunghezza di 125 [mm]	Dimensioni: Diametro di 10 [mm], Lunghezza di 50 [mm]

Tabella 7.26 – Tabella delle parti di connettore in CFRP o GFRP modellate durante l'analisi

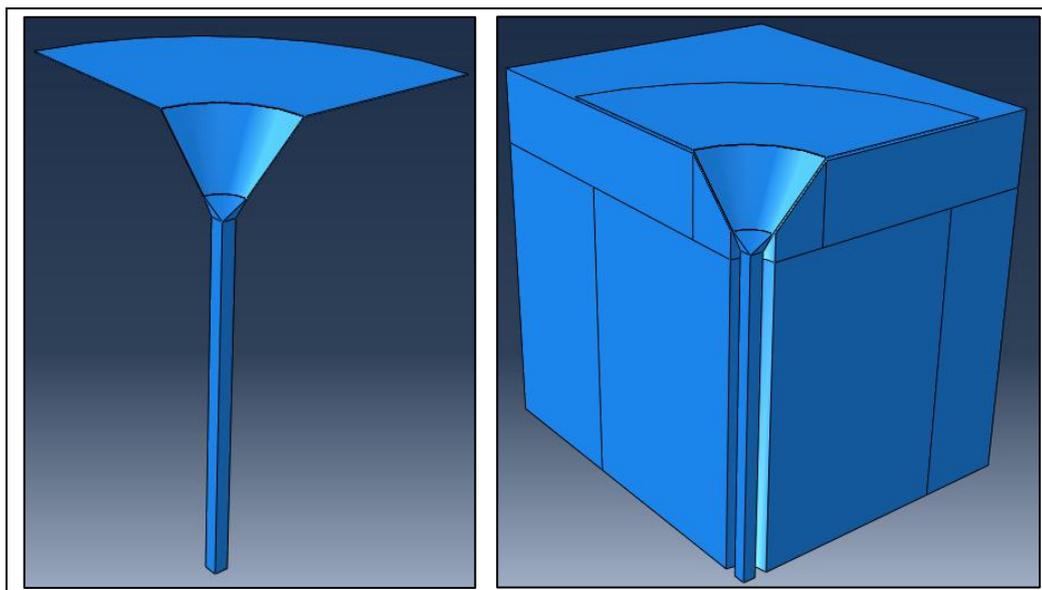


Tabella 7.27 – Tabella delle parti di connettore in CFRP o GFRP modellate durante l'analisi e delle parti di connettore inserite nel supporto in cls

- **Strato adesivo:** per lo strato adesivo si è creato uno strato di spessore 3 [mm], pari allo spessore effettivamente riscontrabile nelle prove sperimentali, tale strato si posiziona sia sullo svaso realizzato nel calcestruzzo che sulla prte superficiale del connettore che viene sfiochettato.

Parte: STRATO ADESIVO IN RESINA EPOSSIDICA

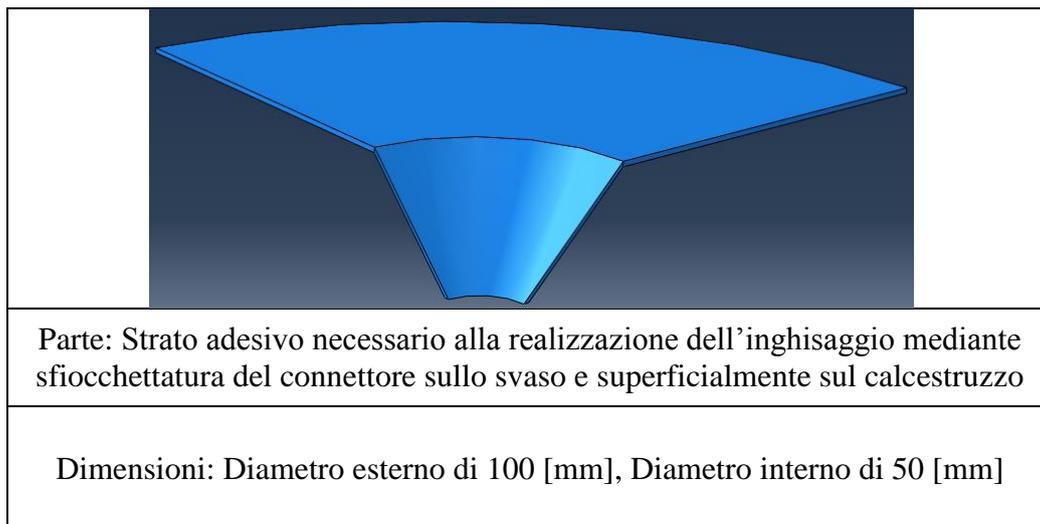


Tabella 7.28 – Tabella delle parti di resina epossidica necessaria per l'inghisaggio del connettore al supporto mediante sfiochettatura

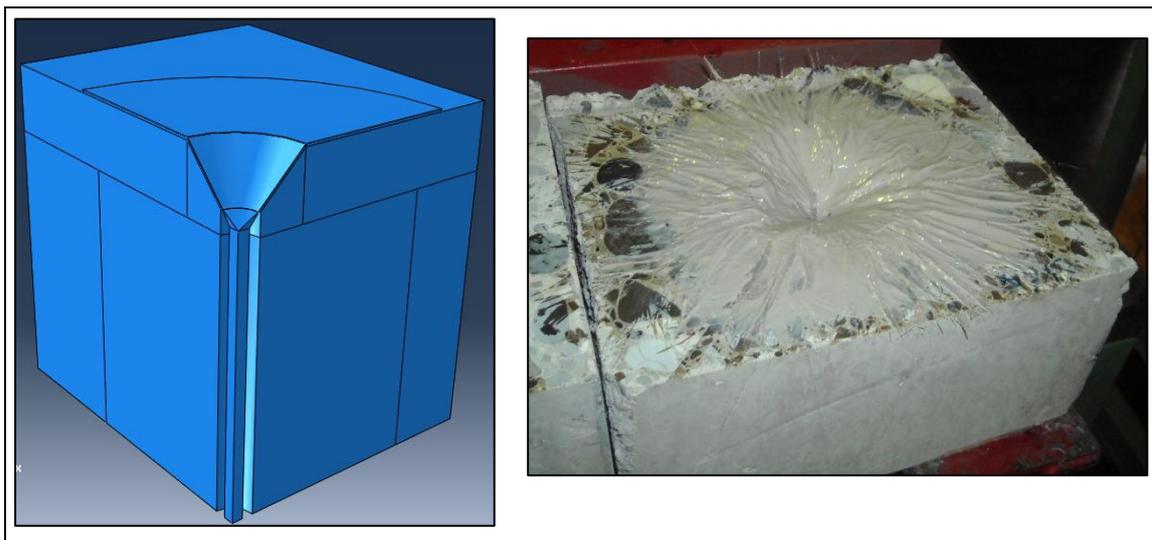


Tabella 7.29 – Immagine della geometria completa del modello realizzato e confronto con il provino sottoposto a prova di pull-out

Come è stato fatto nel caso dei connettori inghisati in fori ciechi, data la regolarità del sistema si è deciso di modellare $\frac{1}{4}$ della geometria iniziale delle parti, sfruttando in tal modo la simmetria propria del sistema e evitando di appesantire ulteriormente l'analisi.

Assegnazione delle proprietà meccaniche ai materiali

Dopo aver creato le parti si procede alla definizione delle caratteristiche meccaniche dei vari materiali.

I materiali che rientrano in questo tipo di modello sono i seguenti:

- supporto in calcestruzzo;
- connettori in CFRP o GFRP impregnati con resina Sikadur[®]-52 Injection;
- resina inghisante Sika[®] Anchorfix[®].3⁺ per la realizzazione della sfocchettatura

Le caratteristiche meccaniche dei materiali oggetto della modellazione sono riportate nel *Paragrafo 7.2.1.1.1* in quanto i materiali sono gli stessi del modello relativo ai connettori inghisati in fori ciechi e le proprietà meccaniche sono le medesime.

Assemblaggio del sistema calcestruzzo-adesivo-rinforzo

Dopo aver inserito le caratteristiche meccaniche dei materiali si procede all'assemblaggio delle varie parti del modello, alla definizione dei tipi di legame tra i materiali e alla definizione delle condizioni al contorno.

Il legame inserito nel modello è stato un legame di aderenza, che realizza il collegamento tra tutte le parti che costituiscono il modello analitico. Bisogna ricordare che in questo modello la parte di connettore inserita nel foro passante non è collegata in nessun modo al supporto in calcestruzzo, per simulare questa condizione si è lasciato, nel modello, uno spazio tra il connettore e la superficie forata del supporto.

Definizione delle condizioni al contorno e della forza imposta

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, anche in questo caso, sono tre:

- condizione al contorno che simula la presenza della traversa del telaio, in questo caso essa viene utilizzata, durante le prove sperimentali, per contrastare la forza di tiro della macchina ed impedire che il prisma possa muoversi verticalmente sotto l'azione della forza di trazione imposta.

Nel modello numerico tale condizione impone $U_3 = 0$ lungo i punti appartenenti

ad una superficie di diametro pari a quella del giunto sferico, il giunto sferico risulta di particolare importanza in quanto essendo prove di pull-out eseguite su provini lavorati a mano non è possibile garantire la perfetta perpendicolarità tra connettore e blocco in calcestruzzo, quindi al fine di evitare l'insorgere di flessioni indesiderate durante la prova di trazione si è inserito un giunto sferico;

- condizione al contorno che rappresenta la simmetria in x del sistema, tale condizione si esprime nel modello numerico imponendo $U_1 = 0$;
- condizione al contorno che rappresenta la simmetria in y del sistema, tale condizione si esprime nel modello numerico imponendo $U_2 = 0$.

Mesh

L'ultimo passaggio da effettuare riguardo al modello è la definizione delle mesh. Anche nel caso dei connettori sfocchettati, come accadeva per il connettore inghisato in foro cieco, si evidenzia che lo spostamento rilevato dalla macchina risulta attribuibile essenzialmente alla deformazione del connettore stesso, mentre gli scorrimenti all'interno dello strato di adesivo inghisante sono sufficientemente piccoli. Questo fenomeno nel modello analizzato è particolarmente evidente nella parte di connettore che si apre per realizzare la sfocchettatura sul calcestruzzo. Essendo, quindi, lo spostamento, localizzato essenzialmente in queste zone, si è deciso di infittire notevolmente le mesh in quella porzione del modello, mentre la restante parte costituita prevalentemente da calcestruzzo si è deciso di realizzare delle mesh meno fitte.

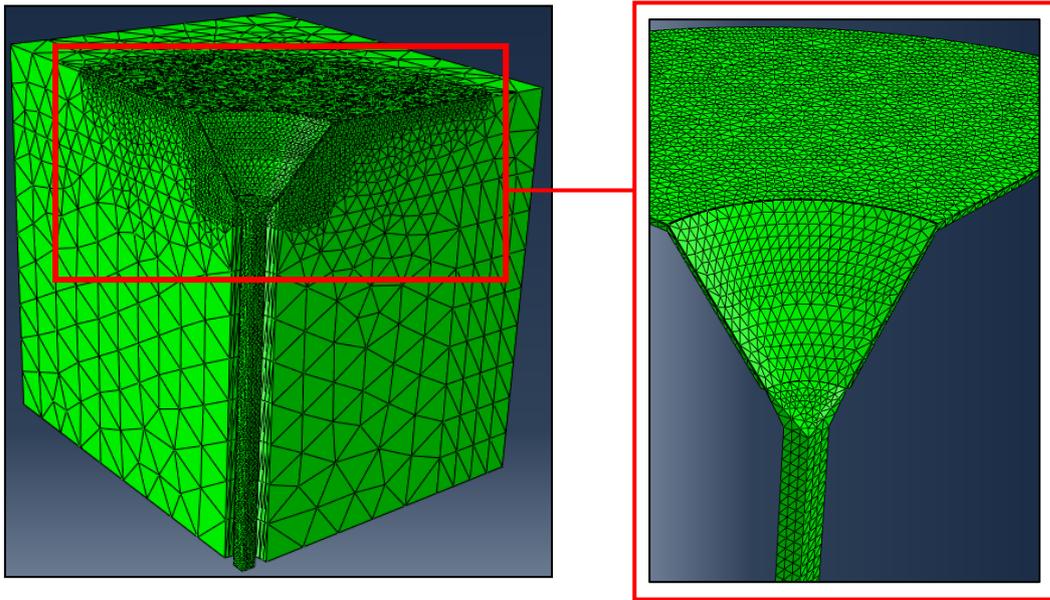


Figure 7.38 e 7.39 – Immagine della geometria completa del modello con mesh infittite nella parte più sollecitata

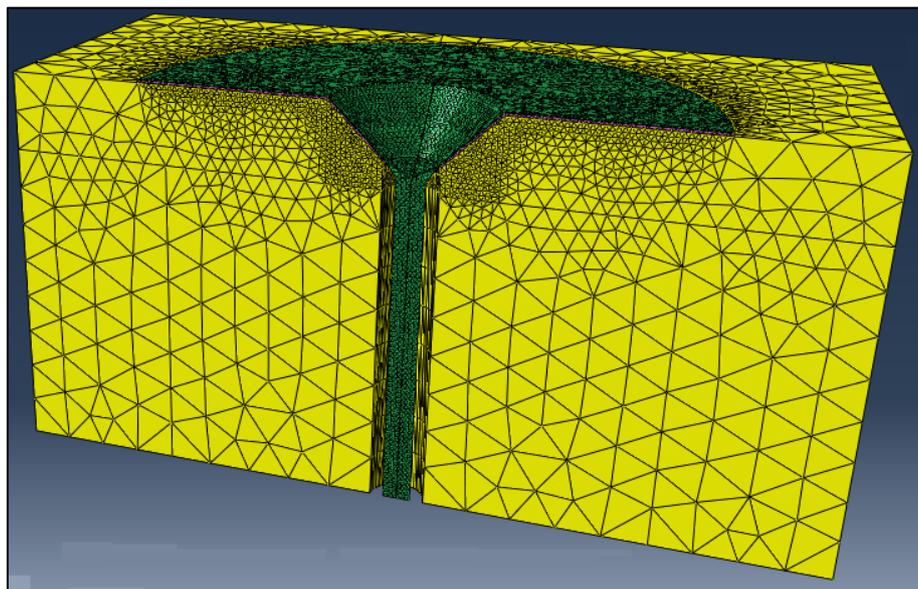


Figura 7.40 – Immagine della geometria completa del modello con mesh infittite nella parte più sollecitata e colori differenti per i diversi materiali

Nel seguito si riportano alcune immagini dello stato di sollecitazione a cui sono sottoposti i materiali durante la prova di pull-out, come si vede nel caso dei connettori a fiocchi la parte maggiormente sollecitata è il connettore nel punto in cui si apre e

aderisce allo svaso del supporto. Nelle *Figure 7.43 e 7.44* è invece riportato lo stato di sollecitazione di connettori inghisati in foro cieco.

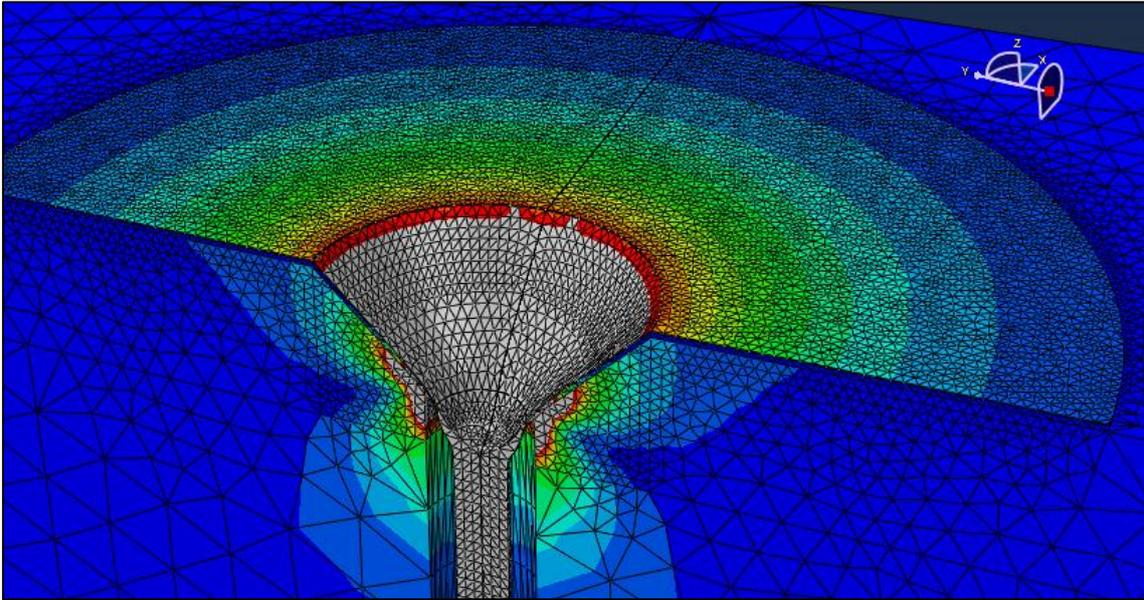


Figura 7.41 – Stato di sollecitazione del connettore con fiocco

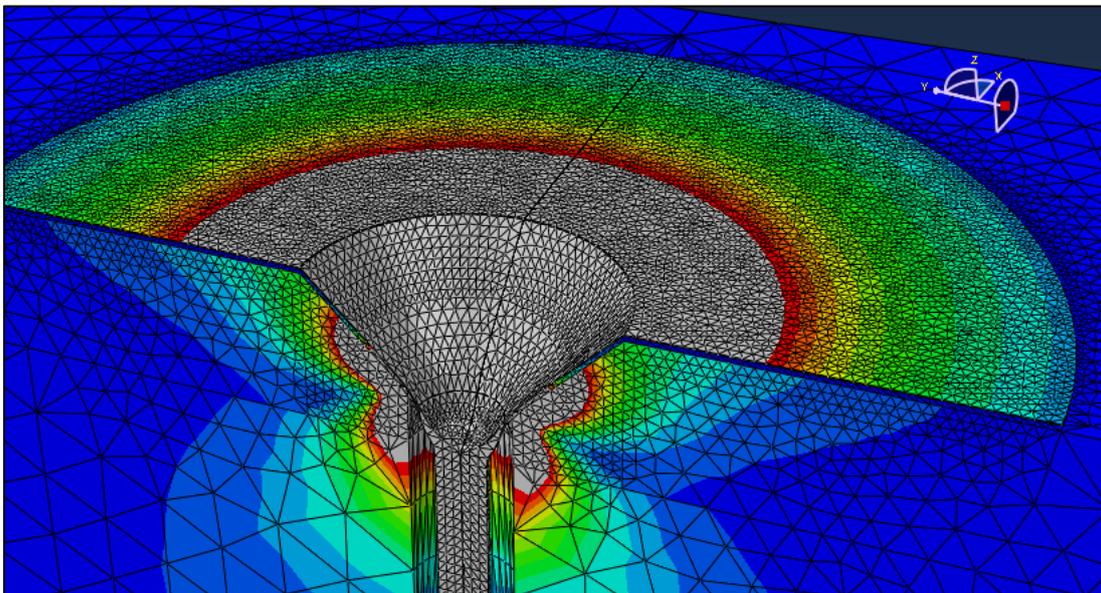


Figura 7.42 – Stato di sollecitazione del connettore con fiocco

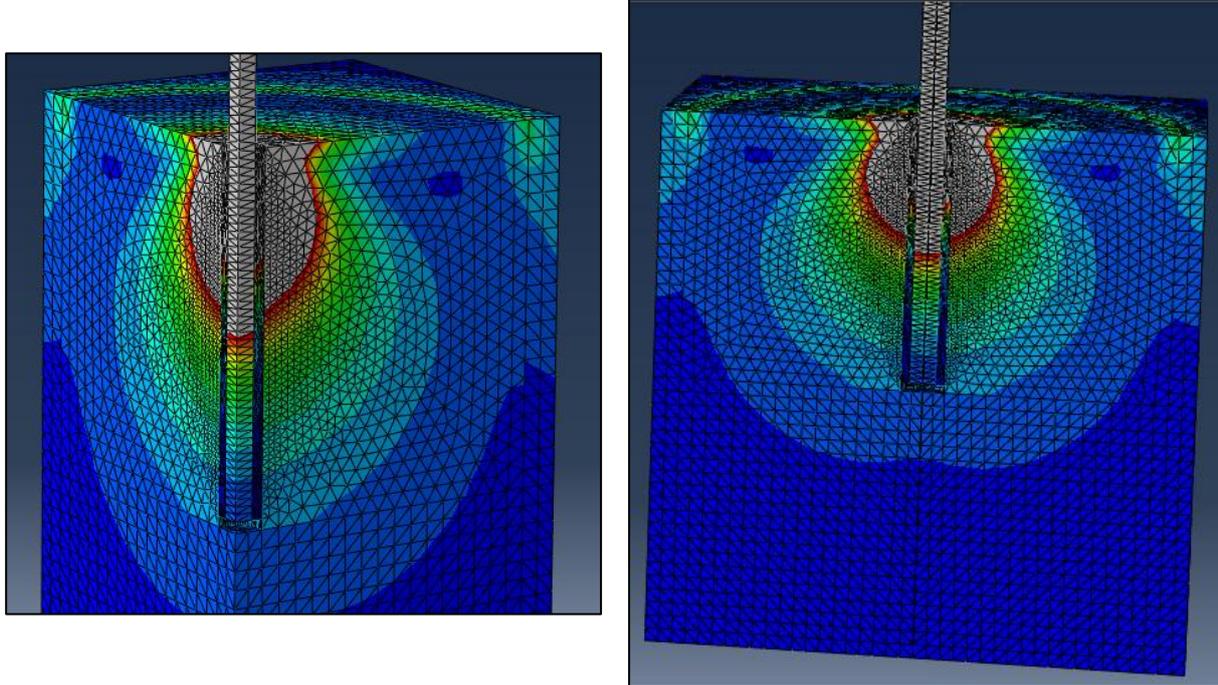


Figure 7.43 e 7.44 - Stato di sollecitazione del connettore inghisato in foro cieco

7.2.3 Risultati dell'analisi numerica

Nel seguito riportiamo i grafici forza-spostamento ottenuti dall'analisi numerica; tali grafici verranno in seguito confrontati con quelli grafici ottenuti dalle prove sperimentali e da quelle analitiche al *Capitolo 8* di questo elaborato di tesi.

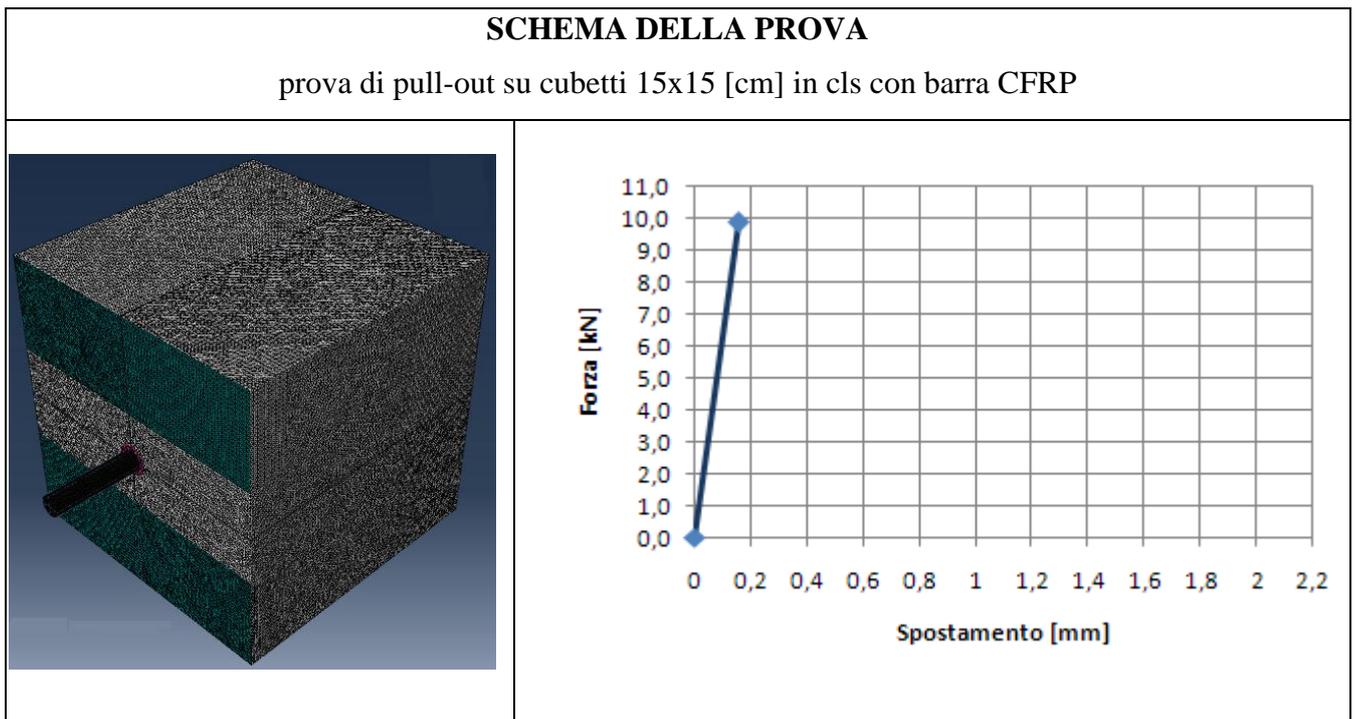


Tabella 7.30 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica

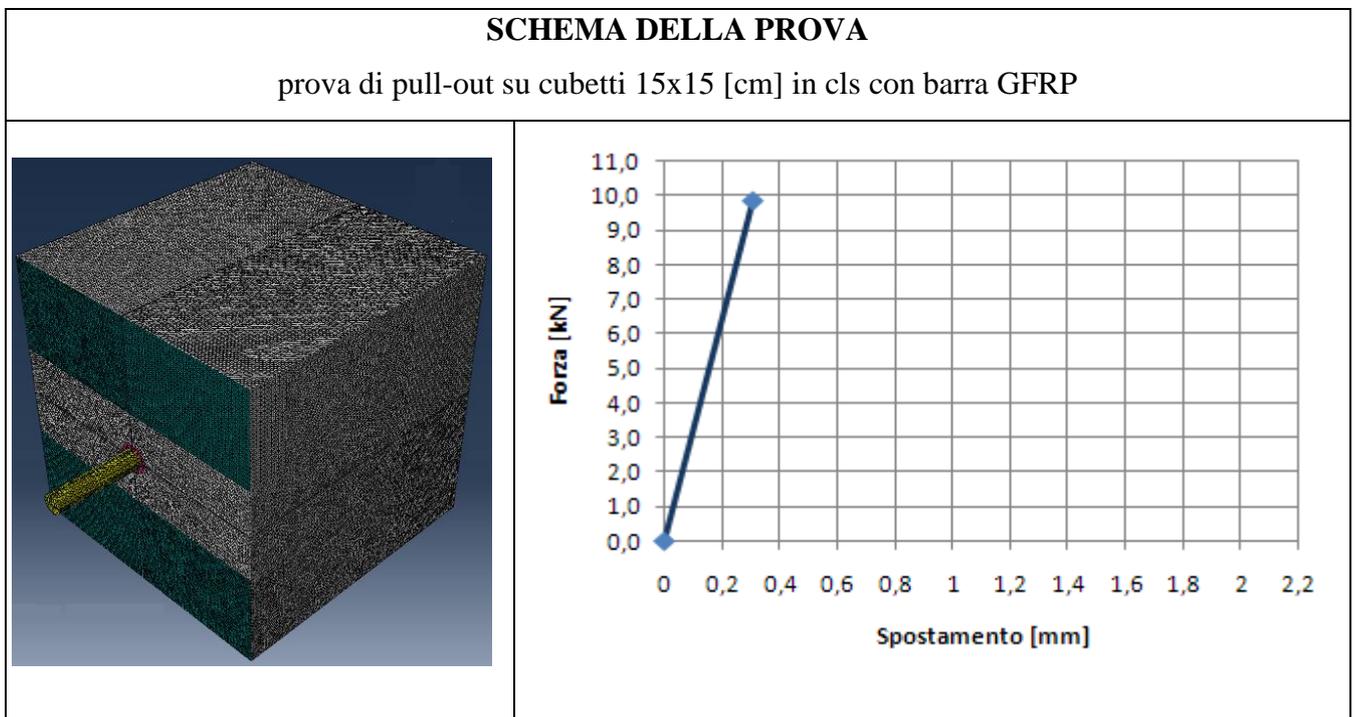


Tabella 7.31 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica

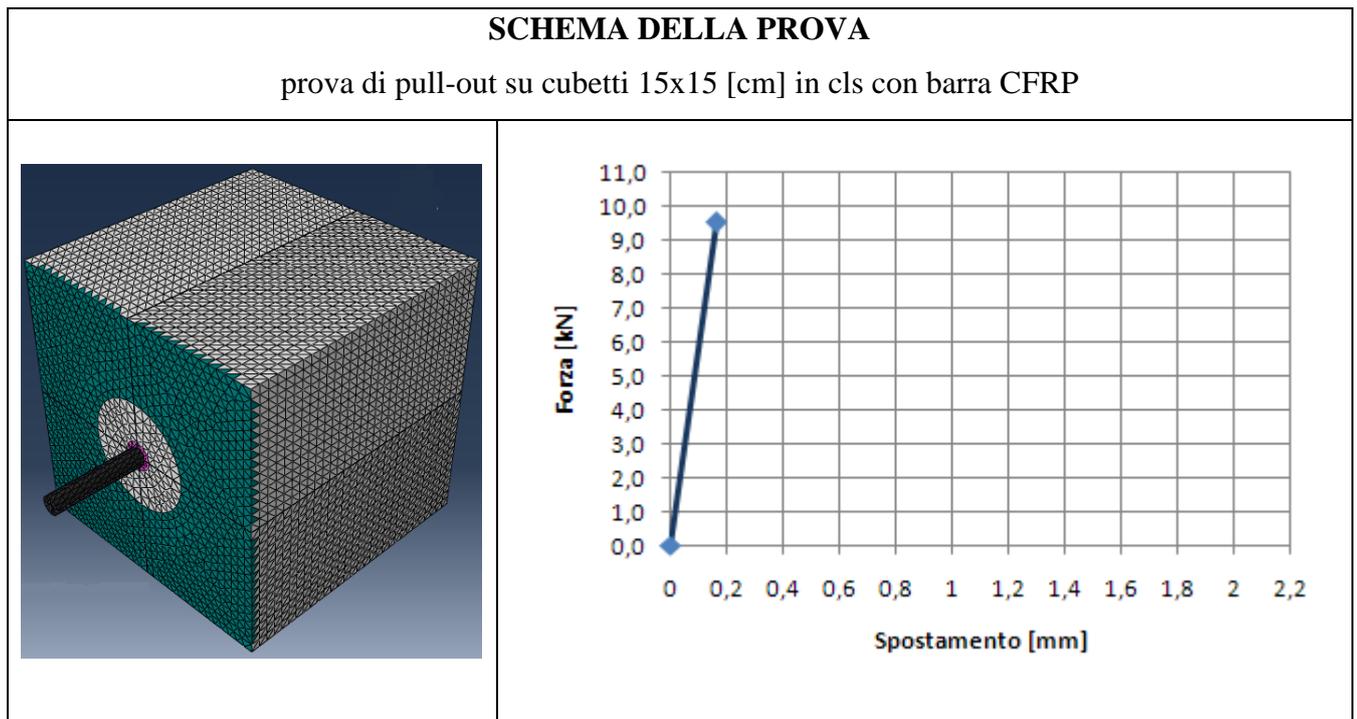


Tabella 7.32 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica

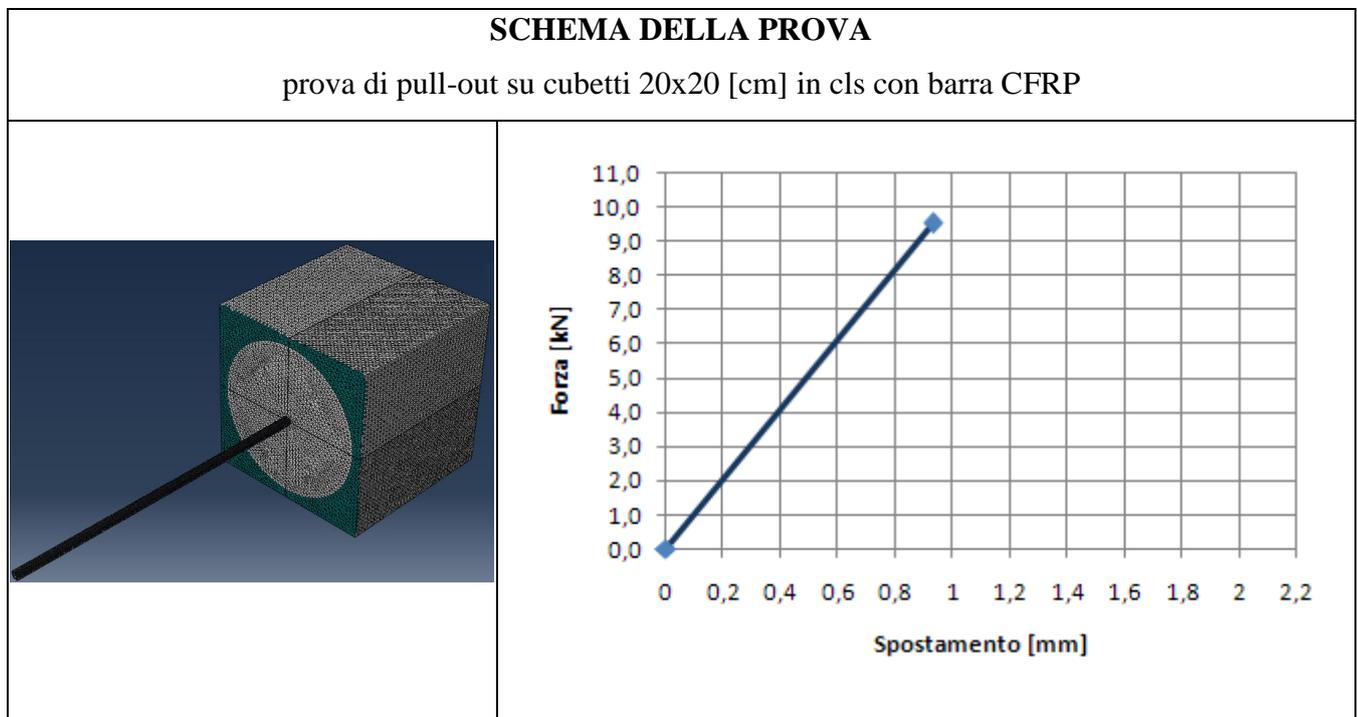


Tabella 7.33 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica

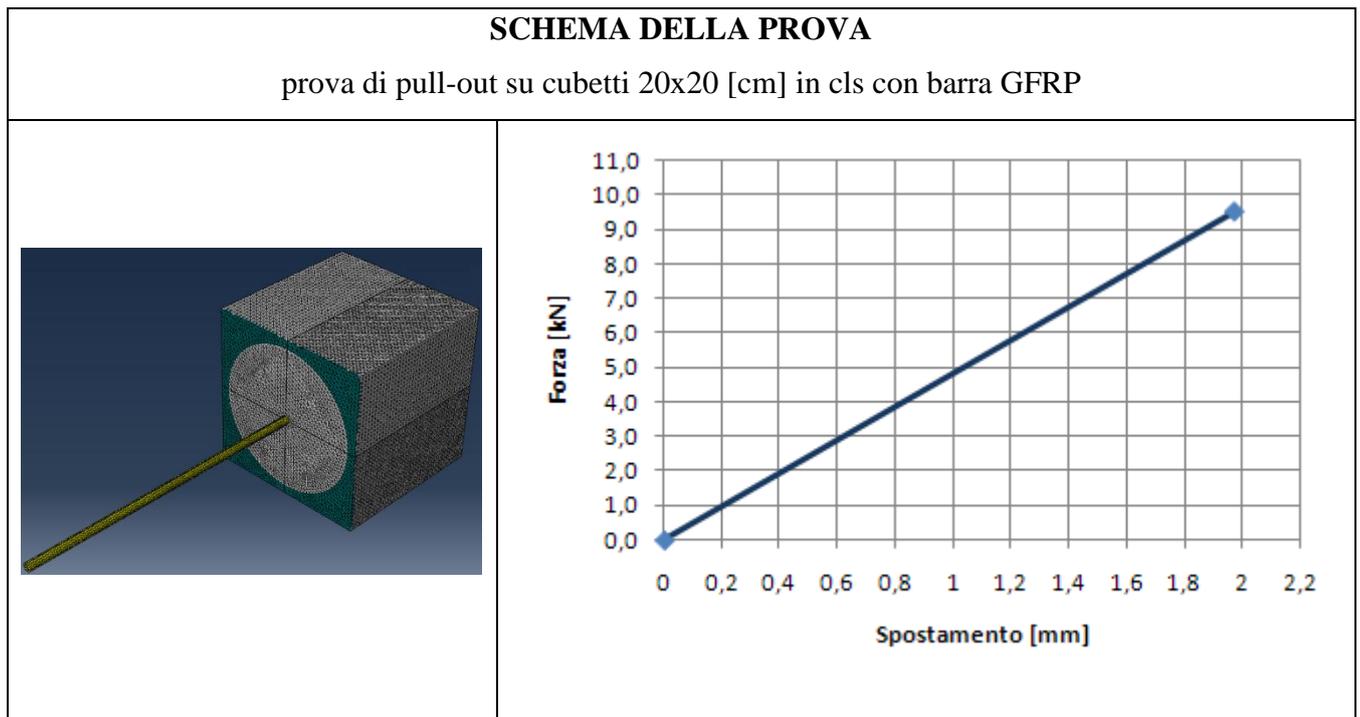


Tabella 7.34 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica

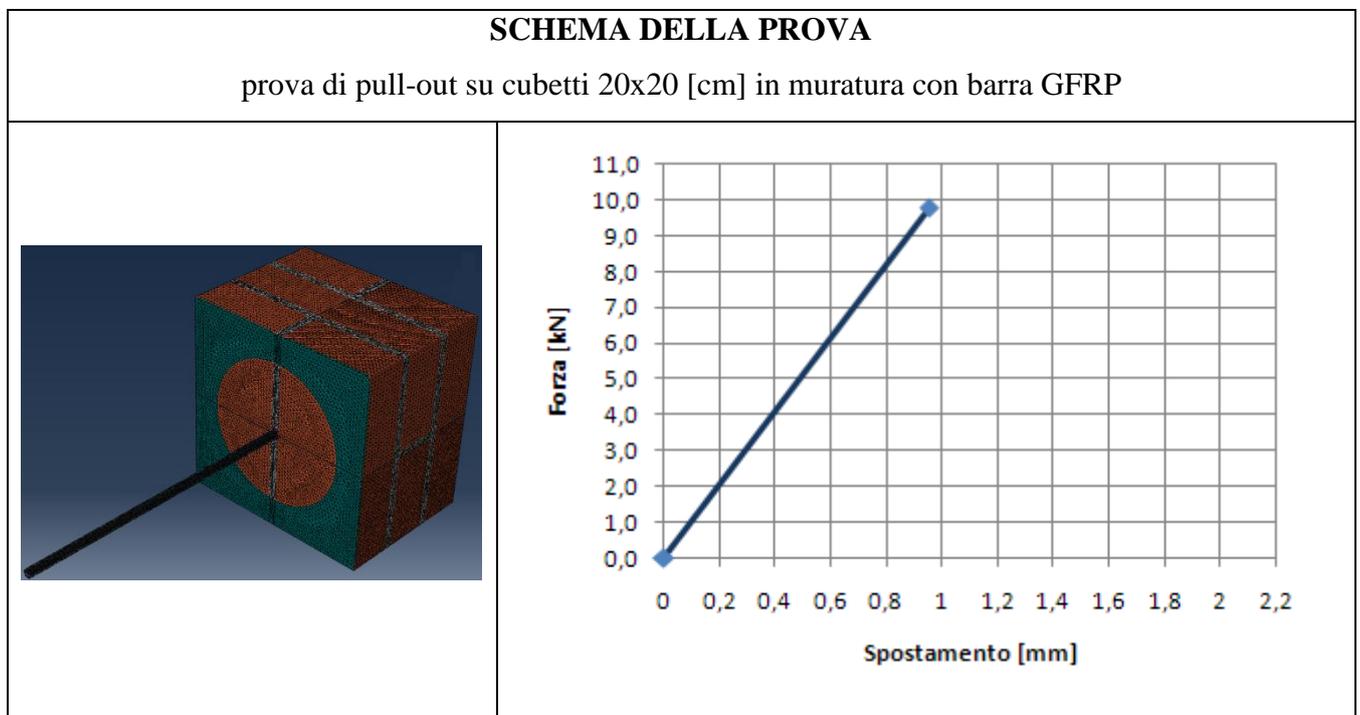


Tabella 7.35 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica

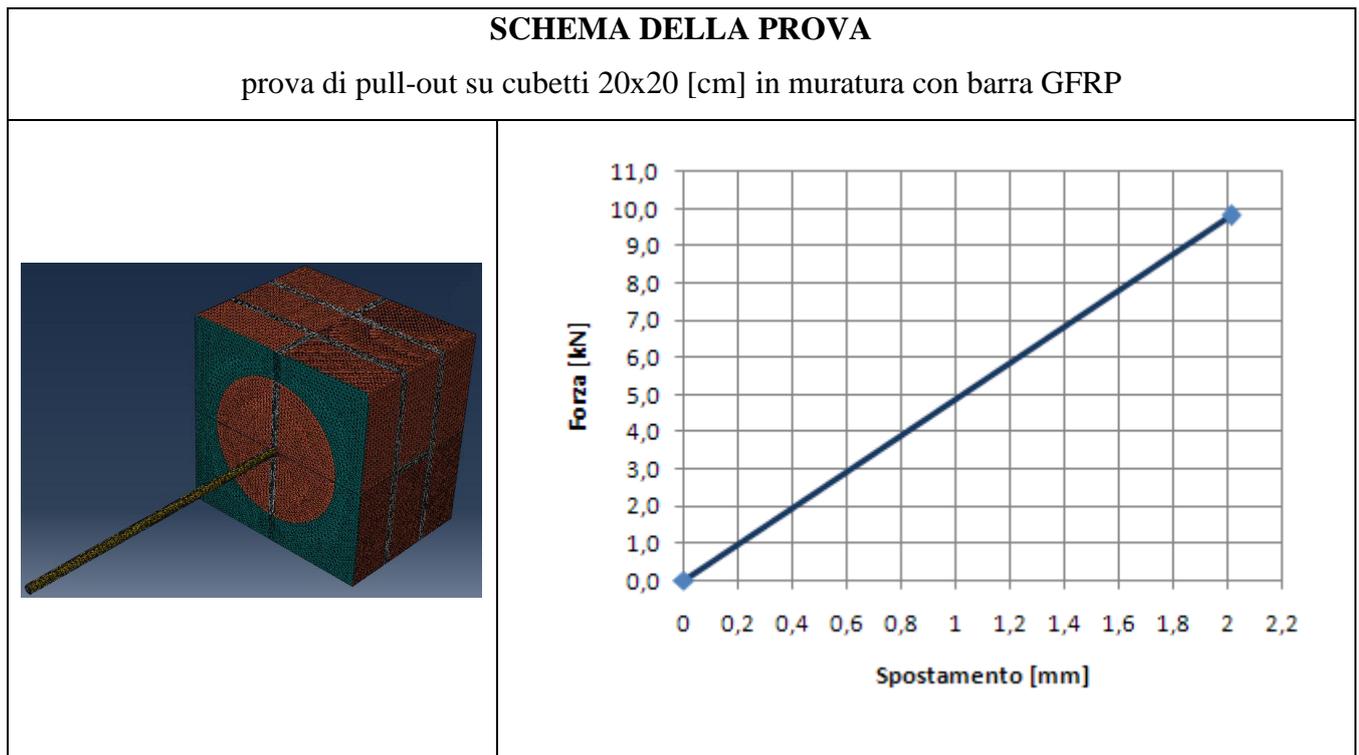


Tabella 7.36 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica

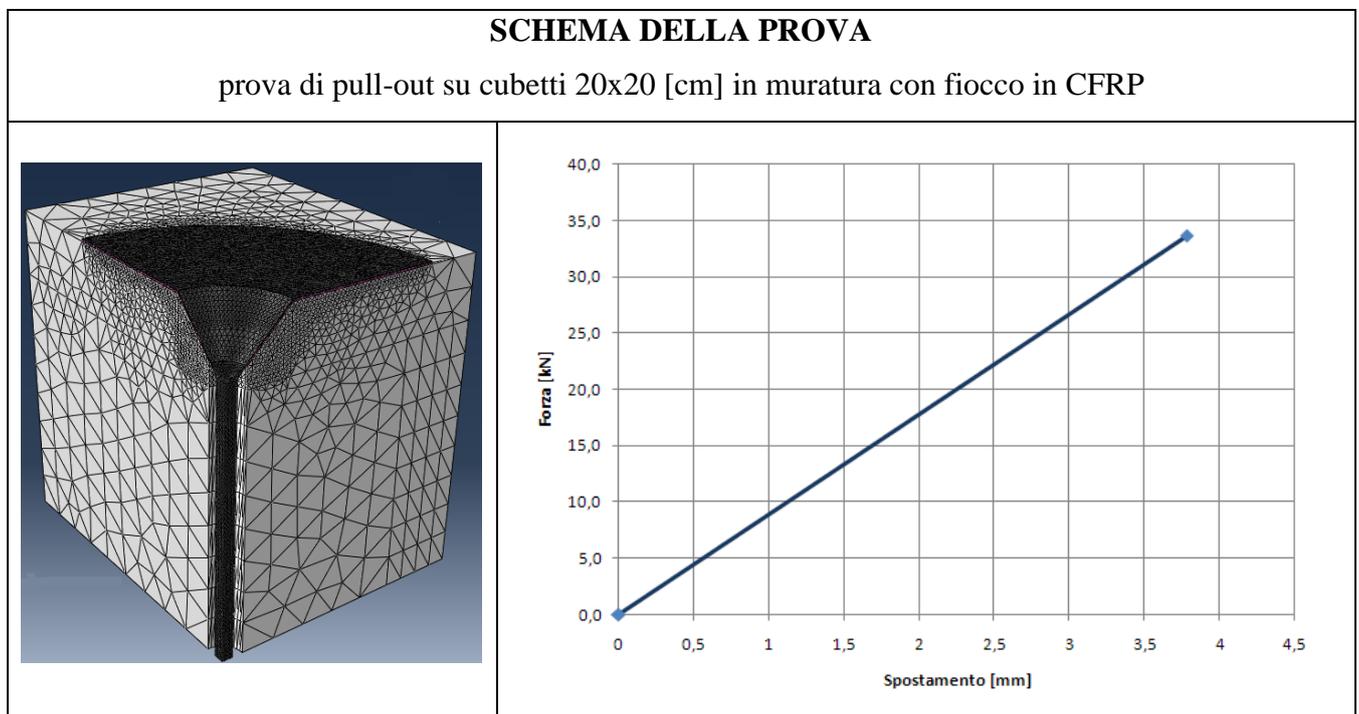


Tabella 7.37 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica

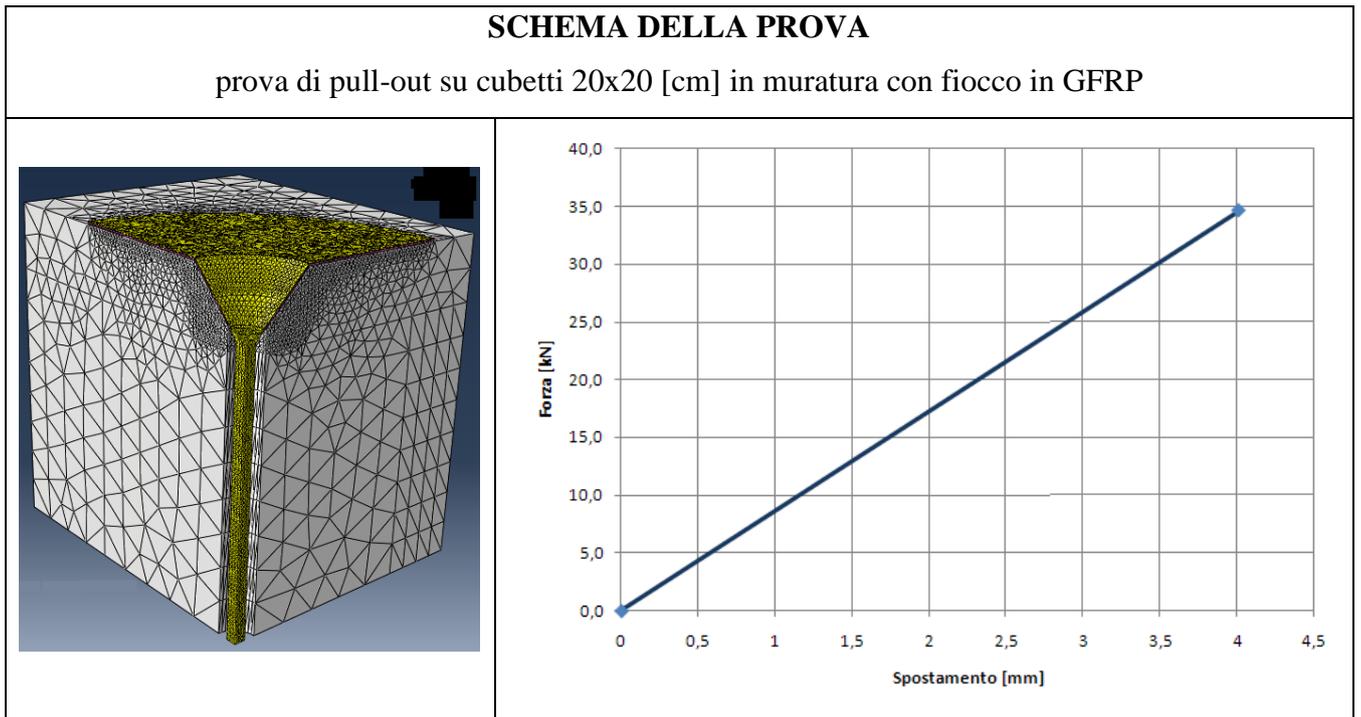


Tabella 7.38 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica

Capitolo 8 – CONFRONTO TRA MODELLO SPERIMENTALE, ANALITICO E NUMERICO

8.1 Prove sperimentali

Dall'analisi condotta attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti descritto nel *Paragrafo 7.2*, è stato possibile ricavare il grafico forza – spostamento per entrambi i tipi di rinforzo utilizzati, ossia connettori in fibra di carbonio e in fibra di vetro.

In particolare, per ogni campione analizzato, è stato possibile effettuare un confronto con gli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico descritti nel *Capitolo 7* di questo elaborato, per il tratto di connettore interno al blocco in calcestruzzo e per quello esterno fino ad una lunghezza di 35 cm, distanza a cui è stato registrato lo spostamento del connettore dal corto della macchina di prova.

Di seguito vengono riportati i grafici che mostrano tale confronto per i diversi casi studiati:

- Connettori in fibra di carbonio su calcestruzzo

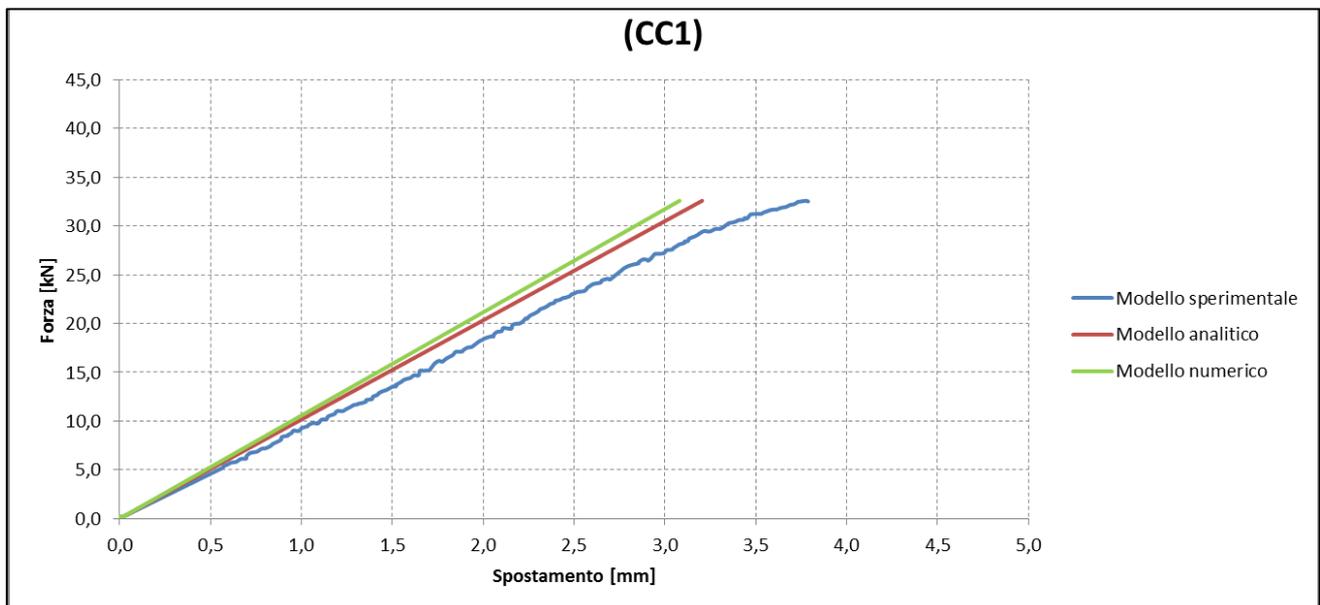


Grafico 8.1 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CC1

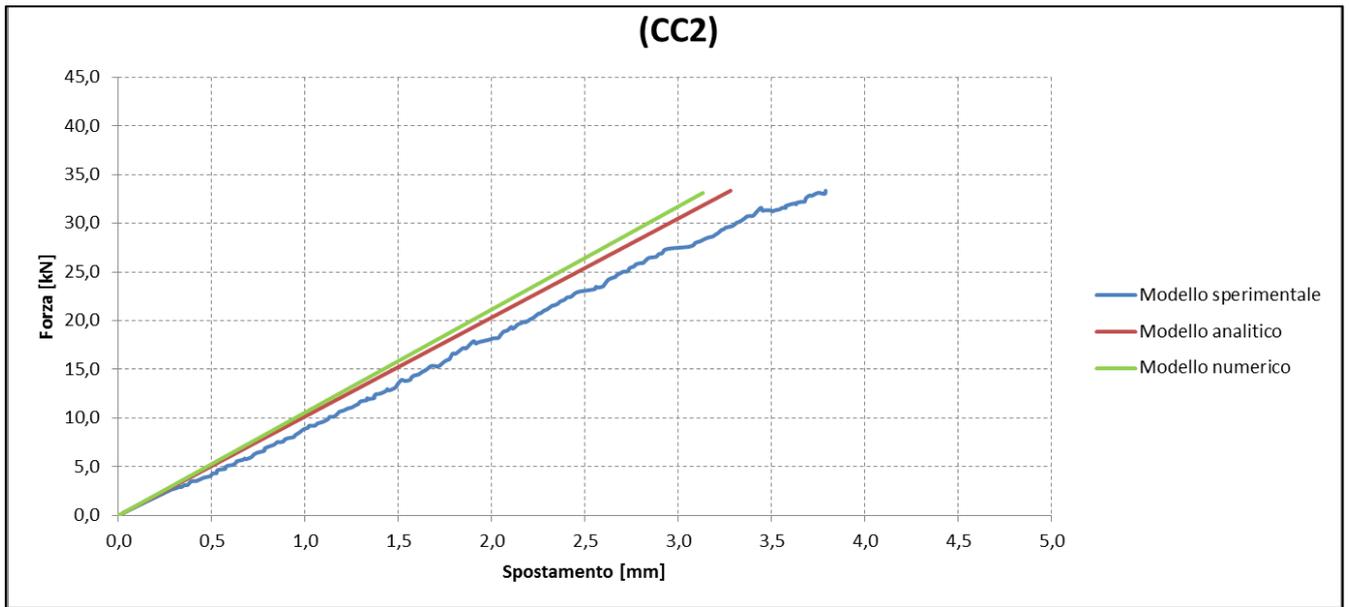


Grafico 8.2 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CC2

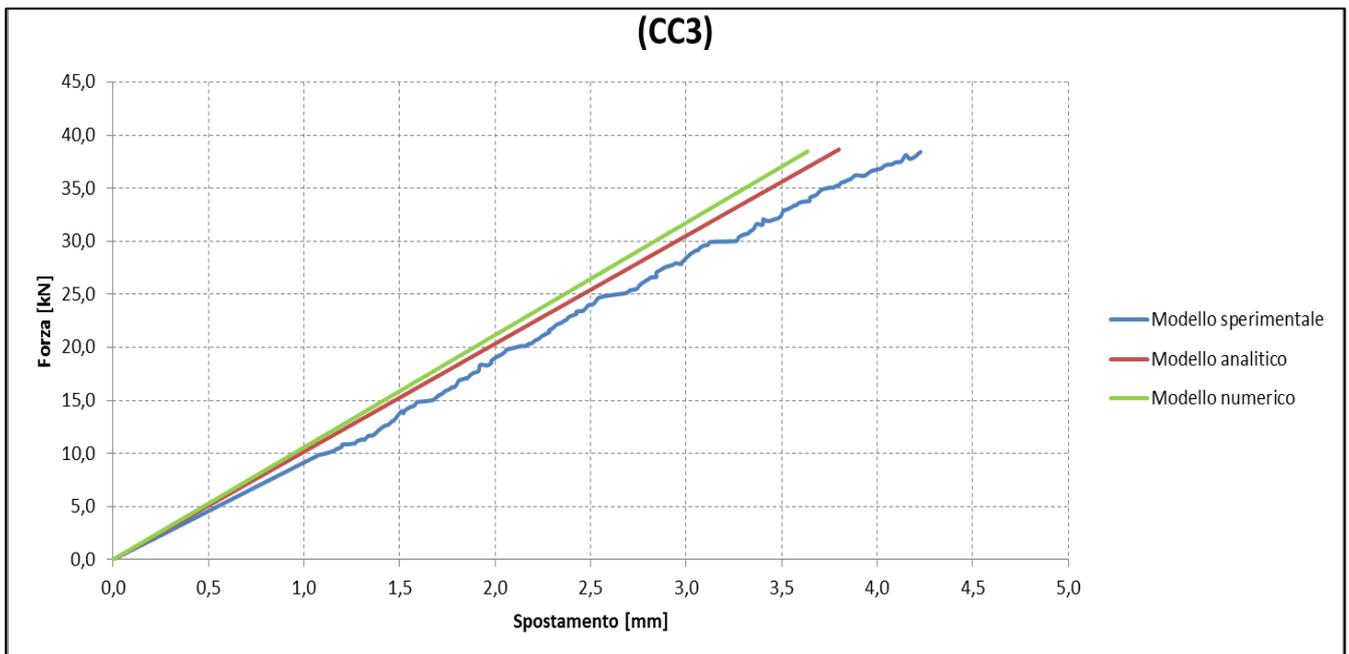


Grafico 8.3 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CC3

- Connettori in fibra di vetro su calcestruzzo

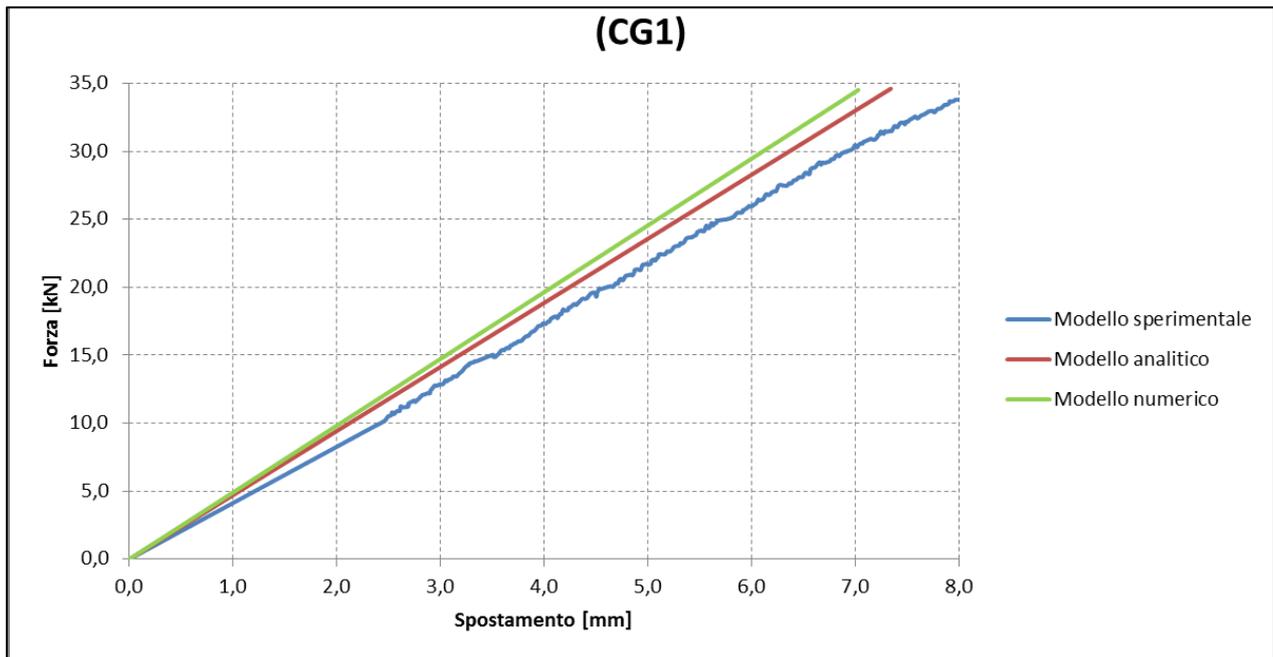


Grafico 8.4 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CG1

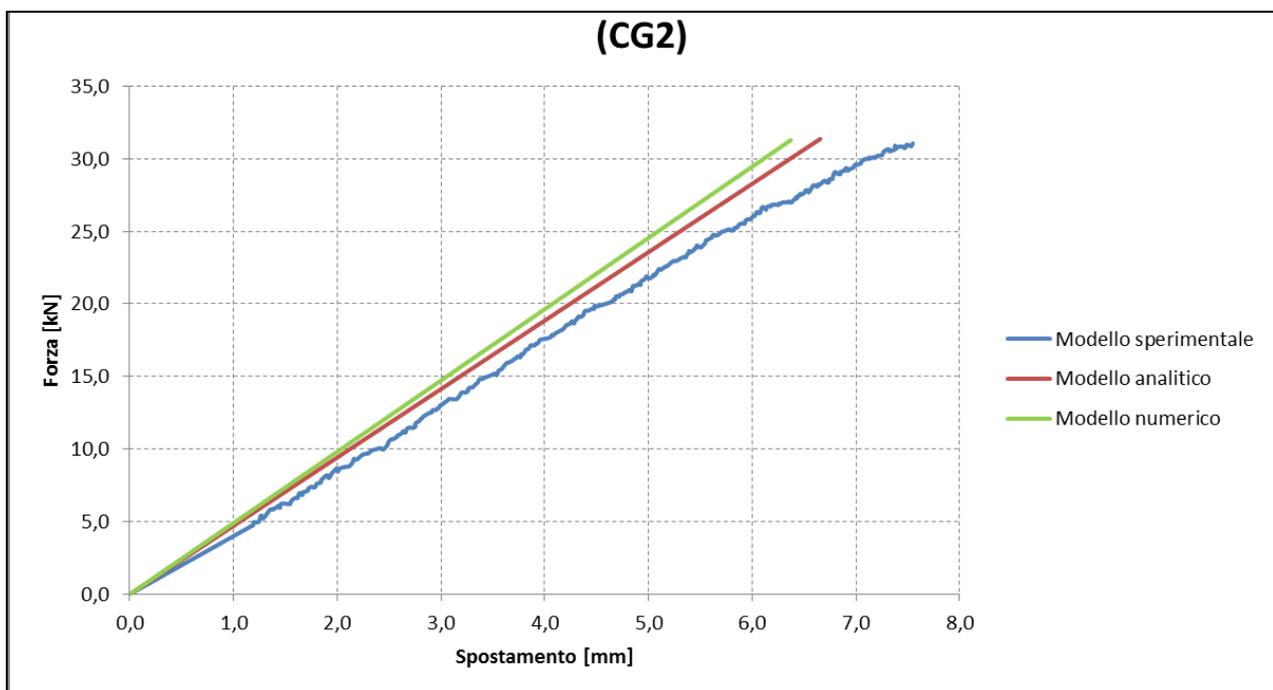


Grafico 8.5 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CG2

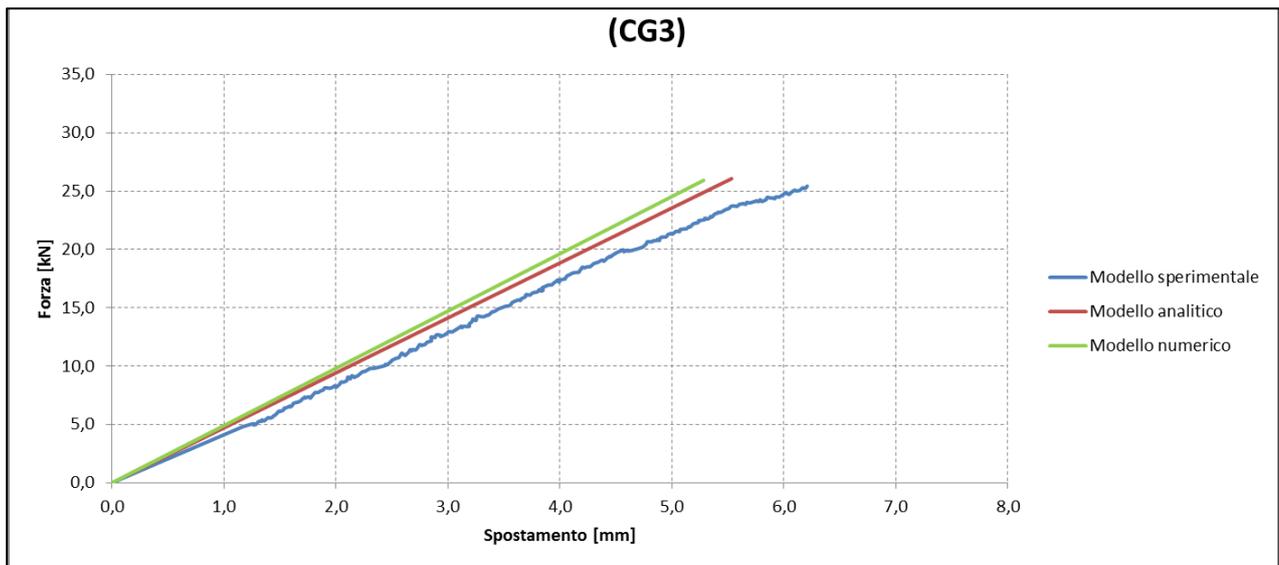


Grafico 8.6 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CG3

- Connettori in fibra di carbonio su muratura

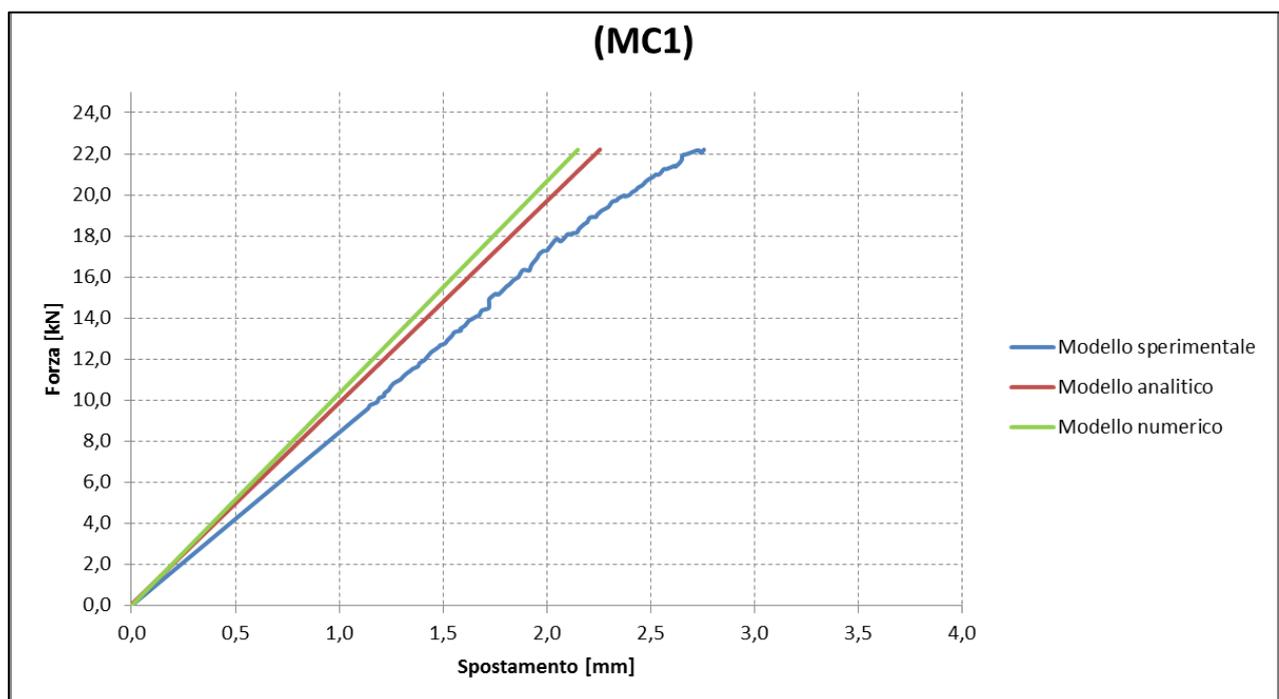


Grafico 8.7 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MC1

- Connettori in fibra di vetro su muratura

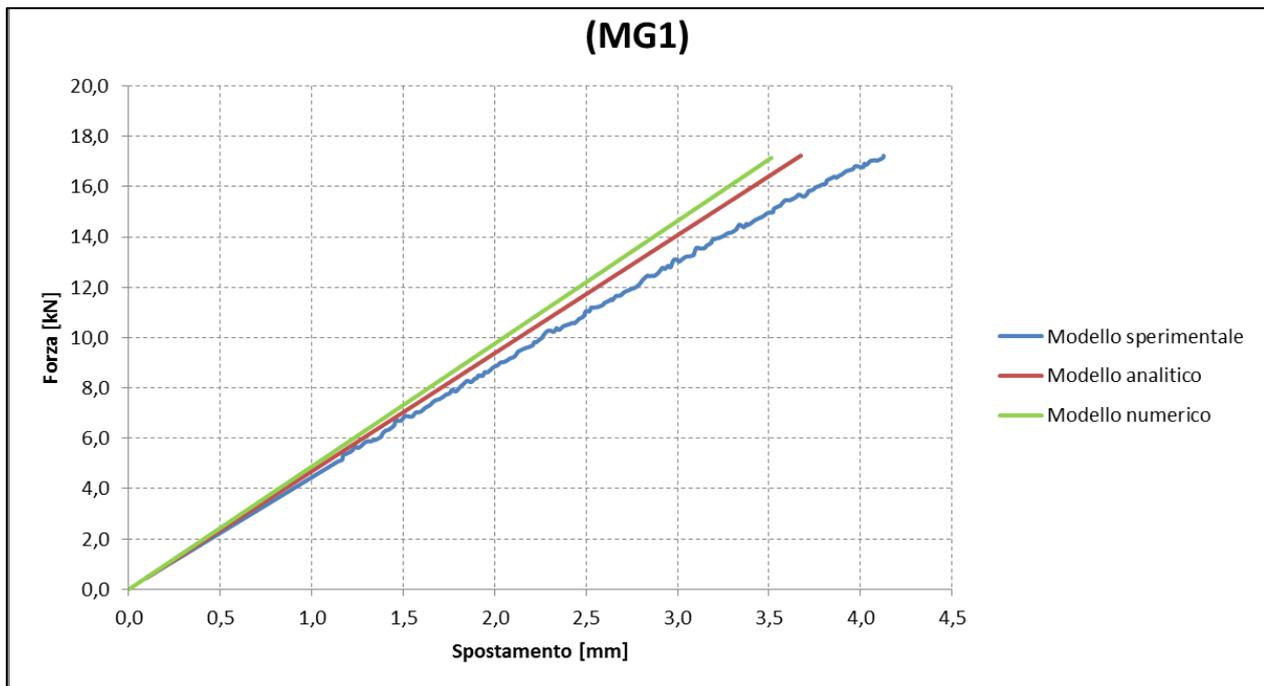


Grafico 8.8 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG1

Osservazioni

Il confronto diretto tra modello sperimentale, analitico e numerico finora descritti per ogni tipologia di prova condotta, e quindi sia per connettori in fibra di carbonio che in fibra di vetro, sia per substrato in calcestruzzo che per substrato in muratura, ha mostrato come, per ogni condizione analizzata, il modello numerico sia sempre più rigido degli altri modelli, seguito dall'analitico e dallo sperimentale, in cui si registrano gli spostamenti maggiori. Le ragioni della maggior rigidità che caratterizza il modello analitico rispetto ai risultati delle prove sperimentali di pull-out sono già state illustrate nel *Capitolo 7* di questo elaborato; possiamo ora fare delle osservazioni sulla maggiore rigidità che caratterizza il modello numerico rispetto a quello analitico.

I risultati che provengono dalla simulazione numerica effettuata con l'utilizzo del programma agli elementi finiti *Abaqus* mostrano spostamenti del connettore inghisato all'interno del supporto molto ridotti a causa dei legami di perfetta aderenza che sono

stati affidati alle diverse parti che compongono ogni modello analizzato, così come descritto nel *Paragrafo 7.2*. Tali legami portano il campione riprodotto tridimensionalmente all'interno del programma a comportarsi come un unico corpo, pur permettendo alle diverse parti che lo compongono di conservare le proprie caratteristiche fisiche e meccaniche. Quando il connettore viene sottoposto a forza di trazione, gli spostamenti che il programma registra risultano quindi molto piccoli, in quanto l'intera superficie laterale del connettore viene a trovarsi a contatto con il supporto che, specialmente nel caso dei provini in calcestruzzo, risulta molto rigido, a meno dello strato di inghisante; è proprio tale strato, caratterizzato da un basso modulo elastico, a permettere lo scorrimento del connettore nel blocco.

Diverso è invece il comportamento registrato per gli ancoraggi a fiocco. In questo caso è stato possibile effettuare solo un confronto solo tra modello sperimentale e numerico, non avendo sviluppato un modello analitico per indagare a fondo il comportamento di tali ancoraggi a *pull-out*. Lo scostamento tra i due andamenti mostrato dai grafici per i campioni in calcestruzzo con rinforzo in fibra di vetro e in fibra di carbonio è giustificato dalla perfetta riproduzione della geometria del fiocco all'interno del programma agli elementi finiti, necessaria per caratterizzare l'ancoraggio come parte del modello, che ben si discosta dalla sua reale espressione in cantiere. La sfocchettatura della fibra impregnata effettuata in sito, oltre ad essere irregolare e non omogenea lungo la superficie da rinforzare strutturalmente, non può essere riprodotta all'interno del modello tridimensionale come una perfetta superficie, di spessore costante, dalle caratteristiche ben definite in ogni direzione. Lo stesso svasso realizzato nel supporto, necessario per la realizzazione del fiocco, viene riprodotto nel programma *Abaqus* anch'esso come una superficie perfettamente liscia e regolare, rappresentazione che ben si discosta da quella reale in cui gli stessi inerti di cui è costituito il calcestruzzo hanno portato alla formazione di spigoli vivi nella sagoma dello svasso che riducono notevolmente la resistenza di questo tipo di ancoraggio.

Lo stesso discorso può essere applicato ai campioni in muratura, di cui si è deciso di tralasciare la rappresentazione in grafico per entrambi i modelli, in quanto troppo discordanti tra loro; in questo caso, infatti, oltre alle problematiche appena citate, si ha l'ulteriore aggravante della minore rigidità e omogeneità che caratterizza il substrato che porta a considerare i legami di perfetta aderenza tra i materiali presenti nel modello

numerico poco veritieri e di bassa affidabilità.

8.2 Prove sperimentali con LVDT

Anche nel caso di prove condotte con l'ausilio di un trasduttore per la lettura degli spostamenti relativi tra connettore e substrato, per ogni campione analizzato, è stato possibile effettuare un confronto con gli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico, per il tratto di connettore interno al blocco in calcestruzzo e per quello esterno fino ad una lunghezza di 5 cm, distanza a cui è stato posizionato il trasduttore durante le prove effettuate e in cui è stato rilevato lo spostamento.

Di seguito vengono riportati i grafici che mostrano tale confronto:

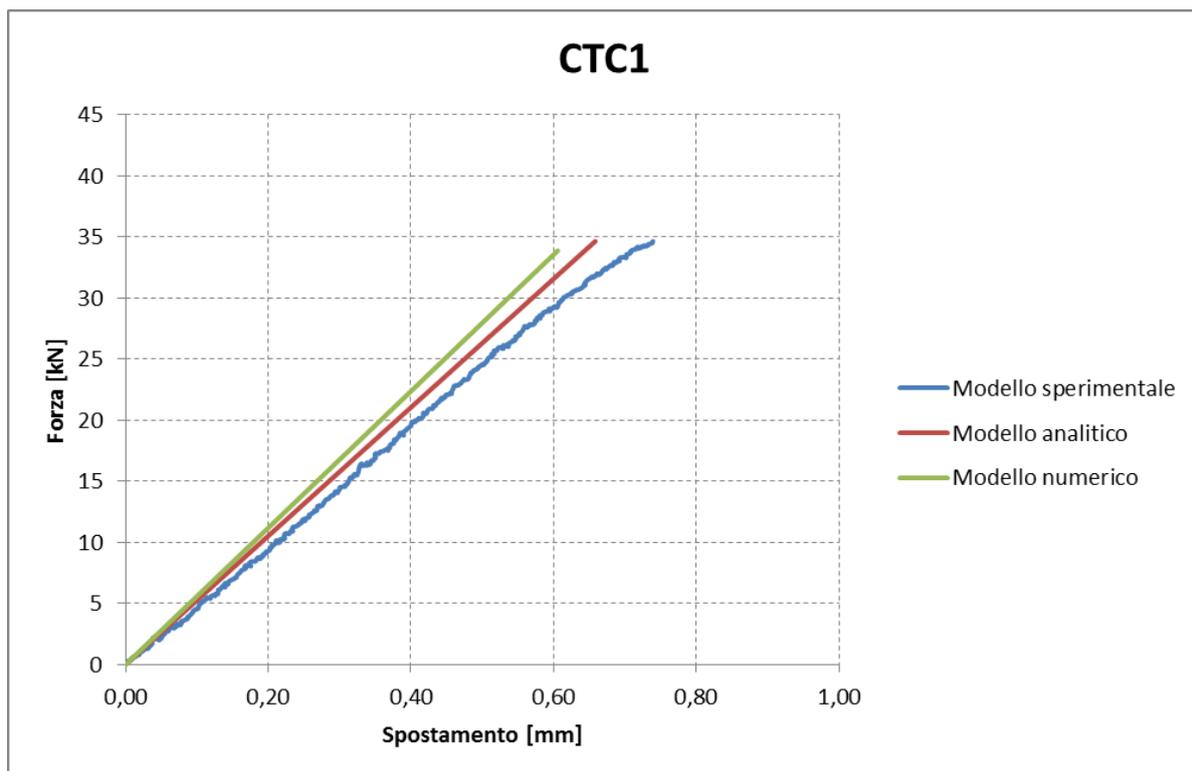


Grafico 8.9 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CTC1

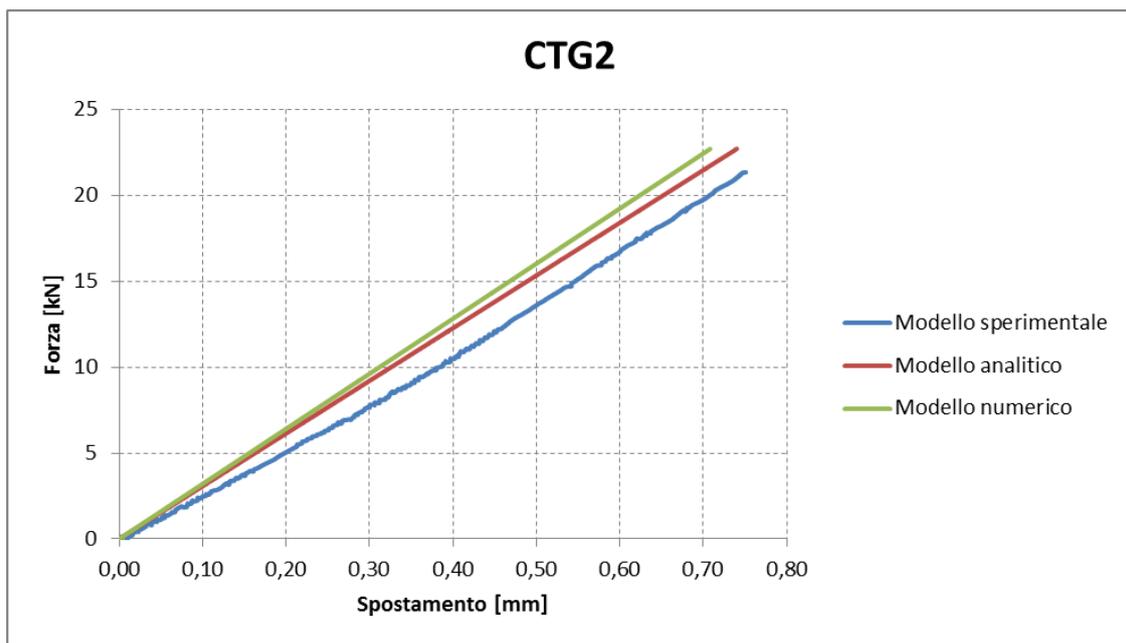


Grafico 8.10 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CTG2

Osservazioni:

Anche nel caso di utilizzo del trasduttore come attrezzatura di prova, sia per i campioni con connettori in fibra di vetro che per quelli in fibra di carbonio, i risultati hanno fornito andamenti per i tre modelli che risultano confrontabili tra loro. Come nei casi precedenti, anche per questa seconda sessione di prove risulta che la modellazione numerica è sempre la più rigida tra i tre andamenti proposti: questo è giustificabile in quanto i legami impostati tra i vari materiali, come descritto nel *Paragrafo 7.2*, sono tutti legami di perfetta aderenza tra le parti che riducono al minimo gli spostamenti tra connettore e substrato.

Capitolo 9 – PROGETTO DI RINFORZO DI UN PANNELLO MURARIO CON FRP E ANCORAGGI A FIOCCO

9.1 Introduzione

Oggetto di questo capitolo è il rinforzo di un pannello murario di un edificio situato nel centro storico di Cuneo.

Effettuata l'analisi dei carichi e calcolate le sollecitazioni gravanti sulla parete oggetto di studio, verrà progettato il rinforzo in CFRP con ancoraggi a fiocco in fibra di carbonio del tipo descritto *Capitolo 5* di questo elaborato.

9.2 Descrizione generale dell'edificio

Come già anticipato l'edificio in questione è situato nel centro storico di Cuneo. E' un edificio che presenta una pianta regolare ed è costituito da quattro piani fuori terra; al piano terra ha sede un esercizio commerciale mentre i restanti piani sono adibiti ad uso residenziale.

L'edificio presenta una struttura portante realizzata in muratura con mattoni faccia a vista e malta di calce, muri divisorii interni in laterizio e solai e copertura realizzati in legno.

In occasione di un intervento edilizio che interessò il piano terra del fabbricato le strutture murarie subirono una serie di lesioni rilevanti. Si decise, quindi, di provvedere ad una serie di opere di consolidamento della parte di edificio interessata al dissesto.

Il programma di recupero esclude soluzioni rivolte a conseguire con sigillature e rivestimenti un risultato d'intervento puramente estetico ed inevitabilmente precario. Al tempo stesso si escludono le soluzioni classiche di cucitura con ricostruzione muraria, di rinforzo con l'applicazione di elementi integrativi e di cerchiatura in cemento armato o metallici, comportanti, per un verso, locali scompensi nelle masse murarie e pesi aggiuntivi e, per l'altro verso, danneggiamenti di tipo estetico.

L'intervento è concentrato sulla tecnologia di impiego di elementi in fibra di carbonio e presenta le seguenti categorie di opere:

- Sigillatura delle lesioni nelle murature, effettuata con miscela a base di calci pozzolane, tipo Armolime IR della Maxfor, con le seguenti caratteristiche tecniche:
 - espansione in fase plastica: 3%;
 - bleeding: assente;
 - fluidità cono di Marsh; 25-30 s;
 - aderenza di supporto: > 0,15 MPa;
 - resistenza a compressione: > 5MPa (Classe M5).
- Cucitura armata delle lesioni delle murature perimetrali ed interne di spina mediante perforazioni armate posizionate a quinconce. Posa in opera di barre in carbonio tipo Armoshield BC10 fissate con resina Armofix, aventi le seguenti caratteristiche:
 - modulo Elastico: > 150 GPa;
 - resistenza a trazione: > 2000 MPa;
 - allungamento: > 1,5% .
- Inserimento di barre in carbonio tipo SikaWrap[®] Anchor C con fiocco in fibra di carbonio per il collegamento di murature perimetrali aventi le seguenti caratteristiche:
 - modulo elastico del connettore impregnato: 92,316 GPa;
 - resistenza a trazione del fiocco su supporto in muratura in mattoni pieni sabbiati del tipo “fatto a mano”: 22,40 kN;
- Rinforzo delle murature mediante applicazione di nastri in fibra di carbonio unidirezionale tipo Armoshield C-Sheet aventi le seguenti caratteristiche:
 - modulo elastico: 240 GPa;
 - resistenza a trazione: 3800 MPa;
 - allungamento a rottura: > 1,5%.

Si riporta di seguito la pianta della parte di edificio dissestata, i relativi schemi grafici dei quadri fessurativi e alcune fotografie che ritraggono alcune fessure presenti sia sulla facciata esterna del fabbricato che sulle pareti interne dello stesso.

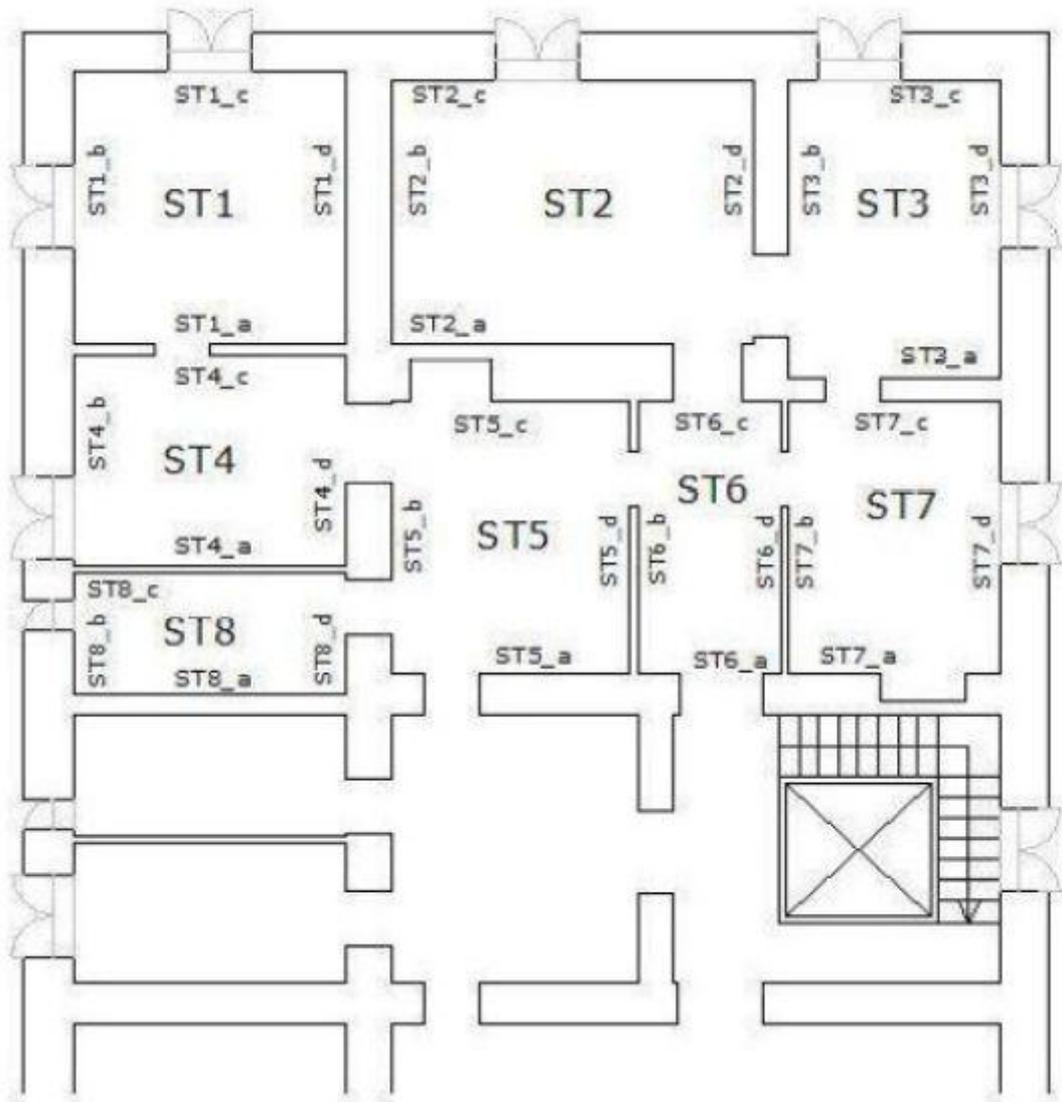


Figura 9.1 – Pianta del piano primo

In questo capitolo non si tratteranno tutte le opere di consolidamento elencate sopra ma ci si limiterà al progetto del rinforzo del pannello murario indicato con il tratteggio nel disegno seguente. Nel disegno è individuata, inoltre, l'area di influenza dei carichi che gravano sul pannello in esame.

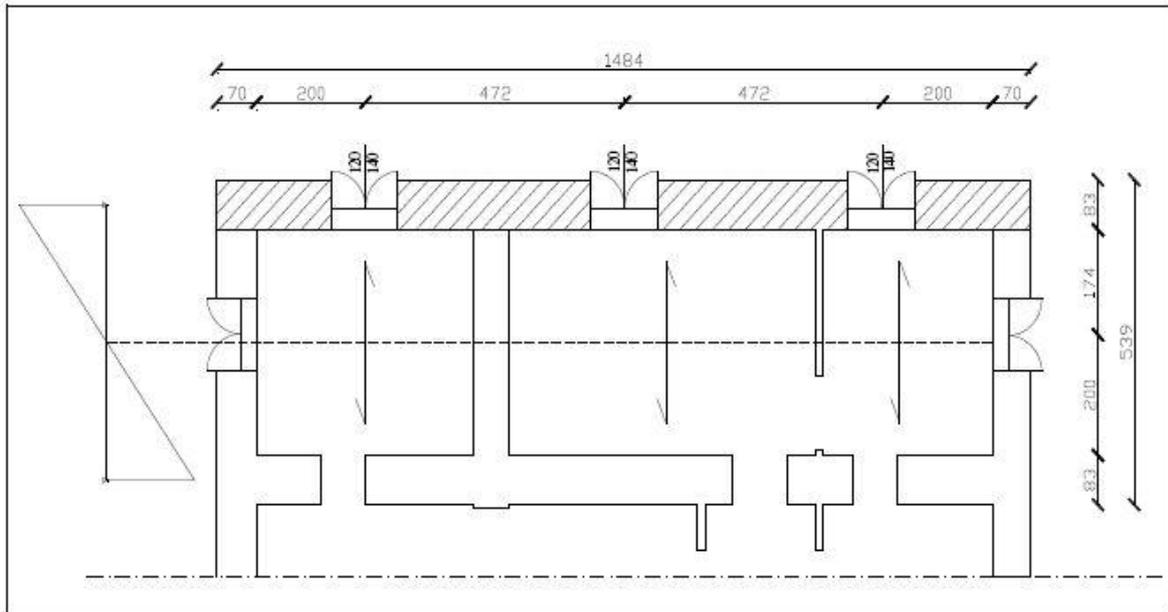


Figura 9.2 – Indicazione del pannello murario oggetto di studio e dell'area di influenza dei carichi

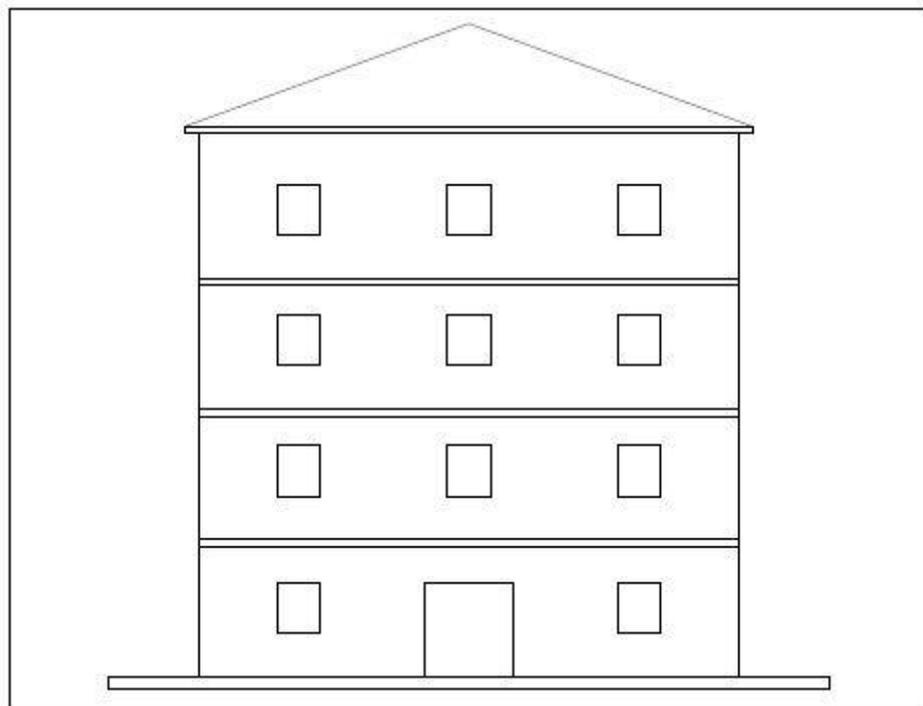


Figura 9.3 – Facciata oggetto del progetto di rinforzo con FRP

9.3 Analisi dei carichi

9.3.1 Calcolo dei carichi verticali di progetto

All'interno di questo paragrafo si descrive la tipologia costruttiva dell'edificio e si riporta l'analisi dei carichi che gravano sulla struttura; si valutano, quindi, tutti i pesi (permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili) che gravano sulla struttura stessa.

Muratura portante:

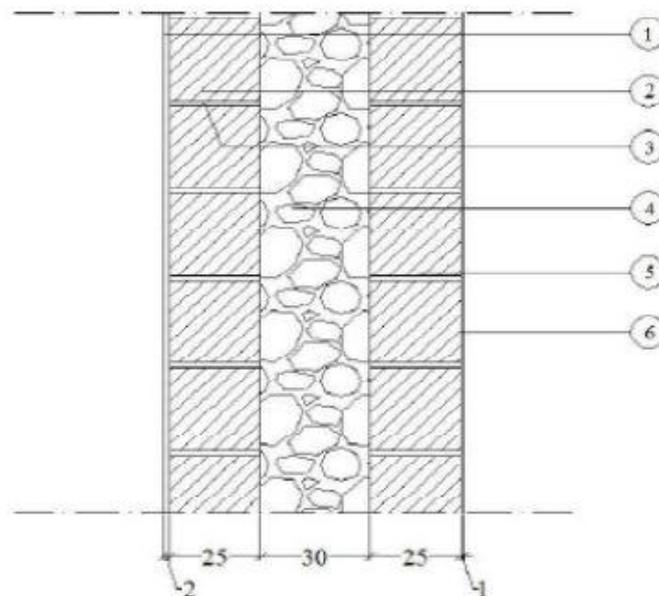


Figura 9.4 – Stratigrafia verticale muratura portante

Carichi Permanenti (G)		
1	Intonaco rustico esterno	$0,02 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
2	Muratura in laterizio	$2 \times (0,25 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3) = 11,00 \text{ kN/m}^2$
3	Materiale incoerente	$0,30 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3 = 5,10 \text{ kN/m}^2$
4	Intonaco civile interno	$0,01 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 0,10 \text{ kN/m}^2$
Totale		16,60 kN/m²
Altezza interpiano		3.3 m
Carico per m lineare		54.78 kN/m

Tabella 9.1 – Analisi dei carichi: muratura portante

Murature non portanti:

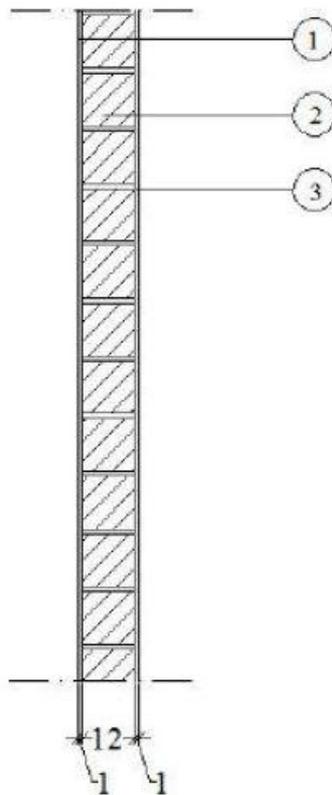


Figura 9.5 – Stratigrafia orizzontale tamponamento interno

Carichi Permanenti (G)		
1	Intonaco civile interno	$2 \times (0,01 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3) = 0,20 \text{ kN/m}^2$
2	Muratura in laterizio forato	$0,12 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 1,32 \text{ kN/m}^2$
Totale		$1,42 \text{ kN/m}^2$
Altezza interpiano		3,3 m
Carico per m lineare		$4,686 \text{ kN/m}$

Tabella 9.2 – Analisi dei carichi: muratura non portante

Partizione interna orizzontale:

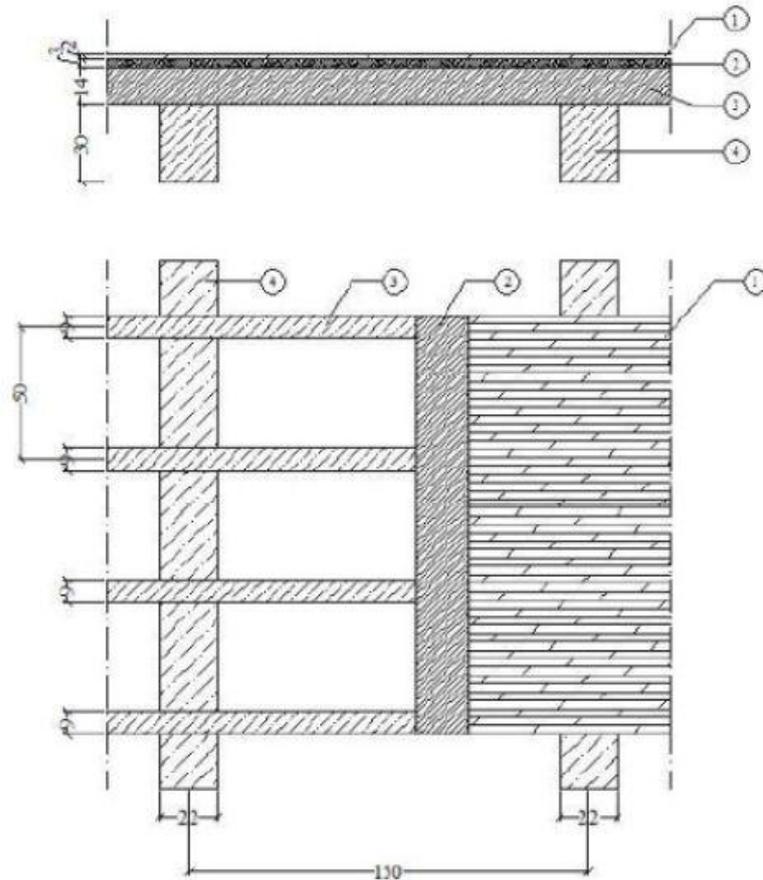


Figura 9.6 – Partizione interna orizzontale

Carichi Permanenti (G)		
1	Pavimentazione	$0,02 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
2	Tavolato	$0,03 \text{ m} * 7 \text{ kN/m}^3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$
3	Travetti	$0,14 \text{ m} * 9/50 * 7 \text{ kN/m}^3 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
4	Travi	$0,3 \text{ m} * 22/150 * 8 \text{ kN/m}^3 = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Totale p.p. solaio		$1,14 \text{ kN/m}^2$
Carichi Variabili (Q)		
Sovraccarichi residenziali		2 kN/m^2
Totale per m ² P.O.I.		
Q+G=		$3,14 \text{ kN/m}^2$

Tabella 9.3 – Analisi dei carichi: partizione interna orizzontale

Chiusura orizzontale superiore:

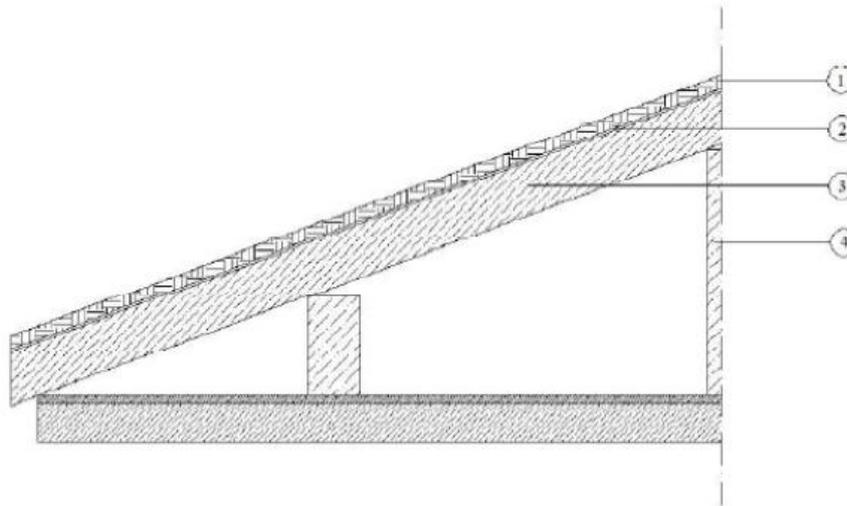


Figura 9.7 – Chiusura orizzontale superiore

Carichi Permanenti (G)		
1	Tegole	$0,05 \text{ m} / \cos 20^\circ \times 0,50 \text{ kN/m}^3 = 0,03 \text{ kN/m}^2$
2	Membrana Impermeabilizzante	$0,01 \text{ m} / \cos 20^\circ \times 1,00 \text{ kN/m}^3 = 0,01 \text{ kN/m}^2$
3	Puntone	$0,20 \text{ m} / \cos 20^\circ \times 8 \text{ kN/m}^3 = 1,70 \text{ kN/m}^2$
4	Travetti	$1,13 \text{ kN/m}^2$
5	Solaio	$1,14 \text{ kN/m}^2$
Totale. p.p. copertura		$4,01 \text{ kN/m}^2$
Carichi Variabili (Q)		
Neve		$2,14 \text{ kN/m}^2 * 0,8 = 1,71 \text{ kN/m}^2$
Totale per m^2 P.O.S.		
Q+G=		$5,72 \text{ kN/m}^2$

Tabella 9.4 – Analisi dei carichi: chiusura orizzontale superiore

Per quanto riguarda il calcolo della neve sull'edificio è stata utilizzata la seguente formula (NTC 2008):

$$q_s = \mu_i * C_E * C_t * q_{sk} \quad [\text{kN/m}^2]$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione, che generalmente ha valore unitario;
- C_t è il coefficiente termico, che generalmente ha valore unitario;
- q_{sk} è il valore caratteristico del carico da neve al suolo (kN/m^2).

L'edificio in esame, essendo sito a Cuneo, rientra nella zona nazionale Alpina I e presenta un'altezza sul livello del mare pari a 537 m (a_s). Essendo quest'ultima maggiore di 200 m, il carico di neve al suolo si calcola con la seguente formula (NTC 2008):

$$q_{sk} = 1,39 \left[1 + \frac{a_s^2}{728} \right] \quad [\text{kN/m}^2]$$

Il valore di q_{sk} risulta essere pari a 2,14 kN/m^2 .

Il coefficiente di forma dipende, invece, dall'angolo di inclinazione della copertura; essendo $\alpha \leq 30^\circ$ si utilizzerà il coefficiente μ pari a 0.8.

Riassumendo, si ottiene il seguente carico da neve:

$$q_s = \mu_i * C_E * C_t * q_{sk} = 0,8 * 1 * 1 * 2,14 = 1,71 \quad [\text{kN/mm}^2]$$

Effettuata l'analisi dei carichi si passa alla definizione dei carichi gravanti ai vari impalcati sul pannello murario in esame, utilizzando la combinazione dei carichi allo stato limite ultimo (carichi permanenti amplificati attraverso un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3, carichi variabili amplificati attraverso un coefficiente pari a 1,5).

piano	carico totale [kN]	carico distribuito [kN/m]
ST	294.46	19.84
P3	1252.22	84.38
P2	2209.98	148.92
P1	3167.74	213.46
PT	4125.50	278.00

Tabella 9.5 – Carichi distribuiti gravanti sulla muratura ai vari piani

9.3.2 Calcolo dei carichi orizzontali di progetto

Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite (SLE: stato limite di operatività e di danno; SLU: stato limite di salvaguardia della vita e di prevenzione del collasso), si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la determinazione dello spettro di risposta ci si è serviti del programma messo a disposizione del Ministero dei Lavori Pubblici. Inserendo nel programma i dati di progetto (Comune, vita nominale dell'edificio, categoria del sottosuolo e categoria topografica) si è ricavato lo spettro di risposta di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLU).

Si riportano di seguito le tre fasi in cui è suddiviso il calcolo:

- **Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito**

Nella fase iniziale si individua la pericolosità del sito, selezionando la regione e il comune in cui sorge la costruzione.

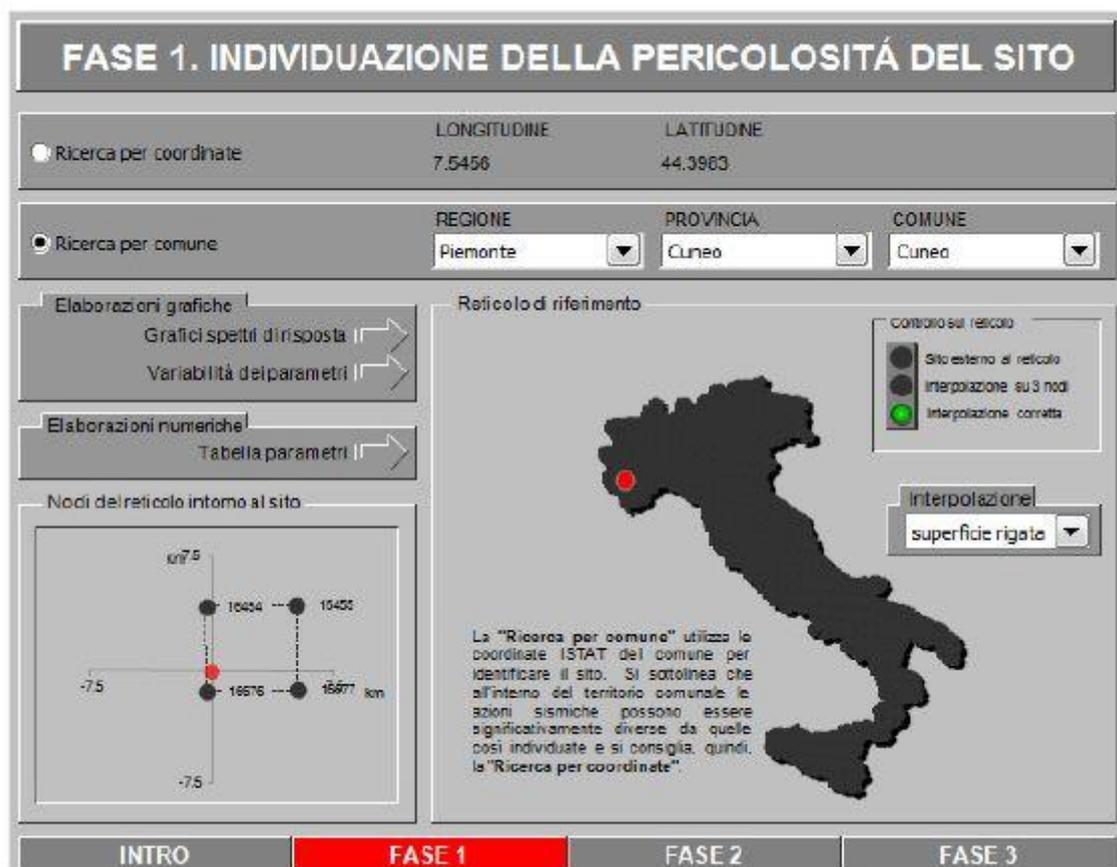


Figura 9.8 – Individuazione della pericolosità del sito

• **Fase 2: Individuazione della pericolosità del sito**



Figura 9.9 – Scelta della strategia di progettazione

Nella seconda fase viene definita la “vita di riferimento” V_R dell’edificio. Questa viene calcolata come:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove:

- V_N è la vita nominale dell’edificio, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per opere ordinarie $V_N \geq 50$.
- C_U è il coefficiente d’uso. Per edifici di Classe II $C_U = 1$.

• **Fase 3: Individuazione della pericolosità del sito**

Nella terza fase si determina l'azione di progetto. Si indicano:

- lo stato limite considerato (in questo caso SLV);
- la categoria di sottosuolo (in questo caso categoria C: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*”);
- categoria topografica (categoria T1: “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ”);
- massimo valore del fattore di struttura q_0 . Esso è determinato in funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata. In questo caso essendo una struttura in muratura ordinaria il fattore $q_0 = 2 \alpha_w/\alpha_1$. Qualora non si proceda ad un'analisi non lineare, il DM 14/01/08 fornisce dei valori di α_w/α_1 . Per costruzioni in muratura ordinaria a due piani α_w/α_1 si assume pari a 1,8.

Quindi si ha che:

$$q_0 = 2 \times 1,8 = 3,6$$

Si riportano di seguito il grafico dello spettro di risposta di progetto (Figura 9.10)

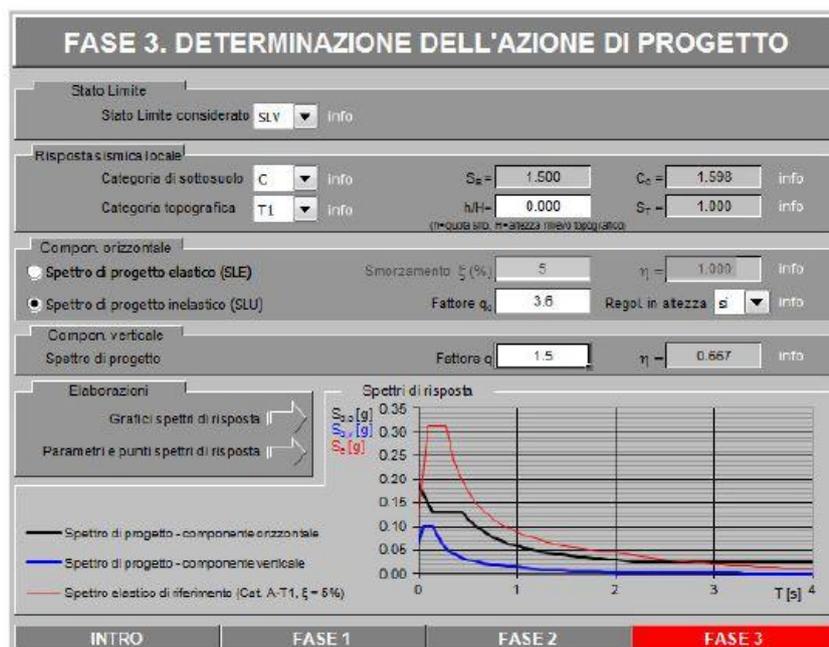


Figura 9.10 – Determinazione dell'azione di progetto

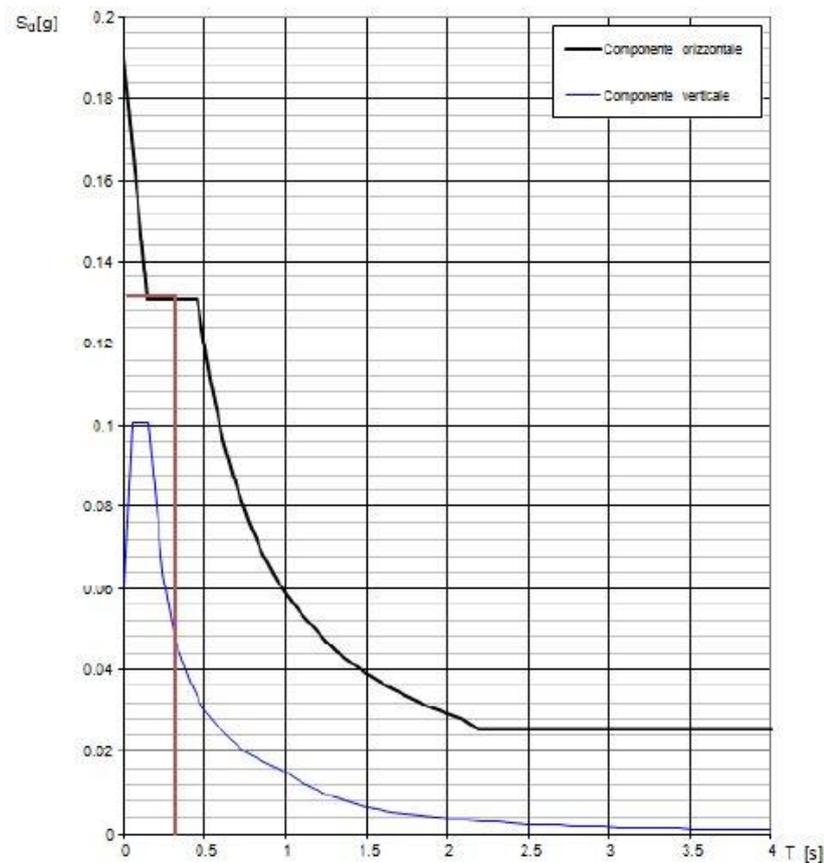


Grafico 9.1 – Spettro di risposta di progetto

Si suppone che, nella costruzione in oggetto, sia possibile utilizzare l'analisi lineare statica, considerando che l'azione sismica dipenda dal primo modo di vibrazione a più bassa frequenza, mentre risultano trascurabili gli effetti degli altri modi di vibrare superiori.

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino alcuni requisiti specifici e a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Le NTC riportano che, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, con la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$$

L'altezza del fabbricato in oggetto è: $H = 15$ m.

Il coefficiente C_1 dipende dal tipo di costruzione:

- nel caso di telaio in acciaio: $C_1 = 0,085$;
- nel caso di telaio in cemento armato: $C_1 = 0,075$;
- in qualsiasi altro caso: $C_1 = 0,05$.

Quindi, nel nostro caso di costruzione in muratura ordinaria, $C_1 = 0,05$.

Dunque:

$$T_1 = 0,05 \times (15)^{3/4} = 0,38 \text{ s}$$

Il periodo di vibrazione principale $T_1 = 0,38$ s è compreso nell'intervallo:

$$T_B < T_0 < T_C$$

con:

$$T_B = 0,149 \text{ s};$$

$$T_C = 0,448 \text{ s}.$$

Entrando quindi nel grafico dello spettro di risposta (*Grafico 9.1*) con il periodo T_0 ottengo il valore della risposta in accelerazione S_d (g) pari a 0,131. Moltiplicando quest'ultimo valore per l'accelerazione di gravità $9,81 \text{ m/s}^2$ ottengo:

$$a_0 = 1.21 \text{ m/s}^2$$

L'utilizzo di questo metodo semplificato in zone a media sismicità come l'Italia, sottostima il periodo e quindi sovrastima le azioni sismiche.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h * z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

con:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

dove:

- F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

Si riporta di seguito una tabella con riassunti i calcoli svolti e i valori delle forze F_i da applicare a ciascuna massa di piano:

Piano	Z_i	W_i	m_i	$m_i \times Z_i$	F_i	$Z_i W_i$	$Z_i W_i / \Sigma(Z_i W_i)$	F_h	F_i
	[m]	[kN]	[t]	[tm]	[kN]	[kNm]		[kN]	[kN]
ST	14.40	3213.60	327.58	4717.21	5827.16	46275.79	0.19	354.24	66.14
P3	10.80	9331.70	951.24	10273.43	12690.77	100782.36	0.41	354.24	144.05
P2	7.20	9331.70	951.24	6848.95	8460.51	67188.24	0.27	354.24	96.03
P1	3.60	9331.70	951.24	3424.48	4230.26	33594.12	0.14	354.24	48.02
TOT		31208.70	3181.31	25264.07	31208.70	247840.51			

Tabella 9.6 – Analisi delle forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dal sisma

Le NTC indicano che, per gli edifici le cui rigidezze laterali e le cui masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere calcolati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate nella tabella soprastante, attraverso il fattore δ derivante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e$$

dove:

- x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla sollecitazione sismica considerata.
- L_e è la distanza tra due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Ne deriva che:

$$\delta = 1 + 0.6 x (11.595\text{m} / 23.12\text{m}) = 1.3$$

In tal modo le sollecitazioni calcolate nella *Tabella 9.6* diventano:

Piano	F_i
	[kN]
ST	86
P3	188
P2	125
P1	62

Tabella 9.7 – Forze statiche equivalenti amplificate per gli effetti torsionali

Azioni del vento

Le azioni del vento sulle costruzioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni equivalenti statiche. Pertanto, per quanto riguarda la valutazione della pressione del

vento, si è utilizzato la seguente espressione:

$$p = C_p * C_d * C_e * q_b$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. In genere i coefficienti sono calcolati in base all'altitudine del sito, alla categoria di esposizione, alla zona di vento, all'inclinazione ed all'altezza della struttura. Il coefficiente di forma (relativo alla pressione esterna ed alla pressione interna) assume diversi valori in funzione della parte di edificio esposta al vento (se zona sopravento, sottovento o tangenziale).

I diversi coefficienti sono così identificati:

- v_b : velocità di riferimento sarà pari a 25 m/s dato che $a_s < a_0$, dove $a_s = 537$ m (quota s.l.m. Cuneo) e $a_0 = 1000$ m (zona I: Lombardia);
- $q_b = 1/2 \rho v_b^2$: pressione cinetica di riferimento e pari a 0,39 kN/m², dove $\rho = 1,25$ kg/m³ (valore densità dell'aria);
- C_p = coefficiente di forma = 1,2;
- $C_d = 1,00$ coefficiente dinamico nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 metri di altezza ed i capannoni industriali.
- C_e è il coefficiente di esposizione. Fino alla quota $z = z_{\min}$, esso è costante, mentre al di sopra di z_{\min} la velocità cresce con z secondo la seguente relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (Nel caso in esame la categoria di esposizione del sito è la V);
- C_t è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 9.8 – Categorie di esposizione del sito

Nel caso in esame si ha che:

- $z = 15$ m, altezza dal suolo dell'edificio;
- $z_{min} = 12$ m, altezza a partire dal terreno della zona in cui la velocità del vento è assunta costante;
- $z_0 = 0,70$ m (lunghezza di rugosità) e $k_r = 0,23$ (fattore di terreno), dato che l'edificio e sito in zona I dove si ha una classe A di rugosità del terreno ed il complesso risulta in categoria di esposizione V;
- $C_t = 1,00$ coefficiente di topografia, per condizioni normali (edifici non isolati)
- C_f : coefficiente di attrito e pari a 0,02 per superfici scabre.

Si calcolano così le pressioni cinetiche ai vari piani e, quindi, le forze orizzontali dovute al vento:

Piano	Z _i	C _e	p	h	l	A	F _{xi}
	[m]		[kN/m ²]	[m]	[m]	[m ²]	[kN]
ST	14.40	1.60	0.75	4.00	23.90	95.60	71.59
P3	10.80	1.48	0.69	3.60		86.04	59.59
P2	7.20	1.48	0.69	3.60		86.04	59.59
P1	3.60	1.48	0.69	3.60		86.04	59.59
Totale							249.92

Tabella 9.9 – Analisi delle forze orizzontali F_{xi} dovute al vento

Le forze orizzontali dovute all'azione del vento sono minori di quelle dovute all'azione sismica. Nel calcolo delle sollecitazioni sul pannello murario si terrà conto, quindi, di quest'ultime in quanto più gravose.

9.4 Verifica per ribaltamento semplice del pannello murario

9.4.1 Calcolo del moltiplicatore di collasso

Il cinematismo consiste in un ribaltamento rispetto ad una cerniera cilindrica alla base del pannello murario, ipotizzando che esso abbia un comportamento monolitico. Si evidenzia che tale cerniera, dovuta alla ridotta resistenza a trazione della muratura, è posizionata in corrispondenza di una zona di limitato contatto posta fuori dal piano medio del pannello. Il collasso per ribaltamento può avvenire in presenza di pareti non ammorsate ad altre ad esse ortogonali, né trattenute in sommità. Esso dipende da vari fattori, quali le condizioni di vincolo, la snellezza della parete e la geometria della sezione muraria.

Si considera il pannello riportato in *Figura 9.11*, di profondità unitaria, soggetto al peso proprio, alla forza verticale F applicata sul lembo della sezione di sommità (carichi permanenti) e a un carico orizzontale uniforme q (carico variabile dovuto all'azione sismica) del quale si cerca il valore del moltiplicatore di collasso. In altre parole si cerca il carico $\lambda_c q$ che produce il collasso per meccanismo della struttura. Il sistema che si

considera è isostatico, pertanto perché si verifichi un meccanismo di collasso è sufficiente la formazione di una cerniera sul bordo; si considera la cerniera disposta a distanza z dalla sezione di sommità del pannello. L'equilibrio del sistema labile è imposto attraverso il principio dei lavori virtuali.

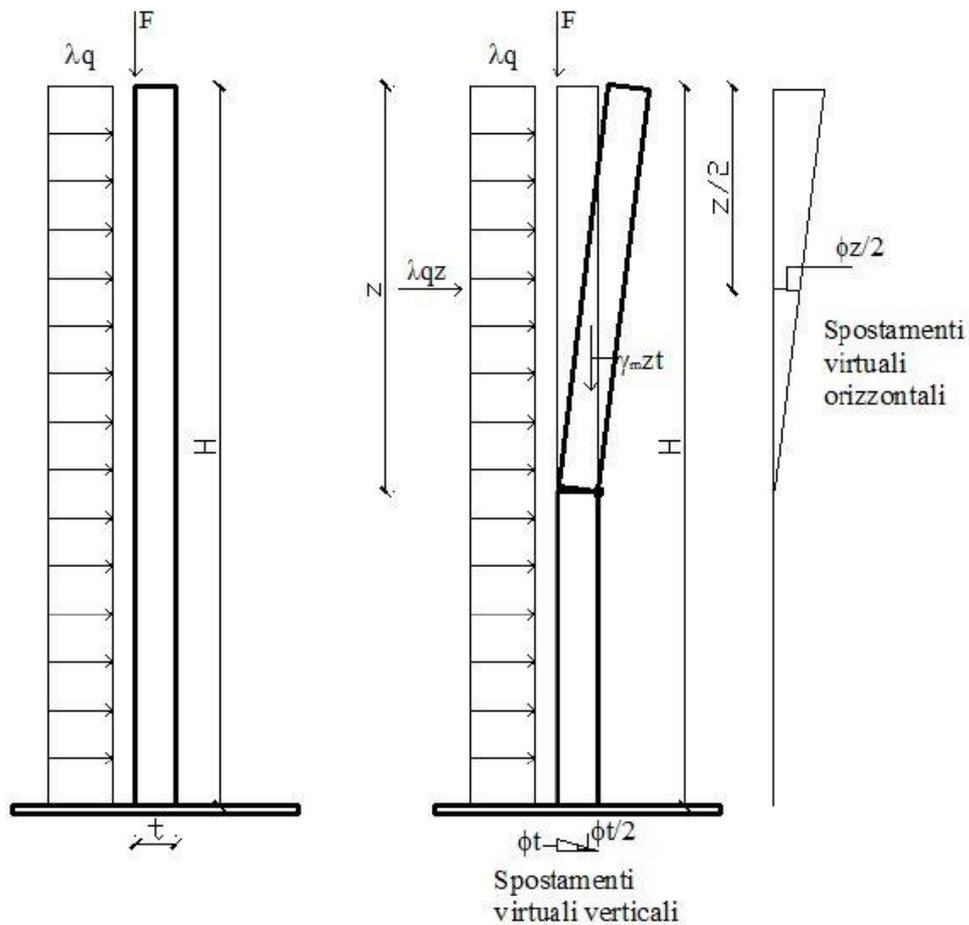


Figura 9.11 – Ribaltamento di un pannello murario

La condizione di equilibrio dei lavori virtuali è:

$$L_v = L_{pp} + L_f + \lambda L_q \leq 0$$

Essendo:

- L_v lavoro virtuale di tutte le forze;
- L_{pp} lavoro virtuale compiuto dal peso proprio;
- L_F lavoro virtuale compiuto dalla forza F ;
- L_q lavoro virtuale compiuto dal carico orizzontale.

Si ha quindi:

$$L_v = -\frac{\gamma_m t_z (\Phi_t)}{2} - F \Phi_t + \frac{\lambda q_z (\Phi_z)}{2} \leq 0$$

Si trova, dunque, il valore del moltiplicatore di collasso espresso in funzione dell'altezza z :

$$z = t \times (2F + \gamma_m z t) / qz^2$$

Attraverso la formula appena riportata si calcola il valore del moltiplicatore di collasso al variare dell'altezza del pannello murario. I dati di input sono riportati di seguito:

$$F = 294,46 \text{ kN}$$

$$\gamma_m = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$t = 0,83 \text{ m}$$

$$q = 33,92 \text{ kN/m}$$

Essendo q il carico distribuito dovuto all'azione sismica calcolato come:

$$q = Q_s / lfh \quad [\text{kN/m}]$$

dove:

- $m = 4125500 \text{ N} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 420540,26 \text{ kg}$ (massa in kg della porzione di edificio considerata);
- $Q_s = m \times a_0 = 420540,26 \text{ kg} \times 1,21 \text{ m/s}^2 = 508853,72 \text{ N}$ (508.85 kN – carico concentrato);

- $q = 508,85 \text{ kN} / 15 \text{ m} = 33,92 \text{ kN/m}$ (carico distribuito).

Il grafico che segue mostra il variare del valore del moltiplicatore di collasso al variare della posizione “z” della cerniera. L’effettivo moltiplicatore di collasso, λ_c , è il minimo tra tutti quelli corrispondenti ai possibili meccanismi di collasso (posizione della cerniera) della struttura. Nel caso in esame l’effettivo meccanismo di collasso è identificato dalla cerniera posta alla base del pannello e vale **0,0938**. Si osserva che il pannello può sopportare un carico orizzontale $\lambda_c q$ tanto maggiore quanto più grandi sono il peso P e la forza F .

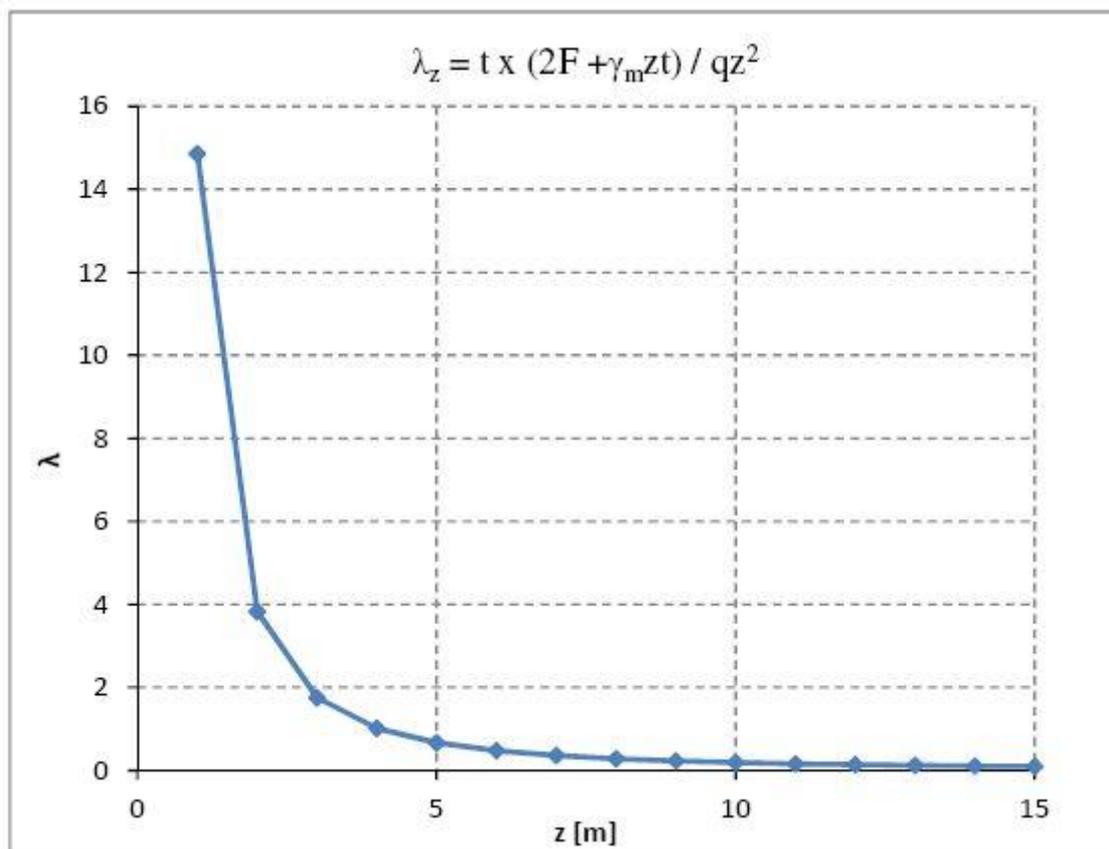


Grafico 9.2 – Grafico che riporta il variare del valore del moltiplicatore di collasso al variare della quota z

9.4.2 Dimensionamento del rinforzo

Constatato che la muratura ha bisogno di un rinforzo per contrastare il meccanismo di collasso per ribaltamento semplice, si dimensiona quest'ultimo in modo che esso sia in grado di assorbire la forza di trazione che viene calcolata facendo riferimento allo schema seguente:

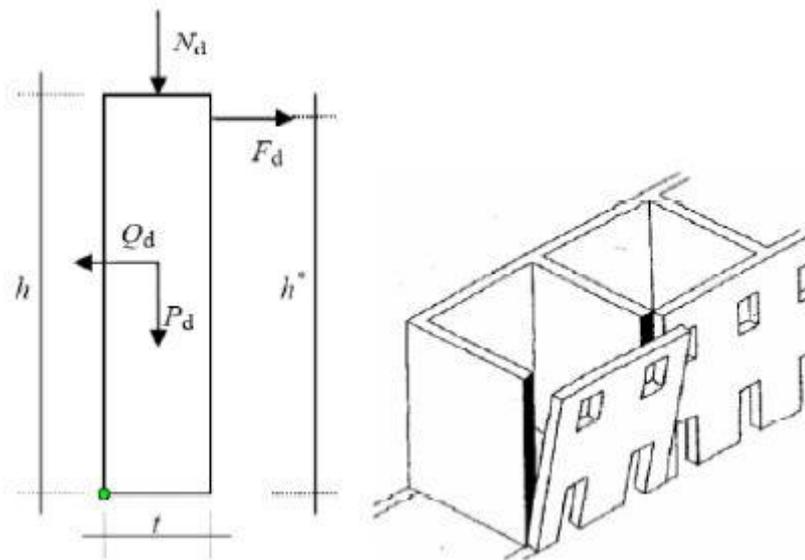


Figura 9.12 – Schema di calcolo per il meccanismo di collasso di ribaltamento semplice

Si determina l'intensità della forza di trazione nel rinforzo attraverso un'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al piede del pannello:

$$F_d = \frac{1}{F h^*} (Q_d * h - N_d * t - P_d * t)$$

dove:

- h^* è la distanza d'applicazione del composito di FRP dal piede del pannello pari a 14,85 m;
- Q_d è la forza orizzontale dovuta al sisma pari a 508,85 kN;

- N_d è la forza verticale agente in sommità al pannello pari a 294,46 kN;
- P_d è il peso del pannello pari a 3135,64 kN.

Immaginando di applicare un rinforzo in fibra di carbonio della larghezza pari a 30 cm sulla sezione di sommità della parete, avremo che la forza F_d nel rinforzo risulta essere:

$$F_d = 1/(2 \times 14.85\text{m}) \times (508.85 \text{ kN} \times 15\text{m} - 294.46 \text{ kN} \times 0.83\text{m} - 3135.64\text{kN} \times 0.83\text{m})$$

$F_d = 161.14 \text{ kN}$

Per questo intervento si utilizza un tessuto in fibra di carbonio unidirezionale Armoshield C - Sheet, particolarmente adatto per i rinforzi strutturali. Tale rinforzo presenta le seguenti caratteristiche:

- resistenza a trazione della fibra: 3800 MPa;
- modulo elastico della fibra 240000 MPa;
- allungamento a rottura > 1,5 %;
- spessore di progetto 0,176 mm per direzione delle fibre.

Per prevenire il ribaltamento del pannello murario è necessario effettuare le due verifiche presenti sul CNR-DT 200/2004 e di seguito riportate:

1) Verifica a trazione del rinforzo di FRP:

Indicando con A_f l'area del rinforzo di FRP e con f_{fd} la corrispondente tensione di rottura di progetto, la massima forza esplicabile è $F_{Rd} = A_f * f_{fd}$, per cui la verifica si effettua assicurando che risulti:

$$F_d \leq 2 F_{Rd}$$

Ipotizzando inizialmente di utilizzare un solo nastro di CFRP si avrà che:

$$f_{fd} = 3800 \text{ MPa} / 1,1 = 3454.5 \text{ MPa}$$

dove:

- 1,1 è il coefficiente riduttivo che tiene conto della modalità di collasso per rottura del materiale composito.
- $A_f = t_f * b_f = 52,8 \text{ mm}^2$.

Si ha che:

$$F_{Rd} = 182,4 \text{ kN}$$

e dunque:

$$161,8 \text{ kN} \leq 364,8 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

2) Verifica al distacco del rinforzo di FRP dalle pareti ortogonali:

Indicando con $F_{pd} = A_f * f_{pd}$ la massima forza di ancoraggio del composito di FRP applicato su una delle due pareti ortogonali al pannello in oggetto, la verifica consiste nel controllare che sia soddisfatta la relazione:

$$F_d \leq 2 F_{pd}$$

Questa verifica è più gravosa della prima ed in presenza di cerchiatura completa dell'edificio essa risulta invece superflua.

La modalità di collasso che determina la crisi del rinforzo, nel caso di tessuti in FRP, è nella maggior parte dei casi la delaminazione in quanto difficilmente si raggiunge la tensione di rottura del materiale composito. Se si fa riferimento a lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto, ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio, una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dalla muratura al rinforzo FRP, vale:

$$f_{fda} = \frac{1}{\gamma_{f,d} * \sqrt{\gamma_M}} * \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}}$$

dove:

E_f è il modulo di elasticità del tessuto in direzione della forza;

γ_{fd} è il coefficiente parziale che tiene conto della rottura per delaminazione pari a 1.2;

γ_M è il coefficiente parziale della muratura pari a 2

Γ_{Fk} è il valore caratteristico dell'energia specifica di frattura, calcolata come proposto nelle CNRDT 200/2004 come:

$$\Gamma_{Fk} = 0,03 * k_b \sqrt{f_{ck} * f_{ctm}}$$

in cui 0,003 è un coefficiente calibrato sperimentalmente, f_{ck} è la resistenza caratteristica della muratura e k_b è un coefficiente di forma, dipendente dalle dimensioni del rinforzo.

Tenendo conto della resistenza di progetto alla delaminazione, si può osservare dalla *Tabella 9.10* che sarebbero necessari 12 strati di tessuto in fibra di carbonio per avere una forza resistente superiore a quella agente (F_d).

n°strati FRP	t_f [mm]	f_{dd} [MPa]	f_{dd} [GPa]	F_{rd} [kN]	$2 F_{rd}$ [kN]
1	0.176	462.74	0.463	24.43	48.87
2	0.352	327.20	0.327	34.55	69.11
3	0.528	267.16	0.267	42.32	84.64
4	0.704	231.37	0.231	48.87	97.73
5	0.880	206.94	0.207	54.63	109.26
6	1.056	188.91	0.189	59.85	119.69
7	1.232	174.90	0.175	64.64	129.28
8	1.408	163.60	0.164	69.11	138.21
9	1.584	154.25	0.154	73.30	146.59
10	1.760	146.33	0.146	77.26	154.52
11	1.936	139.52	0.140	81.03	162.07
12	2.112	133.58	0.134	84.64	169.27

Tabella 9.10 – Resistenza di progetto alla delaminazione

Visto che è consigliato nella pratica non utilizzare più di quattro strati sovrapposti per una serie di problemi di distacco che si potrebbero instaurare, e visto che l'utilizzo di

dodici strati risulterebbe troppo oneroso in termini economici e di messa in opera, si decide di utilizzare, in aggiunta ai quattro strati previsti, degli ancoraggi a fiocco in fibra di carbonio del tipo analizzato in questo elaborato di tesi, al fine di evitare il fenomeno del “*debonding*”. Per garantire il corretto funzionamento del placcaggio in CFRP è necessario quindi disporre lungo la fasciatura di sommità del pannello murario un numero di ancoraggi tale da fornire lo stesso contributo resistente che si otterrebbe con la messa in opera di dodici strati di tessuto in CFRP. Tale contributo risulta uguale a **71,54 kN**.

In base alla posizione che ogni ancoraggio assume lungo il pannello murario e quindi in base al tipo di substrato con cui il connettore viene a contatto (calcestruzzo o muratura), ogni ancoraggio fornisce una diversa resistenza. Nelle tabelle seguenti vengono riportate tali resistenze ricavate dalle prove sperimentali:

ROTTURA CONNETTORI CFRP DA CLS			
L ancoraggio [cm]	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	C1	32,60	4,35
	C2	33,00	4,53
	C3	38,05	4,49
	Media	34,55	4,46
	Dev. standard	3,04	0,10
	Val. caratteristico	29,55	4,30

Tabella 9.11- Valori sperimentali di rottura dei campioni in calcestruzzo con connettori in CFRP

ROTTURA CONNETTORI CFRP DA MURATURA			
L ancoraggio [cm]	Campione	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
10 cm	MC1	22,73	3,37
	MC2	13,54	2,24
	MC3	13,33	2,27
	MC5	6,60	3,30
	MC6	16,00	3,23
	Media	16,40	2,78
	Dev. standard	4,39	0,60
	Val. caratteristico	9,18	1,78

Tabella 9.12- Valori sperimentali di rottura dei campioni in muratura con connettori in CFRP

ROTTURA FIOCCHI CFRP DA CLS			
Tipo calcestruzzo	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Cls con piccoli inerti e svassi regolari	FC6	35,87	5,84
	FC7	21,52	3,43
	FC8	27,31	4,44
	Media	28,23	4,57
	Dev. standard	7,22	1,21
	Val. caratteristico	16,36	2,58

Tabella 9.13- Valori sperimentali di rottura dei campioni in calcestruzzo con fiocchi in CFRP

ROTTURA FIOCCHI CFRP DA MURATURA			
Tipo di muratura	Campioni	Forza max [kN]	Corsa corto [mm]
Mattoni pieni sabbati + malta Sika® Muratura (3 corsi)	MFC1	23,74	11,37
	MFC2	25,77	6,27
	Media	24,75	8,82
	Dev. standard	1,43	3,61
	Val. caratteristico	22,40	2,88

Tabella 9.14 - Valori sperimentali di rottura dei campioni in muratura con fiocchi in CFRP

Non essendo in possesso di una norma specifica per il dimensionamento dei connettori in materiale composito realizzati in situ come “sistema a fresco”, per la determinazione del numero di ancoraggi si utilizza nel calcolo il valore caratteristico della resistenza del connettore al posto del valore medio, rimanendo in questo modo a favore di sicurezza.

Analizzando in pianta il pannello murario da consolidare come riportato in *Figura 9.2*, si può ipotizzare un possibile scenario di intervento relativo alla distribuzione di tali connettori in materiale composito.

Avendo già soddisfatto la verifica al ribaltamento del pannello murario e volendo contrastare con gli ancoraggi in fibra di carbonio il meccanismo di delaminazione del tessuto composito, si procederà a disporre quest’ultimi lungo i tratti terminali del placcaggio dove il fenomeno di “*debonding*” risulta più evidente. In particolare si è deciso di disporre due ancoraggi a fiocco connessi al pannello murario lungo la facciata principale dell’edificio e quattro ancoraggi a fiocco lungo le due pareti perimetrali ortogonali, inghisati nei pilastri di bordo in calcestruzzo armato.

Durante la sua realizzazione l'ancoraggio viene inghisato in foro cieco con comportamento a connettore e successivamente sfiochettato all'esterno. Infatti, diversamente da quanto effettuato durante le prove sperimentali che avevano come unico obiettivo la determinazione della resistenza massima del fiocco, negli interventi di consolidamento che utilizzano questi ancoraggi per il rinforzo strutturale il connettore aderisce mediante la resina anche nel tratto interno al substrato, non solo sulla superficie esterna del pannello murario su cui viene sfiochettata la fibra di carbonio.

Per questo motivo, il comportamento dell'ancoraggio, così come appena descritto, medierebbe i risultati ottenuti sperimentalmente per i connettori in foro cieco e quelli dei connettori in foro passante. Sempre adottando un metodo di calcolo cautelativo non potendo fare affidamento ad una normativa sugli ancoraggi in materiale composito ad oggi non ancora codificata, la resistenza utilizzata nel dimensionamento degli ancoraggi è la minore registrata tra i due diversi comportamenti. Per gli ancoraggi inghisati nel pannello murario si è presa come resistenza massima una forza pari a 9,18 kN, mentre per il substrato in calcestruzzo è stata presa una forza pari a 16,36 kN.

L'utilizzo di due connettori su muratura e di quattro su calcestruzzo, inghisati nei due diversi tipi di substrato per una lunghezza di ancoraggio pari a 10 cm e sfiochettati per una superficie pari a 10 cm di raggio come nel caso delle prove sperimentali condotte, porta ad una resistenza totale degli ancoraggi di 83,8 kN.

Tale valore soddisfa la verifica al distacco del rinforzo in FRP dalle pareti ortogonali, in quanto $83,8 \text{ kN} \geq 71,54 \text{ kN}$, in cui 71,54 kN è il valore per cui risulta soddisfatta l'equazione:

$$F_d \leq 2 F_{pd}$$

Aumentando la lunghezza di ancoraggio dei connettori su muratura fino a 15 cm, le prove sperimentali hanno registrato un aumento della resistenza massima a rottura fino ad un valore di 20,18 kN. Utilizzando quindi connettori inghisati nella muratura per un tratto maggiore rispetto ai 10 cm del caso precedente, il numero degli ancoraggi in CFRP può essere ridotto fino a quattro, due su supporto in muratura e due su supporto in calcestruzzo con lunghezza d'ancoraggio 10 cm. I connettori con tali caratteristiche forniscono una resistenza totale di 73,08 kN tale da contrastare la forza di delaminazione del rinforzo.

Come già più volte ribadito nella stesura di questo elaborato di tesi è molto importante la fase di realizzazione e posa in opera degli ancoraggi, in quanto è principalmente dalla loro modalità di realizzazione che dipendono le caratteristiche di resistenza. Abbiamo potuto dimostrare con le prove sperimentali, ad esempio, come l'impregnazione delle fibre secche di carbonio mediante resina bicomponente, se effettuata non rispettando la corretta procedura secondo la quale le fibre devono essere ben separate per permettere alla resina di penetrare anche all'interno di esse, può compromettere la resistenza dell'intero sistema di rinforzo. Delicata risulta anche la fase di inserimento del connettore all'interno del foro nel substrato, durante la quale bisogna aver cura di distendere completamente il connettore senza danneggiarlo, mantenendolo il più perpendicolare possibile alla superficie da rinforzare, e la fase di iniezione del foro, durante la quale la resina inghisante deve essere distribuita uniformemente sulla superficie orizzontale del fiocco e all'interno del foro, in modo tale da non creare vuoti d'aria. Risulta quindi fondamentale, oltre alla qualità dei materiali utilizzati nel rinforzo e alle condizioni dell'ambiente all'interno del quale ci si trova ad operare, anche la qualifica e il grado di specializzazione della squadra operativa addetta alla realizzazione di questo tipo di intervento.

Capitolo 10 - CONCLUSIONI

L'obiettivo dell'elaborato è stato quello di studiare il legame d'interfaccia tra gli ancoraggi per il rinforzo strutturale in fibra di carbonio e in fibra di vetro e il substrato su cui avviene la loro applicazione, costituito in alcuni casi da materiale lateritico, mentre in altri da calcestruzzo. A tale scopo sono state condotte una serie di prove sperimentali di "pull-out" che hanno mostrato come la crisi del sistema substrato – resina epossidica – rinforzo in CFRP/GFRP avvenga nei campioni in calcestruzzo per rottura dell'ancoraggio, sia esso un connettore in foro cieco o un fiocco in foro passante, mentre nei campioni in muratura per rottura del substrato.

Queste prove sono state analizzate attraverso un modello analitico ed uno numerico agli elementi finiti. I due modelli hanno fornito risultati affini tra loro e mostrano come le deformazioni, gli sforzi e gli scorrimenti d'interfaccia siano massimi nel rinforzo in corrispondenza dell'imbocco nel blocco, nel caso di test condotti su connettori, e in corrispondenza dell'uscita dallo svaso del blocco, nel caso di test su ancoraggi a fiocco. Si sottolinea il fatto che i risultati ottenuti dal modello numerico, creato con il programma agli elementi finiti "Abaqus", dipendono unicamente dalla proprietà attribuite ai materiali in quanto l'interazione alle interfacce substrato – resina – rinforzo non è stata definita. Il modello analitico è stato applicato a entrambi i tipi di substrato al fine di valutare gli scorrimenti relativi tra rinforzo e supporto, ma è stato possibile avere risultati confrontabili con le prove sperimentali solo nel caso di campioni in calcestruzzo, in quanto le ipotesi di partenza fanno riferimento a materiali omogenei, isotropi ed elastici come può essere considerato il calcestruzzo che non giunge a fessurazione.

Per validare il modello analitico e numerico sono state condotte altre prove sperimentali, sia di caratterizzazione dei materiali con cui si è provveduto al confezionamento dei campioni testati (calcestruzzo, malta, mattoni, resina impregnante, resina inghisante, corde in fibra di vetro e di carbonio), sia di approfondimento per la valutazione degli scorrimenti d'interfaccia tra rinforzo e substrato mediante l'utilizzo di un trasduttore posizionato all'imbocco del connettore nel blocco.

Nonostante le difficoltà riscontrate nel posizionamento del trasduttore dovute agli spazi

ridotti all'interno della macchina di prova in cui è stato possibile operare, si è potuto constatare che gli spostamenti ottenuti mostrano valori del tutto confrontabili con le curve analitiche e numeriche.

Le principali complicazioni legate allo studio di questi tipo di ancoraggi in materiale composito sono state ricondotte alla natura del rinforzo stesso: trattandosi infatti di sistemi di rinforzo strutturale “*a fresco*”, cioè preparati e applicati direttamente in sito, è risultato difficile risalire alle reali caratteristiche di resistenza, in quanto numerose sono le variabili in gioco legate ad esempio al quantitativo di resina impregnante rispetto a quello della fibra secca, al corretto posizionamento del connettore all'interno del foro d'applicazione, alla resina inghisante la cui distribuzione nel foro deve essere omogenea al fine di evitare la formazione di vuoti d'aria che ne comprometterebbero la resistenza finale.

Tutti questi fattori, in aggiunta all'assenza ad oggi di una normativa in grado di regolamentare la progettazione e le modalità di posa in opera di questi sistemi di ancoraggio, hanno permesso di effettuare solo uno studio preliminare del loro comportamento in esercizio.

Il progetto di rinforzo di un pannello murario presentato nel Capitolo 9 vuole essere una semplice applicazione pratica del sistema di rinforzo testato sperimentalmente. Il problema del “*debonding*”, ossia rottura per delaminazione, è il fenomeno che determina la crisi dei tessuti di rinforzo in FRP su cui questi ancoraggi vengono applicati, in quanto difficilmente si raggiunge la tensione di rottura del materiale composito; l'applicazione di questi collegamenti permette di risolvere in parte questo problema che altrimenti, renderebbe del tutto inutile l'intervento di consolidamento delle strutture con i tessuti fibrorinforzati.

Un futuro sviluppo di ricerca nell'utilizzo degli ancoraggi a connettore e a fiocco in questione potrebbe riguardare la loro reale messa in opera attraverso ulteriori prove sperimentali che indaghino il comportamento a taglio reso evidente al momento della delaminazione del placcaggio di rinforzo. Gli studi finora condotti hanno rappresentato il problema in modo semplificato, non tenendo ad esempio in considerazione l'effetto di confinamento esercitato dalla muratura adiacente alla parte rinforzata; tale contributo, nella realtà dell'intervento strutturale, aumenta la resistenza del substrato che, diversamente da quanto accade per le prove sperimentali effettuate, non entrerà in

crisi prima del superamento della tensione massima di trazione dell'ancoraggio stesso. In molti dei casi di intervento di consolidamento con placcaggi in FRP, necessariamente il tessuto fibrorinforzato viene applicato su superfici a spigolo vivo come nel caso di travi a doppio T emergenti in c.a.; è in questi casi che il rinforzo è soggetto a “spinte a vuoto”, anch'esse responsabili del fenomeno di debonding, che un sistema di ancoraggio come quello studiato è in grado di contrastare. Si rendono quindi necessarie ulteriori sperimentazioni al fine di determinare il contributo di resistenza che l'ancoraggio è in grado di fornire in aggiunta a quello esercitato dal tessuto di rinforzo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Antonio Borri, Giulio Castori. *“Rinforzo di archi in muratura con materiali compositi innovativi”*.
- [2] Antonio Borri, Giulio Castori. *“Rinforzo intradossale di archi murari con lamine pultruse”*.
- [3] H.W. Zhang, S.T. Smith, S.J. Kim. *“Optimisation of carbon and glass FRP anchor design”*
- [4] Dr. Arch. A. Barbieri, *“Caratterizzazione meccanica di connettori edili in fibra unidirezionale per ancoraggio di rinforzi in materiale composito”*
- [5] R. Capozucca, *“Anchorage Strenght of GFRP bonded to historic masory”*
- [6] Linee guida Reluis. *“Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*
- [7] Eurocodice 2, *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”*
- [8] Eurocodice 6, *“Progettazione delle strutture in muratura”*
- [9] UNI EN 12390-2, *“Testing hardened concrete - Making and curing specimens for strength tests”*, 2002.
- [10] UNI EN 12390-3, *“Testing hardened concrete - Compressive strength of test specimens”*, 2002.
- [11] UNI EN 12390-4, *“Testing hardened concrete - Compressive strength - Specification for testing machines”*, 2002.

- [12] UNI EN 772-1, *“Metodi di prova per elementi di muratura - Parte 1: Determinazione della resistenza a compressione”*
- [13] UNI EN 14580 - 2005, *“Natural Stone Test Methods - Determination Of Static Elastic Modulus”*
- [14] UNI EN 1015-11:2007 , *“Metodi di prova per malte per opere murarie - Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita”*
- [15] ISO 527-2, *“Plastics - Determination of tensile properties – Part 2: Test condition for moulding and extrusion plastics”*, 1996.
- [16] ISO 178, *“Plastics - Determination of flexural properties”*, 2008.
- [17] ASTM D695, *“Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics”*, 2002.
- [18] ASTM D732, *“Standard Test Method for Shear Strength of Plastics by Punch Tool”*, 2002.
- [19] Decreto ministeriale del 14 Gennaio 2008
- [20] Ordinanza 3779 del 6 giugno 2009
- [21] Circolare n.30787 del Ministero dei Lavori pubblici del 04-01-1989
- [22] Decreto Ministeriale del 20-11-1987
- [23] Consiglio Nazionale delle Ricerche, *“CNR - DT 203/2004: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo armato con Barre di Materiale Composito Fibrorinforzato”*;
- [24] Consiglio Nazionale delle Ricerche, *“CNR - DT 200/2004: Istruzioni per la*

Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati";

- [25] Tesi di laurea di A. Fumagalli, S. Malesani, E. Molena. *"Utilizzo di materiali fibrorinforzati per il consolidamento di elementi strutturali in muratura e calcestruzzo armato"*.
- [26] Tesi di laurea di A. Cozzi, *"Utilizzo di materiali FRP nel consolidamento di elementi in muratura. Modellazione analitica, numerica e sperimentale del giunto adesivo ed esempi applicativi"*
- [27] Sika Italia S.p.A, *"Scheda tecnica del prodotto: Sikadur®-52 Injection, resina epossidica a bassa viscosità per iniezioni"*, Edizione 14-05-2007.
- [28] Sika Italia S.p.A, *"Scheda tecnica del prodotto: Sika® Anchorfix®-3+, resina epossidica ad alte prestazioni per ancoraggi chimici"*, Edizione 12-02-2010.
- [29] Sika Italia S.p.A, *"Scheda tecnica del prodotto: SikaWrap® Anchor C, corda in fibra di carbonio per la connessione strutturale e l'ancoraggio di tessuti CFRP"*, Edizione 17-01-2012.
- [30] Sika Italia S.p.A, *"Scheda tecnica del prodotto: SikaWrap® Anchor G, corda unidirezionale in fibra di vetro per la connessione strutturale e l'ancoraggio nel rinforzo armato di murature in laterizio e pietra"*, Edizione 02-04-2012.
- [31] ABAQUS/Standard, *"Theory and User's Manuals, release 6.2-1"*, HKS Inc, Pawtucket, 1998.
- [32] G. Toniolo, M. Di Prisco, *"Cemento armato. Calcolo agli stati limite"*, 2010, Zanichelli editore
- [33] M. A. Pisani, *"Consolidamento delle strutture. Guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche più utilizzati"*, 2012, Hoepli Editore

- [34] Francesco Focacci, “*Rinforzo delle murature con materiali compositi. Progettazione – calcolo – esempi applicativi*”, 2008, Dario Flaccovio Editore.
- [35] X. B. Zhang, H. Aljewifi e J. Li, “*Failure behaviour investigation of continuous yarn reinforced cementitious composites*”.
- [36] A. D’Aponte, L. Feo, “*L’impiego di materiali innovativi nell’ingegneria strutturale*”, Articolo Costozero, Sezione Ricerca ed università, Agosto 2008.
- [37] ita.sika.com

Indice delle figure

Capitolo 1 - Introduzione

Figura 1.1 – Danni provocati dal sisma su pannelli murari 4

Figura 1.2 - Distacco del pannello murario dall'ossatura in calcestruzzo, incipiente ribaltamento .5

Figura 1.3 – Danni provocati dal sisma su pannelli murari5

Figure 1.4 e 1.5 – Fiocco in fibra di acciaio al carbonio e in fibra di aramide 6

Figure 1.6 e 1.7 – Fiocco in fibra di carbonio e in fibra di vetro 6

Figura 1.8 – Fasi esecutive di messa in opera del connettore con fiocco..... 7

Figura 1.9 – Connettore edile con parte centrale preimpregnata..... 8

in stabilimento..... 8

Figure 1.10, 1.11, 1.12 – Fasi esecutive di rinforzo a flessione di travi in c.a. 9

con fiocco edile 9

Figura 1.13 - Immagine del rinforzo a taglio discontinuo di una trave in c.a. 10

con fiocchi di ancoraggio 10

Figura 1.14 - Immagine del rinforzo a taglio continuo di una trave in c.a. 10

con fiocchi di ancoraggio 10

Figure da 1.15 a 1.20 – Fasi esecutive del collegamento di pannelli murari 12

alla struttura portante..... 12

Figura 1.21 – Cinematismo di una struttura ad arco, a - Arco non rinforzato, 14

b- Arco rinforzato 14

Capitolo 2 – Rinforzo: substrato e muratura

Figura 2.1 – Alcuni esempi di elementi murari in calcestruzzo 18

Figura 2.3 – Blocchi per muratura portante in laterizio alleggerito 20

Figura 2.4 – Blocco per muratura di tamponamento in laterizio alleggerito 20

con disposizione orizzontale dei fori..... 20

Figura 2.5 – Problemi che possono presentarsi nei laterizi..... 22

Figura 2.6 – Prova a compressione su mattone pieno 23

Figura 2.7 – Prova a compressione su mattone forato 23

Figura 2.8 – Prove di resistenza su malte 28

Figura 2.9 – Correlazione tra resistenza dei componenti e della muratura 32

Figura 2.10 – Modalità errata e corretta di esecuzione dei giunti 34

Figura 2.11 – Variazione di resistenza della muratura in funzione 35

dello spessore dei giunti..... 35

Figura 2.12 – Modalità di rottura di una muratura 36

Figura 2.13 – Resistenza a flessione secondo EC6 38

Figura 2.14 – Legami sforzi – deformazioni sperimentale 40

Figura 2.15 – Confronto tra alcune leggi costitutive e la curva sperimentale..... 41

di Binda e altri 41

Figura 2.16 – Confronto tra alcune leggi costitutive e la curva sperimentale..... 41

di Calderoni e Lenza..... 41

Figura 2.17 – Prova di resistenza a taglio della muratura 42

Figura 2.18 – Resistenza a taglio secondo D.M. '87..... 43

Figura 2.19 – Diagramma sforzo-deformazione calcestruzzo 44

Figura 2.20 – Comportamento a compressione del calcestruzzo..... 46

Figura 2.21 – Confronto tra la curva di indurimento per maturazione naturale..... 47

(tratto continuo) e per maturazione forzata (tratto tratteggiato) del calcestruzzo	47
Figura 2.22 – Abbassamento del cono di Abrams	48
Figura 2.23 – Prova a compressione su provino cubico (a)	50
e su provino cilindrico (b).....	50
Figura 2.24 – Prova di trazione per la misurazione della resistenza diretta (a)	52
e prova brasiliana per la misurazione della resistenza indiretta (b-c)	52
Figura 2.25 – Prova di flessione su calcestruzzo	54
Figura 2.26 – Prova per la valutazione del modulo elastico (a) e	56
rappresentazione del modulo elastico secante (b).....	56
Capitolo 3 - I materiali compositi	
Figura 3.1 – Assi di riferimento per lamine unidirezionali –	63
DT 200/2004	63
Figura 3.2 – Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito –	64
DT 200/2004	64
Figura 3.3 – Tipologie di fibre – DT 200/2004	66
Figura 3.4 – Definizione dei due possibili sensi di torsione –	67
DT200/2004	67
Figura 3.5 – Processo di fabbricazione delle fibre di vetro	68
Figura 3.6 – Distinzione tra fibre discontinue e mat a fibre discontinue	69
Figura 3.7 – Confronto tra le più comuni fibre di rinforzo: comportamento	72
a trazione monoassiale – DT 200/2004	72
Figura 3.8 – Confronto tra le più comuni fibre di rinforzo: i valori del modulo	72
e della resistenza – DT 200/2004.....	72
Figura 3.9 - Confronto tra le diverse tipologie di frattura.....	78
Figura 3.10 – Meccanismi di adesione.....	83
Figura 3.11 – Teoria dell’adsorbimento e angolo di contatto	85
Figura 3.12 – Esempio di applicazione di impregnante sigillante e primer	89
Figura 3.13 – Differenza di copertura superficiale tra primer	92
ed agente coprente	92
Figura 3.14 – Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito	106
Figura 3.15 – Dipendenza del legame costitutivo del composito dalla.....	108
frazione volumetrica – DT 200/2004	108
Capitolo 4 – Caratterizzazione dei materiali	
Figure 4.1 e 4.2 – Immagine della rottura riscontrata durante l’esecuzione.....	117
delle prove di compressione.....	117
Figura 4.3 – Storia di carico a cui viene sottoposto ogni provino.	118
Asse x: tempo; Asse y: sforzo; A: punto di lettura dello sforzo minimo σ_u e della.....	118
corrispondente deformazione ε_u ; B: punto di lettura dello sforzo massimo σ_0 e della.....	118
corrispondente deformazione ε_0 ; t: tempo per un ciclo di carico o scarico.....	118
(Fonte: Normativa UNI EN 14580)	118
Figura 4.4 – Immagine relativa allo schema della prova di flessione effettuata	123
su provini in malta cementizia	123
Figure 4.5 e 4.6 – Immagine della prova di flessione condotta	123
su prismi in malta cementizia	123
Figura 4.7 - Resina Sikadur®-52 Injection nella confezione fornita	130
dallo stabilimento.....	130
Figura 4.8 – Resina Sikadur®-52 Injection versata nello stampo	130
Figura 4.9 – Resina Sika® Anchorfix®-3+ iniettata nello stampo per mezzo di pistola con	131
beccuccio lungo.....	131

<i>Figure 4.10 e 4.11 – Resina Sika® Anchorfix®-3+ nello stampo, data la poca fluidità della resina è stato necessario stendere la resina a mano per ottenere uno spessore del panetto il più regolare possibile</i>	131
<i>Figura 4.12 – Dimensioni dei campioni realizzati con resina Sikadur®-52 Injection</i>	132
<i>Figura 4.13 – Dimensioni dei campioni realizzati con resina Sika® Anchorfix®-3+</i>	132
<i>Figura 4.14 – Immagine dei campioni realizzati con resina Sikadur®-52 Injection</i>	133
<i>Figura 4.15 – Immagine dei campioni realizzati con resina Sika® Anchorfix®-3+</i>	133
<i>Figure 4.16 e 4.17 – Immagine dei campioni Sikadur®-52 Injection sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina INSTRON</i>	134
<i>Figura 4.18 – Immagine dei campioni Sika® Anchorfix®-3+ sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina INSTRON</i>	135
<i>Figure 4.19 e 4.20 – Immagine dei campioni Sikadur®-52 Injection sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina MTS</i>	135
<i>Figure 4.21 e 4.22 – Immagine dei campioni Sika® Anchorfix®-3+ sottoposti a prova di trazione monoassiale con la macchina MTS</i>	136
<i>Figura 4.23 – Geometrie di prova e apparecchiatura</i>	147
<i>Figura 4.24 – Immagine del particolare di scorrimento tra barra e afferraggio</i>	149
<i>Figure 4.25 e 4.26 - Campione C5</i>	155
<i>Figure 4.27 e 4.28 - Campione C5</i>	155
<i>Figure 4.29 e 4.30 - Campioni C5 e C1</i>	156
<i>Figure 4.31 e 4.32 - Campioni C5 e C1</i>	156
<i>Figura 4.33 – Particolare di rottura del connettore in CFRP impregnato all'afferraggio</i>	156
Capitolo 5 - Confezionamento dei provini per le prove sperimentali	
<i>Figura 5.1 – Barre in CFRP/GFRP in foro cieco</i>	160
<i>Figura 5.2 – Barra in CFRP passante con fiocco</i>	160
<i>Figura 5.3 – Componente A e componente B che costituiscono la resina epossidica impregnante Sikadur®-52 tipo N</i>	165
<i>Figure 5.4 e 5.5 – Resina epossidica bicomponente Sika® AnchorFix® -3+</i>	166
<i>Figura 5.6 – Preparazione provino in cls per prove di pull-out su barre in FRP con fiocco</i>	169
<i>Figura 5.7 - Corda in fibra di vetro per la connessione strutturale e l'ancoraggio di tessuti CFRP</i>	169
<i>Figura 5.8 – Preparazione barra in fibra di carbonio mediante impregnazione delle fibre con resina epossidica</i>	170
<i>Figura 5.9 – Preparazione resina epossidica per impregnazione delle fibre</i>	170
<i>Figura 5.10 – Inserimento barra in fibra di carbonio impregnata nel foro del provino precedentemente cosparso all'estremità, per tutta la lunghezza del fiocco, con la resina inghisante Sika® AnchorFix® -3+</i>	171
<i>Figura 5.11 – Sfiocchettatura della barra in fibra di carbonio e aderenza tra fiocco e substrato mediante resina inghisante Sika® AnchorFix® -3+</i>	171
<i>Figura 5.12 – Provino in muratura a 3 corsi di mattoni</i>	172
<i>Figura 5.13 – Provino in muratura a 4 corsi di mattoni</i>	172
<i>Figura 5.14 – Provino in mattoni sabbiati e malta Sika® Muratura a 3 corsi di mattoni</i>	173

<i>Figura 5.15 – Provino in mattoni standard e malta Sika Monotop[®] - 722 Mur.....</i>	<i>173</i>
<i>a 2 corsi di mattoni</i>	<i>173</i>
<i>Figura 5.16 – Particolare di protezione della barra in GFRP.....</i>	<i>174</i>
<i>adottato durante le prove condotte sui fiocchi</i>	<i>174</i>
<i>Figura 5.17 – Macchina di prova Schenck con portata max 1000 kN</i>	<i>175</i>
Capitolo 6 - Descrizione ed analisi delle prove sperimentali	
<i>Figura 6.1 – Campione C1: rottura del connettore.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 6.2 – Particolare rottura connettore campione C1</i>	<i>180</i>
<i>Figura 6.3 – Campione C2: particolare rottura.....</i>	<i>180</i>
<i>per sfilamento del connettore.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 6.4 – Rottura del campione G2 all’innesto del blocco in cls.....</i>	<i>182</i>
<i>Figure 6.5 e 6.6 – Rottura del campione G3 (sx) e del campione G1 (dx).....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 6.7 – Particolare di rottura del provino MC5. Si può notare la lunghezza.....</i>	<i>184</i>
<i>d’ancoraggio ridotta rispetto agli altri provini</i>	<i>184</i>
<i>Figura 6.8 – Rottura campione MC6.....</i>	<i>186</i>
<i>Figure 6.9 e 6.10 – Rottura campione MC4 con sfilamento del connettore e asportazione materiale laterizio</i>	<i>186</i>
<i>Figure 6.11 e 6.12 – Rottura campione MC1 con sfilamento del connettore e asportazione materiale laterizio</i>	<i>186</i>
<i>Figure 6.13 e 6.14 – Rottura campione MG6.....</i>	<i>189</i>
<i>Figure 6.15 e 6.16 – Rottura campione MG5.....</i>	<i>189</i>
<i>Figure 6.17 e 6.18 – Rottura campione MG7.....</i>	<i>189</i>
<i>Figura 6.19 – Rottura campione MG4</i>	<i>190</i>
<i>Figura 6.20 – Rottura di tipo D.....</i>	<i>192</i>
<i>del campione MC6.</i>	<i>192</i>
<i>Crisi in corrispondenza del giunto di malta</i>	<i>192</i>
<i>dell’ultimo corso di mattoni.....</i>	<i>192</i>
<i>Figura 6.21 – Rottura di tipo E</i>	<i>192</i>
<i>del campione MC1.</i>	<i>192</i>
<i>Crisi in corrispondenza del giunto di</i>	<i>192</i>
<i>malta e rottura dei mattoni</i>	<i>192</i>
<i>dell’ultimo corso da ambo i lati del.....</i>	<i>192</i>
<i>connettore</i>	<i>192</i>
<i>Figura 6.22 – Rottura campione MG7</i>	<i>192</i>
<i>Figura 6.23 e 6.24 – Particolare tondino in acciaio (sx) e in PVC (dx) per evitare il contatto connettore -calcestruzzo e connettore - muratura</i>	<i>194</i>
<i>Figure 6.25 e 6.26 – Rottura campione FC3</i>	<i>196</i>
<i>Figure 6.27 e 6.28 – Rottura campione FC7</i>	<i>196</i>
<i>Figure 6.29 e 6.30 – Rottura campione FG1.....</i>	<i>199</i>
<i>Figura 6.31 – Rottura campione FG9</i>	<i>199</i>
<i>Figure 6.32 e 6.33 – Confronto tra le modalità di rottura dei fiocchi</i>	<i>202</i>
<i>in CFRP e GFRP per lo stesso campione in calcestruzzo</i>	<i>202</i>
<i>Figure 6.34 e 6.35 – Rottura campione MFC1.....</i>	<i>205</i>
<i>Figure 6.36 e 6.37 – Rottura campione MFC2.....</i>	<i>206</i>
<i>Figura 6.38 – Rottura campione MFC9</i>	<i>206</i>
<i>Figure 6.39 e 6.40 – Rottura campione MFG4</i>	<i>208</i>
<i>in corrispondenza del fiocco.....</i>	<i>208</i>
<i>Figura 6.41 – Rottura campione MFG6.....</i>	<i>208</i>
Capitolo 7 - Studio del legame di aderenza tra rinforzo e substrato	

<i>Figura 7.1 – Andamenti dello sforzo tangenziale all'interfaccia (Li and Stang, 1997):</i>	217
<i>(a) modello di frattura meccanica, (b) modello soft slip, (c) modello semplificato</i>	217
<i>Figura 7.2 – Andamento della curva di pull-out (Li e Leung, 1992)</i>	218
<i>Figura 7.3 – Tipica curva di pull-out per fibre lisce (Antoine e altri, 1991)</i>	218
<i>Figura 7.4 – Curva di pull-out</i>	219
<i>Figura 7.5 – Sistema fibra-matrice</i>	220
<i>Figura 7.6 – Sforzo tangenziale all'interfaccia: (a) sforzo tangenziale –spostamento,</i>	221
<i>(b) sforzo tangenziale – x, (c) sistema fibra-matrice</i>	221
<i>Figura 7.7 – Equilibrio di un tratto infinitesimo dx di fibra</i>	222
<i>Figura 7.8 – Estensimetro, corsa 10 mm</i>	241
<i>Figura 7.9 – Preparazione blocco in calcestruzzo per inserimento</i>	242
<i>connettore in FRP</i>	242
<i>Figure 7.10 e 7.11 – Impregnazione della corda in fibra di carbonio</i>	243
<i>con resina bicomponente</i>	243
<i>Figura 7.12 – Inserimento del connettore impregnato nel foro, dopo l'apposizione della</i>	243
<i>resina inghisante Sika® AnchorFix® -3+</i>	243
<i>Figura 7.13 – Campioni lasciati a maturare</i>	244
<i>Figure 7.14 e 7.15 – Attrezzatura di prova (vista anteriore e posteriore):</i>	245
<i>macchina Schenck</i>	245
<i>Figure 7.16 e 7.17 – Attrezzatura di prova: macchina MTS con particolare dell'ancoraggio</i>	245
<i>del trasduttore per l'acquisizione degli spostamenti</i>	245
<i>Figure 7.18 e 7.19 – Attrezzatura di prova: particolare del trasduttore e del suo posizionamento sul</i>	
<i>blocco di calcestruzzo mediante piastrina metallica</i>	246
<i>Figura 7.20 -Modello 1 : Supporto in calcestruzzo con connettore in CFRP inghisato nel foro cieco</i>	
.....	259
<i>Figura 7.21 -Modello 2: Supporto in calcestruzzo con connettore in GFRP inghisato nel foro cieco</i>	
.....	259
<i>Figura 7.22 -Modello 3 : Supporto in muratura, composto da mattoni e malta, con connettore in</i>	
<i>CFRP inghisato nel foro cieco</i>	260
<i>Figura 7.23 -Modello 4: Supporto in muratura, composto da mattoni e malta, con connettore in</i>	
<i>GFRP inghisato nel foro cieco</i>	260
<i>Figura 7.24 – Immagine del modello assemblato in tutte le sue parti</i>	261
<i>Figura 7.25 – Immagine del modello assemblato in tutte le sue parti e con le</i>	262
<i>condizioni al contorno impostate</i>	262
<i>Figura 7.26 – Immagine del modello con la forza di trazione applicata alla</i>	263
<i>sezione esterna del connettore</i>	263
<i>Figura 7.27 – Immagine del modello 1 e 2 con le mesh infittite nell'intorno</i>	263
<i>dello strato di adesivo</i>	263
<i>Figura 7.28 – Immagine dello strato di adesivo con mesh infittite</i>	264
<i>Figura 7.29 – Cubetto in calcestruzzo forato</i>	270
<i>Figura 7.30 – Immagine della barra in acciaio B450C</i>	270
<i>Figura 7.31 – Riempimento del foro con la resina inghisante</i>	271
<i>Sika® Anchorfix® -3+</i>	271
<i>Figura 7.32 – Immagine della barra in acciaio B450C</i>	271
<i>Figura 7.33 – Immagine dell'estensimetro utilizzato durante la</i>	272
<i>prova di trazione</i>	272
<i>Figure 7.34 e 7.35 – Macchina di prova AMSLER utilizzata per effettuare</i>	272
<i>la prova di trazione</i>	272
<i>Figure 7.36 e 7.37 – Immagini del trasduttore e del suo posizionamento</i>	274

<i>sulla barra in acciaio</i>	274
<i>Figure 7.38 e 7.39 – Immagine della geometria completa del modello con mesh infittite</i>	282
<i>nella parte più sollecitata</i>	282
<i>Figura 7.40 – Immagine della geometria completa del modello con mesh infittite nella</i>	282
<i>parte più sollecitata e colori differenti per i diversi materiali</i>	282
<i>Figura 7.41 – Stato di sollecitazione del connettore con fiocco</i>	283
<i>Figura 7.42 – Stato di sollecitazione del connettore con fiocco</i>	283
<i>Figure 7.43 e 7.44 - Stato di sollecitazione del connettore inghisato in foro cieco</i>	284
Capitolo 9 - Progetto di rinforzo di un pannello murario con FRP e ancoraggi a fiocco	
<i>Figura 9.1 – Pianta del piano primo</i>	300
<i>Figura 9.2 – Indicazione del pannello murario oggetto di studio e</i>	301
<i>dell’area di influenza dei carichi</i>	301
<i>Figura 9.3 – Facciata oggetto del progetto di rinforzo con FRP</i>	301
<i>Figura 9.4 – Stratigrafia verticale muratura portante</i>	302
<i>Figura 9.5 – Stratigrafia orizzontale tamponamento interno</i>	303
<i>Figura 9.6 – Partizione interna orizzontale</i>	304
<i>Figura 9.7 – Chiusura orizzontale superiore</i>	305
<i>Figura 9.8 – Individuazione della pericolosità del sito</i>	308
<i>Figura 9.9 – Scelta della strategia di progettazione</i>	309
<i>Figura 9.10 – Determinazione dell’azione di progetto</i>	310
<i>Figura 9.11 – Ribaltamento di un pannello murario</i>	318
<i>Figura 9.12 – Schema di calcolo per il meccanismo di collasso di</i>	321
<i>ribaltamento semplice</i>	321
<i>Figura 9.13 – Particolare del posizionamento dei connettori a fiocco</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>sul pannello murario analizzato</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Figura 9.14 – Particolare del posizionamento dei connettori a fiocco</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>sul pannello murario analizzato</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.

Indice delle tabelle

Capitolo 2 – Rinforzo: substrato e muratura

Tabella 2.1 – Coefficiente di normalizzazione della resistenza dei mattoni da EC 6	24
Tabella 2.2 – Classificazione delle malte secondo il D.M. '87	27
Tabella 2.3 – Relazione tra resistenza caratteristica f_k della muratura di mattoni	31
e dei suoi componenti secondo D.M. '87	31
Tabella 2.4 – Classificazione laterizi secondo EC6	33
Tabella 2.5 – Valori di K per correlazione della resistenza con malte ordinarie secondo EC6.....	33
Tabella 2.6 – Valori di resistenza a taglio di murature in laterizio in assenza.....	43
di carichi verticali.....	43
Tabella 2.7 – Classi di resistenza dei calcestruzzi	51

Capitolo 3 - I materiali compositi

Tabella 3.1 – Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici.....	61
più comuni e dell'acciaio da costruzione (valori indicativi) – DT 200/2004.....	61
Tabella 3.2 – Scala dei compositi fibrosi a matrice polimerica – DT 200/2004.....	62
Tabella 3.3 – Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati –.....	63
DT200/2004	63
Tabella 3.4 – Composizione tipica delle fibre di vetro (% in peso) –	68
DT 200/2004	68
Tabella 3.5 – Caratteristiche di una generica resina epossidica	74
Tabella 3.6 – Proprietà tipiche di una resina poliestere	74
Tabella 3.7 – Confronto tra proprietà meccaniche di un prodotto preformato	107
con quelle delle corrispondenti fibre – DT 200/2004	107
Tabella 3.8 – Proprietà dei componenti – DT 200/2004	108
Tabella 3.9 – Influenza della frazione volumetrica sulle caratteristiche meccaniche	108
di un composito – DT 200/2004.....	108

Capitolo 4 – Caratterizzazione dei materiali

Tabella 4.1 – Caratteristiche geometriche dei provini di calcestruzzo con inerti di grosse	
dimensioni sottoposti a prove di compressione	112
Tabella 4.2 – Riassunto delle caratteristiche dei provini del secondo set di prove	113
sottoposti a prove di compressione.....	113
Tabella 4.3 – Riassunto dei risultati ottenuti dalle prove di compressione.....	114
sui provini costituiti da calcestruzzo con grandi dimensioni.....	114
Tabella 4.4 – Riassunto dei risultati ottenuti dalle prove di compressione.....	114
sui provini del secondo set di prove.....	114
Tabella 4.5 – Risultati ottenuti dalla prova di compressione su cubetti in laterizio	116
Tabella 4.6 – Risultati ottenuti dalle prove per la determinazione del	121
modulo elastico a trazione del mattone	121
Tabella 4.7 – Risultati ottenuti dalle prove di flessione e compressione su campioni	124
di malte cementizia	124
Tabella 4.8 – Riassunto caratteristiche meccaniche ottenute dalle prove effettuate	141
Tabella 4.9 – Tabella di riepilogo caratteristiche dei connettori SikaWrap® Anchor C	145
e SikaWrap® Anchor G	145
Tabella 4.10 – Prove di trazione monoassiale su connettori CFRP e GFRP.....	147
Tabella 4.11 – Tabella dei valori di forza massima a rottura in [kN] per campioni in CFRP.....	153

<i>Tabella 4.12 – Tabella dei valori di forza massima a rottura in [kN] per campioni in GFRP.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabella 4.13 – Tabella dei diametri relativi ad un connettore impregnato.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabella 4.14 – Tabella dei valori di sforzo a rottura in [MPa] per provini in CFRP impregnati..</i>	<i>154</i>
<i>Tabella 4.15 – Tabella dei valori di sforzo a rottura in [MPa] per provini in GFRP impregnati..</i>	<i>154</i>
<i>Tabella 4.16 – Tabella dei valori di modulo elastico E in [MPa] per corde in CFRP impregnate.</i>	<i>154</i>
<i>Tabella 4.17 – Tabella dei valori di modulo elastico E in [MPa] per corde in GFRP impregnate</i>	<i>155</i>
<i>Tabella 4.18 – Tabella delle grandezze misurate per la prova di peso condotta.....</i>	<i>157</i>
<i>su corde in CFRP impregnate.....</i>	<i>157</i>
<i>Tabella 4.19 – Tabella delle grandezze misurate per la prova di peso condotta.....</i>	<i>158</i>
<i>su corde in GFRP impregnate</i>	<i>158</i>
<i>Tabella 4.20 – Tabella delle caratteristiche meccaniche per l'applicazione.....</i>	<i>159</i>
<i>della regola delle miscele su connettori in CFRP e GFRP impregnati.....</i>	<i>159</i>
Capitolo 5 - Confezionamento dei provini per le prove sperimentali	
<i>Tabella 5.1 – Caratteristiche meccaniche mattone “San Marco” sabbiato</i>	<i>161</i>
<i>Tabella 5.2 – Dati tecnici malta di calce Sika® Muratura da scheda tecnica.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabella 5.3 – Proprietà meccaniche malta di calce Sika® Muratura.....</i>	<i>163</i>
<i>da scheda tecnica.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabella 5.4 – Dati tecnici malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur</i>	<i>164</i>
<i>da scheda tecnica.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabella 5.5 – Requisiti malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur.....</i>	<i>164</i>
<i>come da normativa EN 988-2</i>	<i>164</i>
<i>Tabella 5.6 – Risultati sperimentali prova a flessione e a compressione.....</i>	<i>164</i>
<i>su provini di malta cementizia Sika Monotop® – 722 Mur.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabella 5.7 – Dati tecnici resina Sikadur® 52 da scheda tecnica</i>	<i>166</i>
<i>Tabella 5.8 – Dati tecnici resina Sika® AnchorFix® -3⁺ da scheda tecnica.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabella 5.9 – Dati tecnici connettore in fibra di carbonio “SikaWrap® Anchor C”</i>	<i>167</i>
<i>da scheda tecnica.....</i>	<i>167</i>
<i>Tabella 5.10 – Dati tecnici connettore in fibra di vetro “SikaWrap® Anchor G”</i>	<i>167</i>
<i>da scheda tecnica.....</i>	<i>167</i>
Capitolo 6 - Descrizione ed analisi delle prove sperimentali	
<i>Tabella 6.1 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	<i>178</i>
<i>in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di carbonio.....</i>	<i>178</i>
<i>Tabella 6.2 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	<i>181</i>
<i>in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di vetro</i>	<i>181</i>
<i>Tabella 6.3 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	<i>184</i>
<i>in muratura rinforzati con connettori in fibra di carbonio.....</i>	<i>184</i>
<i>Tabella 6.4 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	<i>187</i>
<i>in muratura rinforzati con connettori in fibra di vetro.....</i>	<i>187</i>
<i>Tabella 6.5 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura</i>	<i>190</i>
<i>con connettori in fibra di carbonio.....</i>	<i>190</i>
<i>Tabella 6.6 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura</i>	<i>191</i>
<i>con connettori in fibra di vetro</i>	<i>191</i>
<i>Tabella 6.7 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	<i>194</i>
<i>in calcestruzzo rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio</i>	<i>194</i>
<i>Tabella 6.8 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	<i>197</i>
<i>in calcestruzzo rinforzati con fiocchi in fibra di vetro.....</i>	<i>197</i>
<i>Tabella 6.9 – Dati relativi alla rottura di provini in calcestruzzo.....</i>	<i>202</i>
<i>con fiocchi in fibra di carbonio</i>	<i>202</i>
<i>Tabella 6.10 – Dati relativi alla rottura di provini in calcestruzzo.....</i>	<i>203</i>

<i>con fiocchi in fibra di vetro.....</i>	203
<i>Tabella 6.11 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	204
<i>in muratura rinforzati con fiocchi in fibra di carbonio</i>	204
<i>Tabella 6.12 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out su provini.....</i>	207
<i>in muratura rinforzati con fiocchi in fibra di vetro</i>	207
<i>Tabella 6.13 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura</i>	211
<i>con fiocchi in fibra di carbonio</i>	211
<i>Tabella 6.14 – Dati relativi alla rottura di provini in muratura</i>	212
<i>con fiocchi in fibra di vetro.....</i>	212
<i>Tabelle 6.15 e 6.16 – Confronto forze massime raggiunte su provini in cls per connettori in CFRP e GFRP</i>	213
<i>Tabelle 6.17 e 6.18 – Confronto forze massime raggiunte su provini in muratura per connettori in CFRP e GFRP.....</i>	213
<i>Tabelle 6.19 e 6.20 – Confronto forze massime raggiunte su provini in cls per</i>	214
<i>fiocchi in CFRP e GFRP.....</i>	214
<i>Tabelle 6.21 e 6.22 – Confronto forze massime raggiunte su provini in muratura per</i>	214
<i>fiocchi in CFRP e GFRP.....</i>	214
Capitolo 7 - Studio del legame di aderenza tra rinforzo e substrato	
<i>Tabella 7.1 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di carbonio.....</i>	232
<i>da blocchi in calcestruzzo.....</i>	232
<i>Tabella 7.2 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di vetro.....</i>	235
<i>da blocchi in calcestruzzo.....</i>	235
<i>Tabella 7.3 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di carbonio.....</i>	238
<i>da blocchi in muratura.....</i>	238
<i>Tabella 7.4 – Dati relativi alla prova di pull-out dei connettori in fibra di vetro.....</i>	239
<i>da blocchi in muratura.....</i>	239
<i>Tabella 7.5 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out con LVDT su provini.....</i>	247
<i>in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di carbonio.....</i>	247
<i>Tabella 7.6 – Analisi risultati sperimentali delle prove di pull-out con LVDT su provini.....</i>	249
<i>in calcestruzzo rinforzati con connettori in fibra di vetro</i>	249
<i>Tabella 7.7 – Tabella delle geometrie presenti nel modello numerico.....</i>	253
<i>Tabella 7.8– Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l’analisi</i>	254
<i>Tabella 7.9 – Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l’analisi</i>	255
<i>Tabella 7.10 – Tabella delle parti di connettore in CFRP o GFRP</i>	256
<i>modellate durante l’analisi.....</i>	256
<i>Tabella 7.11 – Tabella delle parti di resina epossidica necessaria per l’inghisaggio.....</i>	256
<i>del connettore al supporto</i>	256
<i>Tabella 7.12 – Caratteristiche meccaniche dei connettori in fibra di carbonio</i>	258
<i>SikaWrap® Anchor C e in fibra di vetro SikaWrap® Anchor G.....</i>	258
<i>Tabella 7.13 – Caratteristiche meccaniche dei supporti in calcestruzzo e muratura</i>	258
<i>Tabella 7.14 – Caratteristiche meccaniche dello strato adesivo in resina epossidica.....</i>	258
<i>Sika® AnchorFix® .3+</i>	258
<i>Tabella 7.15 – Modelli creati con il programma Abaqus, Modello 1 e Modello 2</i>	259
<i>Tabella 7.16 – Modelli creati con il programma Abaqus, Modello 3 e Modello 4</i>	260
<i>Tabella 7.17 – Connessioni presenti nel Modello n.1 e n.2.....</i>	260
<i>Tabella 7.18 – Connessioni presenti nel Modello n.3 e n.4.....</i>	261
<i>Tabella 7.19 – Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l’analisi</i>	266
<i>Tabella 7.20 – Tabella delle parti di connettore in acciaio modellate durante l’analisi.....</i>	266
<i>Tabella 7.21 – Tabella delle parti di resina epossidica necessaria per l’inghisaggio del connettore</i>	

<i>al supporto</i>	267
<i>Tabella 7.22 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo inserite nell'analisi numerica</i>	267
<i>Tabella 7.23 – Caratteristiche meccaniche della resina inghisante inserite nell'analisi numerica</i>	268
<i>Tabella 7.24 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio inserite nell'analisi numerica</i>	268
<i>Tabella 7.25 – Tabella delle parti di calcestruzzo modellate durante l'analisi</i>	277
<i>Tabella 7.26 – Tabella delle parti di connettore in CFRP o GFRP modellate durante l'analisi</i>	278
<i>Tabella 7.27 – Tabella delle parti di connettore in CFRP o GFRP modellate durante l'analisi e delle parti di connettore inserite nel supporto in cls</i>	278
<i>Tabella 7.28 – Tabella delle parti di resina epossidica necessaria per l'inghisaggio del connettore al supporto mediante sfocchettatura</i>	279
<i>Tabella 7.29 – Immagine della geometria completa del modello realizzato e confronto con il provino sottoposto a prova di pull-out</i>	279
<i>Tabella 7.30 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	285
<i>Tabella 7.31 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	285
<i>Tabella 7.32 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	286
<i>Tabella 7.33 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	286
<i>Tabella 7.34 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	287
<i>Tabella 7.35 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	287
<i>Tabella 7.36 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	288
<i>Tabella 7.37 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in CFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	288
<i>Tabella 7.38 – Grafico forza-spostamento prove di pull-out con barre in GFRP ottenuto dall'analisi numerica</i>	289
Capitolo 9 - Progetto di rinforzo di un pannello murario con FRP e ancoraggi a fiocco	
<i>Tabella 9.1 – Analisi dei carichi: muratura portante</i>	302
<i>Tabella 9.2 – Analisi dei carichi: muratura non portante</i>	303
<i>Tabella 9.3 – Analisi dei carichi: partizione interna orizzontale</i>	304
<i>Tabella 9.4 – Analisi dei carichi: chiusura orizzontale superiore</i>	305
<i>Tabella 9.5 – Carichi distribuiti gravanti sulla muratura ai vari piani</i>	307
<i>Tabella 9.6 – Analisi delle forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dal sisma</i>	313
<i>Tabella 9.7 – Forze statiche equivalenti amplificate per gli effetti torsionali</i>	314
<i>Tabella 9.8 – Categorie di esposizione del sito</i>	316
<i>Tabella 9.9 – Analisi delle forze orizzontali F_{xi} dovute al vento</i>	317
<i>Tabella 9.10 – Resistenza di progetto alla delaminazione</i>	324
<i>Tabella 9.11- Valori sperimentali di rottura dei campioni in calcestruzzo con connettori in CFRP</i>	325
<i>Tabella 9.12- Valori sperimentali di rottura dei campioni in muratura con connettori in CFRP</i>	325

<i>Tabella 9.13- Valori sperimentali di rottura dei campioni in calcestruzzo con</i>	<i>326</i>
<i>fiocchi in CFRP</i>	<i>326</i>
<i>Tabella 9.14 - Valori sperimentali di rottura dei campioni in muratura con</i>	<i>326</i>
<i>fiocchi in CFRP</i>	<i>326</i>

Indice dei grafici

Capitolo 4 – Caratterizzazione dei materiali

Grafico 4.1 – Grafico sforzo-deformazione del provino 1 corrispondente al tratto di curva in cui è stato calcolato il modulo elastico, curva evidenziata in rosso	119
Grafico 4.2 – Grafico sforzo-deformazione del provino 2 corrispondente al tratto di curva in cui è stato calcolato il modulo elastico, curva evidenziata in rosso	119
Grafico 4.3 – Grafico sforzo-deformazione del provino 3 corrispondente al tratto di curva in cui è stato calcolato il modulo elastico, curva evidenziata in rosso	120
Grafico 4.4 – Grafico sforzo-deformazione corrispondente al terzo ciclo carico-scarico a cui è stato sottoposto il provino 4	120
Grafico 4.5 – Grafico sforzo-deformazione del campione SA1 Sika® Anchorfix®-3+ sottoposto a prova di trazione monoassiale	138
Grafico 4.6 – Grafico sforzo-deformazione del campione SA2 Sika® Anchorfix®-3+ sottoposto a prova di trazione monoassiale	138
Grafico 4.7 – Grafico sforzo-deformazione del campione SA3 Sika® Anchorfix®-3+ sottoposto a prova di trazione monoassiale	139
Grafico 4.8 – Grafico sforzo-deformazione del campione SD1 Sikadur®-52 Injection sottoposto a prova di trazione monoassiale	139
Grafico 4.9 – Grafico sforzo-deformazione del campione SD2 Sikadur®-52 Injection sottoposto a prova di trazione monoassiale	140
Grafico 4.10 – Grafico sforzo-deformazione del campione SD3 Sikadur®-52 Injection sottoposto a prova di trazione monoassiale	140
Grafico 4.11 – Grafico forza-spostamento provino C1, dati trattati	150
Grafico 4.12 – Grafico forza-spostamento provino C2, dati trattati	150
Grafico 4.13 – Grafico forza-spostamento provino C4, dati trattati	151
Grafico 4.14 – Grafico forza-spostamento provino G1, dati trattati	151
Grafico 4.15 – Grafico forza-spostamento provino G2, dati trattati	152
Grafico 4.16 – Grafico forza-spostamento provino G3, dati trattati	152

Capitolo 6 - Descrizione ed analisi delle prove sperimentali

Grafico 6.1 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con connettori in fibra di carbonio	179
Grafico 6.2 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con connettori in fibra di vetro	181
Grafico 6.3 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con connettori in fibra di carbonio	185
Grafico 6.4 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con connettori in fibra di vetro	188
Grafico 6.5 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con ancoraggio a fiocco in fibra di carbonio	195
Grafico 6.6 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con ancoraggio a fiocco in fibra di vetro	198
Grafico 6.7 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con inerti di grosse dimensioni	200
Grafico 6.8 – Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con inerti di piccole dimensioni	201
Grafico 6.9 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con	205

<i>ancoraggio a fiocco in fibra di carbonio</i>	205
<i>Grafico 6.10 – Curva forza-spostamento per provini in muratura con</i>	207
<i>ancoraggio a fiocco in fibra di vetro</i>	207
<i>Grafico 6.11 – Curva forza-spostamento per provini in muratura a 3 corsi</i>	210
<i>(mattoni pieni sabbiati + malta Sika® Muratura) e rinforzo con fiocchi in CFRP</i>	210
<i>Grafico 6.12 – Curva forza-spostamento per provini in muratura a 2 corsi (mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop®-722 Mur) e rinforzo con fiocchi in CFRP</i>	210
<i>Grafico 6.13 – Curva forza-spostamento per provini in muratura a 3 corsi</i>	211
<i>(mattoni pieni non sabbiati + malta Sika Monotop®-722 Mur)</i>	211
<i>e rinforzo con fiocchi in CFRP</i>	211
Capitolo 7 - Studio del legame di aderenza tra rinforzo e substrato	
<i>Grafico 7.1 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CC1</i>	234
<i>Grafico 7.2 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CC2</i>	234
<i>Grafico 7.3 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CC3</i>	235
<i>Grafico 7.4 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CG1</i>	236
<i>Grafico 7.5 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CG2</i>	236
<i>Grafico 7.6 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CG3</i>	237
<i>Grafico 7.7 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MC1</i>	239
<i>Grafico 7.8 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MC2</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.9 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MC3</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.10 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MC4</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.11 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MC6</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.12 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG1</i>	240
<i>Grafico 7.13 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG3</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.14 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG4</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.15 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG5</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.16 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG6</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.17 – Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione MG7</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
<i>Grafico 7.18 - Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con</i>	248
<i>connettori in fibra di carbonio (prova con LVDT)</i>	248
<i>Grafico 7.19 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTC1</i>	248

Grafico 7.20 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTC2	249
Grafico 7.21 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTC3 ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 7.22 - Curva forza-spostamento per provini in calcestruzzo con.....	250
connettori in fibra di vetro (prova con LVDT)	250
Grafico 7.23 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTG1 ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 7.24 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti dal modello sperimentale e da quello analitico relativi al campione CTG2	251
Grafico 7.26 – Grafico sforzo-deformazione ottenuto dalla prova di trazione monoassiale con evidenziato in rosso il tratto nel quale è stato calcolato il modulo elastico.....	273
Grafico 7.27 – Grafico della curva forza-spostamento registrata dalla	275
traversa della macchina di prova a una distanza di 40 [cm] dal punto di innesto della barra nel blocco in cls	275
Grafico 7.28 – Grafico della curva forza-spostamento registrato dal trasduttore	275
Grafico 7.29 – Grafico della curva forza-spostamento ottenuto	276
dall’analisi numerica	276
Capitolo 8 - Confronto tra modello sperimentale, analitico e numerico	
Grafico 8.1 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CC1	290
Grafico 8.2 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CC2	291
Grafico 8.3 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CC3	291
Grafico 8.4 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CG1	292
Grafico 8.5 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CG2.....	292
Grafico 8.6 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CG3.....	293
Grafico 8.7 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MC1	293
Grafico 8.8 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MC2	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.9 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MC3	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.10 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MC4... ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.11 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MC6... ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.12 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG1	294
Grafico 8.13 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG3 ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.14 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG4 ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.15 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG5 ..	Errore. Il segnalibro non è definito.

Grafico 8.16 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG6 ..	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.17 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione MG. Il grafico è stato interrotto ad una forza minore rispetto a quella di rottura	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.18 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale e numerico relativi al campione FC1	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.19 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale e numerico relativi al campione FC2	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.20 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale e numerico relativi al campione FC6	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.21 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale e numerico relativi al campione FG2	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.22 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale e numerico relativi al campione FG3	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.23 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale e numerico relativi al campione FG6	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.18 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CTC1	296
Grafico 8.19 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CTC2.	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.20 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CTG1.	Errore. Il segnalibro non è definito.
Grafico 8.21 - Confronto degli andamenti forza – spostamento provenienti da modello sperimentale, analitico e numerico relativi al campione CTG2	297
Capitolo 9 - Progetto di rinforzo di un pannello murario con FRP e ancoraggi a fiocco	
Grafico 9.1 – Spettro di risposta di progetto	311
Grafico 9.2 – Grafico che riporta il variare del valore del moltiplicatore di collasso al variare della quota z.....	320

Appendice A

Costruzioni

Scheda Tecnica
Edizione 12.02.10

Sika®Anchorfix®-3+

Sika® AnchorFix® -3+

Resina epossidica ad alte prestazioni per ancoraggi chimici

Indicazioni generali

Descrizione Sika® AnchorFix®-3+ è un sistema per il fissaggio di barre, a base di resina epossidica bicomponente in cartuccia, senza solventi e ad alte prestazioni meccaniche.

Campi di impiego Sika® AnchorFix®-3+ si utilizza per il fissaggio di ancoraggi non espandenti nei seguenti campi:

Strutture:

- Ancoraggio di barre e tirafondi in nuove strutture e ristrutturazioni
- Barre filettate
- Bulloni e sistemi di fissaggio e rinforzo

Installazione di apparecchiature elettriche e meccaniche (riscaldamento, ventilazione, sanitari, ecc.)

- Ancoraggio di supporti per la canalizzazione e attrezzature

Metalli, carpenteria:

- Fissaggio di ringhiere, balaustre e supporti
- Fissaggio di parapetti
- Fissaggio di telai per porte e finestre

Sui seguenti sottofondi:

- Calcestruzzo
- Pietra naturale e ricostituita
- Roccia solida
- Mattoni pieni o forati
- Acciaio
- Legno.

Vantaggi

Sika® AnchorFix®-3+ offre i seguenti vantaggi :

- lungo open time (tempo disponibile per l'applicazione)
- applicabile su calcestruzzo umido
- alta capacità portante
- non cola, anche sopratesta
- esente da stirene
- eccellente adesione ai sottofondi
- indurimento senza ritiro
- Applicabile con le normali pistole reperibili in commercio (in cartucce da 250 mL)
- Poco odore
- Poco spreco di materiale

Test

Testato secondo le normative ETAG001 e NF.
Testato secondo le normative EN 1504-6



Dati del prodotto

Colore	Comp. A : bianco Comp. B : grigio Miscela comp. A+B: grigio chiaro
Confezione	Cartuccia 250 mL, scatola da 12 cartucce, bancale da 60 scatole. Cartuccia a doppio corpo da 400 mL, scatola da 12 cartucce, bancale da 50 scatole
Conservazione	12 mesi dalla data di produzione se conservato correttamente nelle confezioni originali non aperte, sigillate e non danneggiate, in luogo fresco e asciutto tra +5°C e +30°C. Tenere lontano dalla luce diretta del sole. Tutte le cartucce di Sika® AnchorFix®-3+ hanno la data di scadenza sull'etichetta.

Dati tecnici

Densità	Comp. A: 1,18 kg/L - Comp. B: 1,71 kg/L - Miscela appena estrusa: ca. 1,45 kg/L		
Tempo di indurimento	Temperatura di applicazione	Open Time T _{gel}	Indurimento T _{cur}
	+5 - +10°C*	ca. 75 min.	ca. 45 h
	+10 -+20°C	ca. 35 min.	ca. 30 h
	+20 -+35°C	ca. 15 min.	ca. 14 h
	> +40°C	ca. 10 min.	ca. 7 h
	*temperatura minima della cartuccia: +5°C		
Tixotropicità	Non cola, anche applicato sopra testa.		
Spessore strato	max. 5 mm		

Proprietà meccaniche e Fisiche

Resistenza a compressione	(secondo ASTM D695-96)			
	indurimento	+5°C	+23°C	+40°C
	16 ore	~11 N/mm ²	~94 N/mm ²	~108 N/mm ²
	1 giorno	~17 N/mm ²	~104 N/mm ²	~115 N/mm ²
	3 giorni	~86 N/mm ²	~112 N/mm ²	~123 N/mm ²
	7 giorni	~89 N/mm ²	~114 N/mm ²	~127 N/mm ²
	tolleranza: ± 5 N/mm ²			

Rapporto di miscelazione 1:1 in volume

Resistenza strappo	<i>Prova di strappo (secondo standard NF P 18-822)</i>	
	Ancoraggio di barre d'armatura:	
	Condizioni:	
	Qualità acciaio:	B500B
	Diametro barre:	12 mm
	Diametro foro	22 mm
	Profondità ancoraggio	120 mm
	Risultato test:	carico massimo > 70 kN*, slittamento <0,6 mm
	*massimo carico della macchina	
	<i>Prova di strappo (secondo standard ETAG 001): non confinato</i>	
	Ancoraggio di barre filettate in piastre:	
	Condizioni:	
	Qualità acciaio:	12.9
	Tipo barre filettate:	M12
	Diametro foro:	14,3 mm
	Profondità ancoraggio:	110 mm
	Risultato test:	carico massimo F _{Rk,log} ^t > 75 kN, rottura del calcestruzzo

Resistenza termica	da -40° a +45° C	+45° C a lungo termine
---------------------------	------------------	------------------------

Dettagli Applicativi

Consumo / Dosaggio consumo di materiale per ciascun ancoraggio, in mL

Dia. bar.	Dia. foro	profondità della penetrazione mm																	
mm	mm	80	90	110	120	130	140	160	170	180	200	210	220	240	260	280	300	350	400
8	10	3	4	4	5	5	5	6	6	7	7	7	8	8	9	9	10	11	12
10	12	4	5	5	6	6	6	7	8	8	8	8	9	10	10	11	12	14	15
12	14	5	6	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	14	16	18
14	18	9	10	11	14	14	15	18	19	20	22	23	24	26	28	30	32	37	42
16	18	9	10	11	13	14	15	17	18	19	21	22	23	26	28	30	32	36	40
16	20	10	12	12	15	16	17	20	21	22	24	25	26	29	31	33	35	40	46
20	24	12	13	14	15	16	18	22	24	26	28	30	32	36	38	42	48	58	66
20	25	18	19	21	23	24	26	30	31	32	36	38	40	44	46	50	54	64	72
24	26	24	25	28	30	33	35	40	43	45	50	55	58	60	65	70	75	100	125

Le quantità di riempimento indicate sono calcolate senza sfrido. Sfrido 10-50%.

Qualità del sottofondo Malta e calcestruzzo devono essere maturati a 28 gg. La resistenza del sottofondo (calcestruzzo, muratura, pietra naturale) deve essere verificata. Prove a strappo devono essere eseguite se la resistenza del sottofondo non è conosciuta. il foro di ancoraggio deve sempre essere pulito, asciutto e privo di oli e grassi. Parti non ben aderenti devono essere rimosse dai fori. Le barre filettate e d'armatura devono essere completamente pulite da olio, grasso o qualsiasi altra sostanza o sporco.

Condizioni di applicazione / Limiti

Temperatura del sottofondo min. 0°C, max +40°C

Temperatura Ambiente min. 0°C, max +40°C

Temperatura del Prodotto min. 0°C, max +40°C

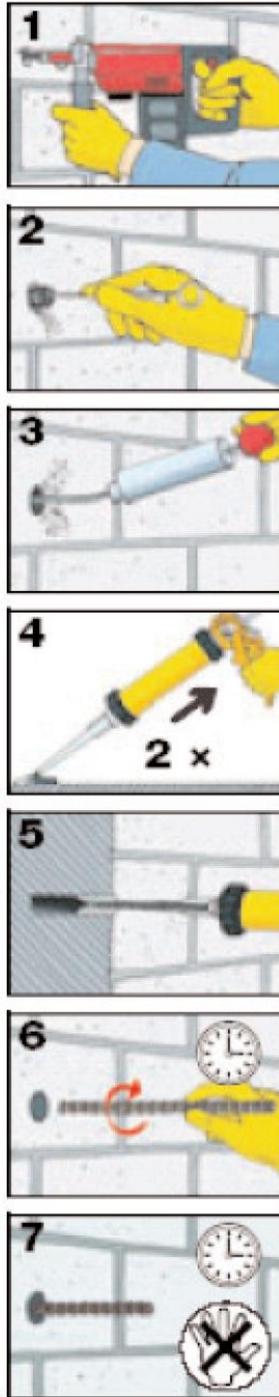
Punto di Rugiada La temperatura del sottofondo durante l'applicazione deve essere almeno 3° C sopra al punto di rugiada per evitare condensa.

Istruzioni per l'Applicazione

Rapporto di miscelazione Comp. A : Comp.B = 1 : 1 in volume

Attrezzatura per la miscelazione *Preparazione della cartuccia:*
Svitare e rimuovere il tappo esterno
Rimuovere il cappuccio interno
Avvitare il miscelatore statico
Posizionare la cartuccia nella pistola e iniziare l'applicazione
In caso di interruzione del lavoro, il miscelatore statico può rimanere nella cartuccia dopo che la pressione nella pistola sia stata rilasciata. Se quando il lavoro viene ripreso la resina è indurita nel miscelatore, esso va sostituito.

Metodo di applicazione/ attrezzatura *Realizzazione di un ancoraggio in supporti pieni*
Praticare il foro con un trapano elettrico don il diametro e la profondità richiesti. Il foro deve essere secondo le dimensioni dell'ancoraggio.
Il foro deve essere pulito con pistola di soffiaggio o aria compressa, partendo dal fondo (almeno due volte).
Usare compressori privi di olio.
Il foro deve essere poi pulito completamente con uno speciale scovolino di acciaio (pulire almeno due volte). Il diametro dello scovolino deve essere superiore a quello del foro.
Il foro deve essere ancora completamente pulito con pistola di soffiaggio o aria compressa, partendo dal fondo del foro (almeno due volte ancora).



Usare compressori privi di olio.

Il foro deve essere pulito ancora con lo scovolino di diametro superiore a quello del foro (pulire almeno due volte).

Il foro deve essere infine ancora pulito con pistola di soffiaggio o aria compressa, partendo dal fondo del foro (almeno due volte ancora).

Usare compressori privi di olio.

Pompate con la pistola circa due volte finché dal miscelatore esce una miscela uniforme delle due parti. Pulire il foro d'uscita dei due componenti con un panno asciutto e montare il beccuccio miscelatore. Tale beccuccio è di plastica trasparente e nel suo interno ha una vite a spirale che miscela i due componenti, lunga a sufficienza (23 cm) per ottenere una omogeneizzazione totale.

Iniettare l'adesivo nella parte più profonda del foro, partendo dal fondo e poi arretrando lentamente il miscelatore. In ogni caso evitare l'intrappolamento di aria. Per fori profondi si può usare un'apposito tubo prolunga.

Inserire l'ancoraggio con un movimento rotatorio nel foro. Una piccola parte dell'adesivo deve fuoriuscire.

Importante: l'ancoraggio deve essere inserito entro l'open time.

Durante l'indurimento della resina l'ancoraggio non può essere mosso né caricato. Lavare immediatamente le attrezzature con Sika Colma Reiniger.

Lavare mani e pelle completamente con acqua calda e sapone.

Se non si utilizza tutto il contenuto del kit, è possibile smontare il beccuccio e chiudere il foro d'uscita con il tappo che inizialmente chiudeva la confezione, e che deve essere conservato per questo uso.

Dopo l'indurimento della resina il miscelatore non può essere riutilizzato.

In caso di fermo momentaneo durante l'applicazione il miscelatore può rimanere montato sulla cartuccia. Riprendendo l'estrusione, se la resina è polimerizzata nel miscelatore, si deve procedere alla sostituzione del beccuccio.

Realizzazione di un ancoraggio in blocchi vuoti

Nel caso in cui l'ancoraggio si realizzi su un substrato vuoto, introdurre una bussola retinata delle dimensioni adatte al caso.

Introdurre il beccuccio sino in fondo alla perforazione. Iniettare la resina nel foro fino a 2/3 della cavità, partendo dal fondo e arretrando progressivamente.

Inserire l'elemento da ancorare imprimendo un leggero moto rotatorio. Se necessario mantenere l'elemento in posizione corretta con mezzi di sostegno adeguati. La messa in opera e l'aggiustamento del prodotto sono possibili solo prima dell'inizio dell'indurimento del prodotto.

Questo intervallo di tempo dipende dalla temperatura e dalla quantità del prodotto estruso (vedere tabella indurimento nei dati tecnici).

Per questo tipo di ancoraggi l'uso della bussola retinata è necessario.

Pulizia degli attrezzi

Pulire tutta l'attrezzatura con Sika® Colma Reiniger. Una volta polimerizzato Sika® AnchorFix®-3 può essere rimosso solo con mezzi meccanici.

Norme di sicurezza

Precauzioni

Per informazioni e consigli sulle norme di sicurezza e per l'utilizzo e conservazione di prodotti chimici, l'utilizzatore deve far riferimento alla più recente Scheda di Sicurezza, contenente i dati fisici, tossicologici ed altri dati relativi in tema di sicurezza.

Ecologia

Non disperdere nell'ambiente il prodotto e i contenitori vuoti. Consultare la più recente Scheda di Sicurezza per ulteriori informazioni.

CE

0921 2)	
1001 Sika Schweiz AG Tueffenwies 16 CH-8048 Zuerich	
08 1)	
0921-CPD-2056 3)	
EN 1504-6 4)	
Prodotto d'ancoraggio	
Spostamento in prova di resistenza a strappo (al carico di 75 kN)	calcestruzzo asciutto ≤ 0,6mm calcestruzzo bagnato ≤ 0,6 mm
Temperatura di transizione vetrosa	≥ 45°C
Ritiro a trazione a carico continuo di 50 kN per 3 mesi	≤ 0,6 mm
Reazione al fuoco	Euroclasse E
Sostanze pericolose (in accordo a 5.3)	assenti

- 1) Ultime due cifre dell'anno in cui il prodotto fu affisso
- 2) Numero di identificazione dell'ente notificato
- 3) Numero del certificato EC (o CE)
- 4) Numero della norma europea

Note legali

I consigli tecnici relativi all'impiego, che noi forniamo verbalmente o per iscritto come assistenza al cliente o all'applicatore in base alle nostre esperienze, corrispondenti allo stato attuale delle conoscenze scientifiche e pratiche, non sono impegnativi e non dimostrano alcuna relazione legale contrattuale né obbligo accessorio col contratto di compravendita. Essi non dispensano l'acquirente dalla propria responsabilità di provare personalmente i nostri prodotti per quanto concerne la loro idoneità relativamente all'uso previsto. Per il resto sono valide le nostre condizioni commerciali. Il contenuto della presente scheda si ritiene vincolante per quanto sopra ai fini della veridicità del contenuto, solo se corredata di apposito timbro e di controfirma apposti presso la ns. sede e da personale delegato a quanto sopra. Diformità dall'originale predetto per contenuto e/o utilizzo non implicherà alcuna responsabilità da parte della società Sika. Il cliente è inoltre tenuto a verificare che la presente scheda E GLI EVENTUALI VALORI RIPORTATI siano validi per la partita di prodotto di suo interesse e non siano superati in quanto sostituiti da edizioni successive E/O NUOVE FORMULAZIONI DEL PRODOTTO. Nel dubbio, contattare preventivamente il nostro Ufficio Tecnico.



Sika Italia S.p.A.
Via L. Einaudi 6 - 20068 Peschiera Borromeo (MI)
Tel. +39 02 54778.111 - Fax +39 02 54778.119
Stabilimento di Como:
Via G. Garrè 9 - 22100 Como (CO)
www.sika.it - info@sika.it

Sede Certificata: Stabilimento di Como
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV = UNI EN ISO 9001:2008 =
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE AMBIENTALE CERTIFICATO DA DNV = UNI EN ISO 14001:2004 =

Appendice B

Costruzioni

Scheda Tecnica
Edizione 14.05.07

Sikadur®-52 Injection N e LP

Sikadur®-52 Injection, tipo N e LP

Resina epossidica a bassa viscosità per iniezioni

Indicazioni generali

Descrizione Resina per iniezioni a 2 componenti, esente da solventi, liquida e a bassa viscosità, a base di resine epossidiche altamente resistenti.

Tipo N (pot life normale): utilizzato con temperature del substrato tra i +5°C e i +30°C.

Tipo LP (pot life lungo): utilizzato con temperature del substrato tra i +25°C e i +40°C.

Campi di impiego

Come resina per iniezioni, con ottima adesione su calcestruzzo, malta, pietra, acciaio, legno. Sikadur®-52 Injection tipo N e LP sono utilizzati per riempire vuoti e fessure in strutture di ingegneria civile, industriale e residenziale come:

- Ponti, gallerie, bacini di contenimento;
- Pilastrini e pali, travi, traverse e muri;
- Piastre per pavimenti e soffitti.

La resina, inoltre, forma un'effettiva barriera nei confronti delle infiltrazioni dell'acqua e delle sostanze che favoriscono la corrosione delle parti metalliche, oltre a legare strutturalmente le sezioni di calcestruzzo.

Vantaggi

- Non contiene solventi
- Applicabile su substrati umidi e asciutti
- Applicabile anche a basse temperature
- Due tipologie per le diverse condizioni climatiche di applicazione (tipo N e LP)
- Indurimento senza ritiro
- Possiede forti resistenze meccaniche
- Duro, ma non fragile
- Bassa viscosità
- Iniettabile con pompe per monocomponenti

Caratteristiche tecniche

Colore miscela: giallo-bruno; comp. A. trasparente; comp. B: bruno

Confezioni conf. da 1 kg (A+B); in scatole da 10 confezioni.

Conservazione negli imballi originali non aperti e all'asciutto, a temperature di stoccaggio tra +5°C e +30°C: 24 mesi dalla data di produzione



Dati tecnici

Base chimica	resina epossidica bicomponente modificata, senza solventi		
Densità (a 20°C)	comp. A	1,1 kg/dm ³	
	comp. B	1,0 kg/dm ³	
	comp. A+B (miscelati 2:1)	1,1 kg/dm ³	
Viscosità	Temperatura	Tipo N*	Tipo LP*
	+ 10° C	≈ 1200 mPa · S	–
	+ 20° C	≈ 430 mPa · S	≈ 330 mPa · S
	+ 30 °C	≈ 220 mPa · S	≈ 150 mPa · S
	+ 40 °C	–	≈ 95 mPa · S
* rapporto di miscelazione A:B = 2:1			
Coefficiente di espansione termica	secondo EN ISO 1770: Tipo N: 89 x 10 ⁻⁶ per °C (-20°C fino a +40°C) Tipo LP: 94 x 10 ⁻⁶ per °C (-20°C fino a +40°C)		
Resistenza meccanica a compressione	secondo ASTM D695-96: Tipo N: 52 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C) Tipo LP: 34 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)		
Resistenza meccanica a flessione	secondo DIN 53452: Tipo N: 61 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C) Tipo LP: 41 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)		
Resistenza a trazione	secondo ISO 527: Tipo N: 37 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C) Tipo LP: 24 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)		
Adesione al calcestruzzo	> 4 N/mm ² (rottura del calcestruzzo) (dopo 7 gg, T=23°C)		
Modulo elastico	secondo DIN 53452: Tipo N: 1800 N/mm ² (dopo 7 gg, T=23°C) Tipo LP: 1100 N/mm ² (dopo 7 gg, T=30°C)		
Consumo - resa	1 kg di Sikadur®-52 Injection tipo N o LP rende circa un litro di resina per iniezione		
Temperatura del substrato	Tipo N: +5°C min / +30°C max Tipo LP: +25°C min / +40°C max		
Umidità del substrato	asciutto o umido (assenza di acqua stagnante)		
Pot Life (max open time)	Temperatura	Tipo N*	Tipo LP*
	+ 5° C	≈ 120 min	–
	+ 10° C	≈ 80 min	–
	+ 20° C	≈ 25 min	≈ 70 min
	+ 30 °C	≈ 10 min	≈ 30 min
	+ 40 °C	–	≈ 10 min
* 1 kg di resina			

Condizioni di applicazione

Rapporto di miscelazione Tipo N e Tipo LP: A:B = 2:1 (in peso ed in volume)

Tempo di miscelazione Aggiungere il componente B al componente A. Miscelare con un mixer elettrico a bassa velocità (max. 250 250 giri/min.) per almeno tre minuti, evitando di inglobare aria.

Modalità di impiego *Preparazione del substrato*
Pulito e sano, esente da grasso ed olio, da vecchie pitture e da trattamenti superficiali.

Pretrattamento per una buona adesione
Calcestruzzo, malta, pietra: sabbiare, lavare ad alta pressione, smerigliare, scalpellare. Soffiare con aria compressa le fessure per rimuovere i residui di polvere.

Fessure in superfici orizzontali
Saturare più volte utilizzando un pennello o colando direttamente per gravità Sikadur®-52 Injection tipo N o LP tra due cordoli di contenimento realizzati, ad esempio, con i sigillanti Sikaflex®. Fessure passanti in solette devono essere preventivamente sigillate all'intradosso con malte epossidiche Sikadur® o malte cementizie Sika.

Fessure in superfici verticali
Una volta miscelato, Sikadur®-52 Injection tipo N o LP può essere iniettato a pressione nelle fessure utilizzando una pompa per monocomponenti, come ad esempio l'Aliva AL-1200, AL-1250 o pompe simili. Posizionare i tubicini di ingresso della resina lungo la fessura ad una distanza di circa 25 cm l'uno dall'altro utilizzando lo stucco epossidico Sikadur®-31; sigillare esternamente la fessura con Sikadur®-31 per evitare la fuoriuscita della resina liquida durante l'iniezione. Iniettare dal basso verso l'alto; non appena la resina fuoriesce dal tubo superiore, continuare l'iniezione da quest'ultimo, dopo aver sigillato quello inferiore. Terminato il processo di polimerizzazione, i tubi d'ingresso della resina e la sigillatura superficiale possono essere rimossi.

Pulizia degli attrezzi
Pulire subito gli attrezzi da lavoro con Colma Pulitore. Lavare le mani ed altre parti cutanee a fondo con acqua calda e sapone. Il materiale indurito può essere asportato solo meccanicamente.

Avvertenze Larghezza massima delle fessure da iniettare: 5 mm
Non utilizzare il prodotto per iniettare in presenza di acqua
Tutti i dati contenuti in questa scheda tecnica sono ricavati da test in laboratorio: alcuni valori possono subire variazioni non dipendenti dal nostro controllo.

Norme di sicurezza
Precauzioni Per informazioni e consigli sulle norme di sicurezza e per l'utilizzo e conservazione di prodotti chimici, l'utilizzatore deve far riferimento alla più recente Scheda di Sicurezza, contenente i dati fisici, tossicologici ed altri dati relativi in tema di sicurezza.

Ecologia Non disperdere nell'ambiente il prodotto e i contenitori vuoti. Consultare la più recente Scheda di Sicurezza per ulteriori informazioni.

Note legali I consigli tecnici relativi all'impiego, che noi forniamo verbalmente o per iscritto come assistenza al cliente o all'applicatore in base alle nostre esperienze, corrispondenti allo stato attuale delle conoscenze scientifiche e pratiche, non sono impegnativi e non dimostrano alcuna relazione legale contrattuale né obbligo accessorio col contratto di compravendita. Essi non dispensano l'acquirente dalla propria responsabilità di provare personalmente i nostri prodotti per quanto concerne la loro idoneità relativamente all'uso previsto. Per il resto sono valide le nostre condizioni commerciali. Il contenuto della presente scheda si ritiene vincolante per quanto sopra ai fini della veridicità del contenuto, solo se corredata di apposito timbro e di controfirma apposti presso la ns. sede e da personale delegato a quanto sopra. Difformità dall'originale predetto per contenuto e/o utilizzo non implicherà alcuna responsabilità da parte della società Sika. Il cliente è inoltre tenuto a verificare che la presente scheda E GLI EVENTUALI VALORI RIPORTATI siano validi per la partita di prodotto di suo interesse e non siano superati in quanto sostituiti da edizioni successive E/O NUOVE FORMULAZIONI DEL PRODOTTO. Nel dubbio, contattare preventivamente il nostro Ufficio Tecnico.



Sika Italia S.p.A
Via L. Einaudi 6 - 20068 Peschiera Borromeo (MI)
Tel. +39 02 54778.111 - Fax +39 02 54778.119
Stabilimento di Como:
Via G. Garè 9 - 22100 Como (CO)
www.sika.it - info@sika.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV = **UNI EN ISO 9001:2008** =
Sede Certificata: Stabilimento di Como AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE AMBIENTALE CERTIFICATO DA DNV = **UNI EN ISO 14001:2004** =

Appendice C

Costruzioni

Scheda Tecnica

Edizione 17.01.12

SikaWrap® Anchor C

SikaWrap® Anchor C

Corda in fibra di carbonio per la connessione strutturale e l'ancoraggio di tessuti CFRP

Indicazioni generali

Descrizione SikaWrap® Anchor C è una corda monodirezionale in fibre di carbonio utile al collegamento strutturale e all'ancoraggio di tessuti e lamine in CFRP nel rinforzo armato di murature o calcestruzzo.

Campi di impiego

- ancoraggio e connessione di tessuti e lamine in CFRP;
- esecuzione ancoraggi passanti in murature in calcestruzzo o mattoni, per il collegamento di lamine e tessuti in CFRP.

Vantaggi

- fibre in carbonio: non soggette a fenomeni di corrosione;
- estremamente leggero e maneggevole per la messa in opera;
- elevata durabilità;
- elevata resistenza chimica;
- non richiede sistemi di fissaggio meccanico temporaneo per la messa in opera.

Caratteristiche

Aspetto / Colore Corda unidirezionale in fibre di carbonio / nero

Confezioni Scatole da 10 m

Base chimica fibra in carbonio ad alta resistenza

Conservazione 24 mesi dalla data di produzione.

Dati tecnici

Diametro del connettore impregnato 10 mm

Densità 1,82 g/cm³

Tensione a rottura delle fibre 4800 MPa

Modulo E delle fibre 240 GPa

Deformazione a rottura delle fibre 2,0 %

Sezione di fibra resistente 27,3 mm²

Tensione di rottura a trazione delle fibre nel connettore impregnato 1900 MPa



Dettagli di applicazione

Consumo secondo progetto

Qualità del substrato Il substrato deve essere strutturalmente solido ed esente da polvere, sporcizia, materiali in distacco, contaminanti quali olio, grasso ed efflorescenze. SikaWrap® Anchor C può essere impiegato in diversi materiali, quali calcestruzzo, muratura in laterizio pieno, muratura mista ecc.

Preparazione del substrato

In un progetto di ancoraggio con SikaWrap® Anchor C, preventivamente all'utilizzo di materiali in fibra di carbonio, si deve valutare lo stato di conservazione della muratura da rinforzare. Se necessario, procedere al risanamento superficiale o in profondità dell'elemento, al fine di offrire un supporto idoneo all'ancoraggio del CFRP mediante resine epossidiche. A tale scopo utilizzare i cicli di riparazione completi Sika® MonoTop® per murature o calcestruzzo, riferendosi alle relative schede tecniche per la preparazione dei supporti, per la miscelazione e l'utilizzo dei prodotti. SikaWrap® Anchor C deve essere successivamente messo in opera mediante perforazione del supporto, avente diametro almeno di 16 mm nei fori ciechi e 14 mm sui fori passanti e profondità da calcolare in base allo specifico progetto di rinforzo. A tale scopo adottare metodi di perforazione a secco, avendo cura di smussare e arrotondare lo spigolo retto della perforazione in superficie, per evitare di sottoporre a lacerazione la fibra di SikaWrap® Anchor C; tale smusso può essere effettuato con lo stesso strumento usato per eseguire il foro e con la stessa punta. Successivamente rimuovere la polvere e le piccole parti in distacco formatesi durante la perforazione: eseguire con una soffiatura con aria compressa esente da residui oleosi o usando appositi scovolini per pulizia.

Condizioni di applicazione

Temperatura del substrato min. + 8°C; max. + 35°C (resina epossidica)

Temperatura ambientale min. + 8°C; max. + 35°C (resina epossidica)

Istruzioni di applicazione

Preparazione dell'ancoraggio Procurarsi fascette da elettricista e aste metalliche appuntite da usare come anima (ad es. ferri da maglia). Tagliare l'ancoraggio affinché abbia la lunghezza calcolata, costituita dalla parte inghisata nella muratura più l'eccesso di fibra da aprire a ventaglio sulla superficie esterna.

Applicazione dell'ancoraggio *Procedura di applicazione SikaWrap® Anchor C su fori ciechi*
Spostare la garza in modo da poter tenere le fibre tutte unite da un'estremità. Sfilare tale garza. Mantenendo le fibre tutte unite da un'estremità aprirle a ventaglio. Su un piano rigido disporre un foglio di polietilene. Disporvi un velo di resina Sikadur®-300 o Sikadur®-52. Impregnare le fibre e rimuovere con cura la resina in eccesso. Ridare una forma a sezione circolare al connettore impregnato e fissare con cura l'estremità impregnata del connettore con una fascetta in plastica; rimuovere la parte di fascetta in eccesso. Inserire l'anima metallica dall'estremità asciutta, sempre mantenendo unite le fibre. Completare l'inserimento dell'anima metallica fino ad incastrare la punta nella fascetta in plastica. Estrudere il Sika® Anchorfix®-3+ con l'apposita pistola che miscela i due componenti per riempire il foro (vedere scheda tecnica per le modalità applicative). Inserire il connettore nel foro, avendo cura di spingere con decisione ma lentamente il connettore impregnato, tenendo le fibre in leggera trazione con la mano rimasta libera. Completare l'inserimento fino al fondo del foro facendo fuoriuscire il Sika Anchorfix® 3+ in eccesso. Sfilare l'anima metallica avendo cura di non sfilare il connettore inserito. Disporre le fibre rimaste all'esterno del foro (nelle direzioni desiderate) per distribuire lo sforzo. Impregnare la parte terminale sfocchettata con il Sikadur®-330 utilizzato per l'impregnazione dei tessuti.

Procedura di applicazione SikaWrap® Anchor C su fori passanti

Procedere come descritto per fori ciechi fino ad aver inserito l'anima metallica nell'ancoraggio.

Inserire il connettore nel foro facendo fuoriuscire l'ancoraggio dall'altra parte del foro per la lunghezza desiderata.

Sfilare l'anima metallica avendo cura di non sfilare il connettore inserito.

Rimuovere la fascetta.

Estrudere il Sika® Anchorfix®-3+ con l'apposita pistola che miscela i due componenti per riempire il foro (vedere scheda tecnica per le modalità applicative).

Disporre le fibre rimaste all'esterno del foro da entrambe le parti (nelle direzioni desiderate) per distribuire lo sforzo.

Impregnare la parte terminale sfiochettata con il Sikadur®-330 utilizzato per l'impregnazione dei tessuti.

Pulizia degli attrezzi Pulire tutti gli strumenti e l'equipaggiamento con Sika® Colma Reineger immediatamente dopo l'uso.

Note sull'applicazione

- Il sistema deve essere protetto dall'irraggiamento solare diretto;
- Il sistema deve essere protetto dall'azione del calore, superiore a 50-60°C, mediante idonei sistemi di protezione;
- La fibra di carbonio può generare correnti galvaniche se collegata ad elementi metallici: in caso di ancoraggio su armature metalliche, adottare una sufficiente quantità di resina (elettricamente isolante) o opportuni sistemi di isolamento;
- Evitare di storcere inutilmente le fibre in carbonio;

Informazioni per la salute e la sicurezza

Precauzioni Per informazioni e consigli sulle norme di sicurezza e per l'utilizzo e conservazione di prodotti chimici, l'utilizzatore deve far riferimento alla più recente Scheda di Sicurezza, contenente i dati fisici, tossicologici ed altri dati relativi in tema di sicurezza.

Ecologia Non disperdere nell'ambiente il prodotto e i contenitori vuoti. Consultare la più recente Scheda di Sicurezza per ulteriori informazioni.

Note legali I consigli tecnici relativi all'impiego, che noi forniamo verbalmente o per iscritto come assistenza al cliente o all'applicatore in base alle nostre esperienze, corrispondenti allo stato attuale delle conoscenze scientifiche e pratiche, non sono impegnativi e non dimostrano alcuna relazione legale contrattuale né obbligo accessorio col contratto di compravendita. Essi non dispensano l'acquirente dalla propria responsabilità di provare personalmente i nostri prodotti per quanto concerne la loro idoneità relativamente all'uso previsto. Per il resto sono valide le nostre condizioni commerciali. Il contenuto della presente scheda si ritiene vincolante per quanto sopra ai fini della veridicità del contenuto, solo se corredata di apposito timbro e di controfirma apposti presso la ns. sede e da personale delegato a quanto sopra. Diffonibilità dall'originale predetto per contenuto e/o utilizzo non implicherà alcuna responsabilità da parte della società Sika. Il cliente è inoltre tenuto a verificare che la presente scheda E GLI EVENTUALI VALORI RIPORTATI siano validi per la partita di prodotto di suo interesse e non siano superati in quanto sostituiti da edizioni successive E/O NUOVE FORMULAZIONI DEL PRODOTTO. Nel dubbio, contattare preventivamente il nostro Ufficio Tecnico.



Sika Italia S.p.A.
Via L. Einaudi 6 - 20068 Peschiera Borromeo (MI)
Tel. +39 02 54778.111 - Fax +39 02 54778.119
Stabilimento di Como:
Via G. Garrè 9 - 22100 Como (CO)
www.sika.it - info@sika.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV
= UNI EN ISO 9001:2008 =

Sede Certificata: Stabilimento di Como
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
AMBIENTALE CERTIFICATO DA DNV
= UNI EN ISO 14001:2004 =

Appendice D

Costruzioni

Scheda Tecnica
Edizione 02.04.12

SikaWrap® Anchor G

SikaWrap® Anchor G

Corda unidirezionale in fibra di vetro per la connessione strutturale e l'ancoraggio nel rinforzo armato di murature in laterizio e pietra

Indicazioni generali

Descrizione SikaWrap® Anchor G è una corda monodirezionale in fibre di vetro utile al collegamento strutturale e all'ancoraggio nel rinforzo armato di murature o pietra.

Campi di impiego

- ancoraggio e connessione di sistemi di rinforzo;
- esecuzione ancoraggi passanti in murature in mattoni o pietra

Vantaggi

- fibre in vetro: non soggette a fenomeni di corrosione;
- estremamente leggero e maneggevole per la messa in opera;
- elevata durabilità;
- elevata resistenza chimica;
- non richiede sistemi di fissaggio meccanico temporaneo per la messa in opera.

Caratteristiche

Aspetto / Colore Corda unidirezionale in fibre di vetro / bianco

Confezioni Scatole da 10 m

Base chimica fibra in vetro tipo E

Conservazione 24 mesi dalla data di produzione.

Dati tecnici

Diametro del connettore impregnato 10 mm

Densità 2,6 g/cm³

Tensione a rottura delle fibre 2500 MPa

Modulo E delle fibre 70 GPa

Deformazione a rottura delle fibre > 4 %

Sezione di fibra resistente 25,9 mm²

Tensione di rottura a trazione delle fibre nel connettore impregnato 1600 MPa



Dettagli di applicazione

Consumo secondo progetto

Qualità del substrato Il substrato deve essere strutturalmente solido ed esente da polvere, sporcizia, materiali in distacco, contaminanti quali olio, grasso ed efflorescenze. SikaWrap® Anchor G può essere impiegato in diversi materiali, quali muratura in laterizio pieno, muratura mista, pietra, ecc.

Preparazione del substrato

In un progetto di ancoraggio con SikaWrap® Anchor G, preventivamente all'utilizzo di materiali in fibra di vetro, si deve valutare lo stato di conservazione della muratura da rinforzare. Se necessario, procedere al risanamento superficiale o in profondità dell'elemento, al fine di offrire un supporto idoneo all'ancoraggio del CFRP mediante resine epossidiche. A tale scopo utilizzare i cicli di riparazione completi Sika® MonoTop® per murature, riferendosi alle relative schede tecniche per la preparazione dei supporti, per la miscelazione e l'utilizzo dei prodotti.

SikaWrap® Anchor G deve essere successivamente messo in opera mediante perforazione del supporto, avente diametro almeno di 16 mm nei fori ciechi e 14 mm sui fori passanti e profondità da calcolare in base allo specifico progetto di rinforzo. A tale scopo adottare metodi di perforazione a secco, avendo cura di smussare e arrotondare lo spigolo retto della perforazione in superficie, per evitare di sottoporre a lacerazione la fibra di SikaWrap® Anchor G; tale smusso può essere effettuato con lo stesso strumento usato per eseguire il foro e con la stessa punta. Successivamente rimuovere la polvere e le piccole parti in distacco formatesi durante la perforazione: eseguire con una soffiatura con aria compressa esente da residui oleosi o usando appositi scovolini per pulizia.

Condizioni di applicazione

Temperatura del substrato min. + 8°C; max. + 35°C (resina epossidica)

Temperatura ambientale min. + 8°C; max. + 35°C (resina epossidica)

Istruzioni di applicazione

Preparazione dell'ancoraggio Procurarsi fascette da elettricista e aste metalliche appuntite da usare come anima (ad es. ferri da maglia). Tagliare l'ancoraggio affinché abbia la lunghezza calcolata, costituita dalla parte inghisata nella muratura più l'eccesso di fibra da aprire a ventaglio sulla superficie esterna.

Applicazione dell'ancoraggio

Procedura di applicazione SikaWrap® Anchor G su fori ciechi
Spostare la garza in modo da poter tenere le fibre tutte unite da un'estremità. Sfilare tale garza. Mantenendo le fibre tutte unite da un'estremità aprirle a ventaglio. Su un piano rigido disporre un foglio di polietilene. Disporvi un velo di resina Sikadur®-300 o Sikadur®-52. Impregnare le fibre e rimuovere con cura la resina in eccesso. Ridare una forma a sezione circolare al connettore impregnato e fissare con cura l'estremità impregnata del connettore con una fascetta in plastica; rimuovere la parte di fascetta in eccesso. Inserire l'anima metallica dall'estremità asciutta, sempre mantenendo unite le fibre. Completare l'inserimento dell'anima metallica fino ad incastrarne la punta nella fascetta in plastica. Estrudere il Sika® Anchorfix®-3+ con l'apposita pistola che miscela i due componenti per riempire il foro (vedere scheda tecnica per le modalità applicative). Inserire il connettore nel foro, avendo cura di spingere con decisione ma lentamente il connettore impregnato, tenendo le fibre in leggera trazione con la mano rimasta libera. Completare l'inserimento fino al fondo del foro facendo fuoriuscire il Sika Anchorfix® 3+ in eccesso. Sfilare l'anima metallica avendo cura di non sfilare il connettore inserito. Disporre le fibre rimaste all'esterno del foro (nelle direzioni desiderate) per distribuire lo sforzo. Impregnare la parte terminale sfocchettata con il Sikadur®-330 utilizzato per l'impregnazione dei tessuti.

Procedura di applicazione SikaWrap® Anchor G su fori passanti

Procedere come descritto per fori ciechi fino ad aver inserito l'anima metallica nell'ancoraggio.

Inserire il connettore nel foro facendo fuoriuscire l'ancoraggio dall'altra parte del foro per la lunghezza desiderata.

Sfilare l'anima metallica avendo cura di non sfilare il connettore inserito.

Rimuovere la fascetta.

Estrudere il Sika® Anchorfix®-3+ con l'apposita pistola che miscela i due componenti per riempire il foro (vedere scheda tecnica per le modalità applicative).

Disporre le fibre rimaste all'esterno del foro da entrambe le parti (nelle direzioni desiderate) per distribuire lo sforzo.

Impregnare la parte terminale sfiochettata con il Sikadur®-330 utilizzato per l'impregnazione dei tessuti.

Pulizia degli attrezzi Pulire tutti gli strumenti e l'equipaggiamento con Sika® Colma Reineger immediatamente dopo l'uso.

Note sull'applicazione

- Il sistema deve essere protetto dall'irraggiamento solare diretto;
- Il sistema deve essere protetto dall'azione del calore, superiore a 50-60°C, mediante idonei sistemi di protezione;
- La fibra di vetro può generare correnti galvaniche se collegata ad elementi metallici: in caso di ancoraggio su armature metalliche, adottare una sufficiente quantità di resina (elettricamente isolante) o opportuni sistemi di isolamento;
- Evitare di storcere inutilmente le fibre in vetro;

Informazioni per la salute e la sicurezza

Precauzioni Per informazioni e consigli sulle norme di sicurezza e per l'utilizzo e conservazione di prodotti chimici, l'utilizzatore deve far riferimento alla più recente Scheda di Sicurezza, contenente i dati fisici, tossicologici ed altri dati relativi in tema di sicurezza.

Ecologia Non disperdere nell'ambiente il prodotto e i contenitori vuoti. Consultare la più recente Scheda di Sicurezza per ulteriori informazioni.

Note legali I consigli tecnici relativi all'impiego, che noi forniamo verbalmente o per iscritto come assistenza al cliente o all'applicatore in base alle nostre esperienze, corrispondenti allo stato attuale delle conoscenze scientifiche e pratiche, non sono impegnativi e non dimostrano alcuna relazione legale contrattuale né obbligo accessorio col contratto di compravendita. Essi non dispensano l'acquirente dalla propria responsabilità di provare personalmente i nostri prodotti per quanto concerne la loro idoneità relativamente all'uso previsto. Per il resto sono valide le nostre condizioni commerciali. Il contenuto della presente scheda si ritiene vincolante per quanto sopra ai fini della veridicità del contenuto, solo se corredata di apposito timbro e di controfirma apposti presso la ns. sede e da personale delegato a quanto sopra. Diffomità dall'originale predetto per contenuto e/o utilizzo non implicherà alcuna responsabilità da parte della società Sika. Il cliente è inoltre tenuto a verificare che la presente scheda E GLI EVENTUALI VALORI RIPORTATI siano validi per la partita di prodotto di suo interesse e non siano superati in quanto sostituiti da edizioni successive E/O NUOVE FORMULAZIONI DEL PRODOTTO. Nel dubbio, contattare preventivamente il nostro Ufficio Tecnico.



Sika Italia S.p.A.
Via L. Einaudi 6 - 20068 Peschiera Borromeo (MI)
Tel. +39 02 54778.111 - Fax +39 02 54778.119

Stabilimento di Como:
Via G. Garrè 9 - 22100 Como (CO)
www.sika.it - info@sika.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV
= UNI EN ISO 9001:2008 =

Sede Certificata: Stabilimento di Como
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
AMBIENTALE CERTIFICATO DA DNV
= UNI EN ISO 14001:2004 =