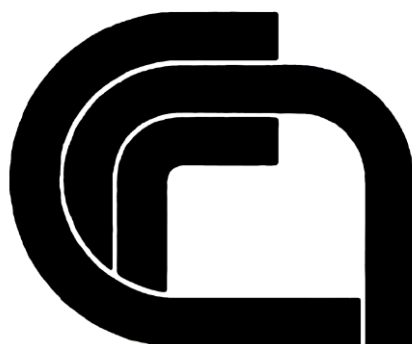


**CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE**

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE E L'ANALISI  
DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

**Istruzioni**  
**per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo**  
**di Interventi di Consolidamento Statico**  
**mediante l'utilizzo di**  
**Compositi Fibrorinforzati**

**Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie**



**CNR-DT 200 R1/2013**

**Proprietà letteraria riservata  
del  
Consiglio Nazionale delle Ricerche**

---

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>1</b>
1.1	PREMESSA ALLA PRESENTE REVISIONE (DT 200 R1) DELLE ISTRUZIONI CNR-DT 200/2004 .....	1
1.2	PREMESSA AL DOCUMENTO CNR-DT 200/2004 .....	1
1.3	CONTENUTO E SCOPO DELLE ISTRUZIONI.....	3
1.4	SIMBOLOGIA .....	4
<b>2</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>9</b>
2.1	INTRODUZIONE .....	9
2.2	CLASSIFICAZIONE DEI SISTEMI DI RINFORZO .....	9
2.2.1	Proprietà meccaniche dei sistemi di rinforzo .....	10
2.2.2	Sistemi preformati .....	12
2.2.3	Sistemi impregnati <i>in situ</i> .....	13
2.2.3.1	Determinazione di $A_{fib}$ .....	13
2.2.3.2	Caratteristiche meccaniche dei sistemi impregnati <i>in situ</i> .....	14
2.2.3.3	Confronto tra le caratteristiche di un laminato preformato e di un tessuto impregnato <i>in situ</i> .....	15
2.2.4	Sistemi preimpregnati .....	16
2.3	CONTROLLO DEI MATERIALI.....	16
2.3.1	Compiti e responsabilità degli operatori .....	16
2.4	TRASPORTO, STOCCAGGIO, CONSERVAZIONE, MOVIMENTAZIONE ED UTILIZZO .....	17
<b>3</b>	<b>CONCETTI BASILARI DEL PROGETTO DI RINFORZO E PROBLEMATICHE SPECIALI.....</b>	<b>19</b>
3.1	REQUISITI FONDAMENTALI .....	19
3.2	REQUISITI DI DURABILITÀ .....	20
3.3	PRINCIPI GENERALI DEL PROGETTO DI RINFORZO.....	20
3.3.1	Generalità .....	20
3.3.2	Vita utile ed azioni di calcolo.....	21
3.3.3	Proprietà dei materiali e relativi valori di calcolo .....	21
3.3.4	Capacità di calcolo .....	21
3.4	COEFFICIENTI PARZIALI .....	22
3.4.1	Coefficienti parziali $\gamma_m$ per i materiali FRP .....	22
3.4.2	Coefficienti parziali $\gamma_{Rd}$ per i modelli di resistenza.....	22
3.5	PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E RELATIVI FATTORI DI CONVERSIONE .....	22
3.5.1	Azioni ambientali e fattore di conversione ambientale.....	22
3.5.2	Modalità di carico e fattore di conversione per effetti di lunga durata .....	24
3.5.3	Resistenza alle azioni causate da impatto ed esplosione.....	25
3.5.4	Resistenza alle azioni causate da atti vandalici.....	25
3.6	LIMITI DEL RINFORZO NEL CASO DI ESPOSIZIONE AL FUOCO .....	25
<b>4</b>	<b>RINFORZO DI STRUTTURE DI C.A. E DI C.A.P.....</b>	<b>27</b>
4.1	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO.....	27
4.1.1	Meccanismi di rottura per distacco dal supporto .....	27
4.1.2	Verifiche di sicurezza nei confronti del distacco dal supporto .....	28

4.1.3	Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità (modo 1).....	29
4.1.4	Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio (modo 2).....	30
4.1.5	Verifica delle tensioni di interfaccia allo stato limite di esercizio .....	31
4.2	RINFORZO A FLESSIONE .....	33
4.2.1	Generalità .....	33
4.2.2	Analisi del comportamento allo stato limite ultimo .....	33
4.2.2.1	Generalità .....	33
4.2.2.2	Stato della struttura all'atto del rinforzo .....	34
4.2.2.3	Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP .....	34
4.2.2.4	Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP in presenza di forza assiale (pressoflessione).....	36
4.2.2.5	Collasso per distacco di estremità.....	36
4.2.3	Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio .....	38
4.2.3.1	Basi del calcolo .....	38
4.2.3.2	Verifica delle tensioni .....	38
4.2.3.3	Verifica delle frecce .....	39
4.2.3.4	Verifica dell'apertura delle fessure .....	40
4.2.4	Duttilità .....	40
4.3	RINFORZO A TAGLIO.....	40
4.3.1	Generalità .....	40
4.3.2	Configurazioni per il rinforzo a taglio .....	41
4.3.3	Resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP.....	42
4.3.3.1	Resistenza di progetto a taglio .....	42
4.3.3.2	Resistenza efficace .....	43
4.4	RINFORZO A TORSIONE.....	45
4.4.1	Generalità .....	45
4.4.2	Configurazioni per il rinforzo a torsione.....	45
4.4.3	Resistenza di progetto a torsione dell'elemento rinforzato con FRP .....	45
4.4.3.1	Resistenza di progetto a torsione .....	46
4.5	CONFINAMENTO .....	47
4.5.1	Generalità .....	47
4.5.2	Resistenza di progetto a compressione centrata o con piccola eccentricità dell'elemento confinato.....	48
4.5.2.1	Stima della pressione laterale di confinamento.....	49
4.5.2.1.1	Sezioni circolari .....	51
4.5.2.1.2	Sezioni quadrate e rettangolari.....	51
4.5.3	Duttilità di elementi pressoinflessi confinati con FRP.....	52
4.6	RINFORZO A FLESSIONE DI STRUTTURE DI C.A.P. ....	53
4.6.1	Utilizzo di compositi FRP per elementi pre-tesi o post-tesi di c.a.....	53
4.6.1.1	Analisi del comportamento allo stato limite ultimo.....	53
4.6.1.2	Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio.....	54
4.7	INTERVENTI IN ZONA SISMICA .....	54
4.7.1	Generalità .....	54
4.7.2	Principi generali di intervento .....	54
4.7.2.1	Eliminazione dei meccanismi di collasso di tipo fragile.....	55
4.7.2.1.1	Crisi per taglio.....	55
4.7.2.1.2	Crisi nei pilastri per perdita di aderenza delle barre .....	55
4.7.2.1.3	Crisi nei pilastri per svergolamento delle barre .....	56
4.7.2.1.4	Crisi per trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro.....	56
4.7.2.2	Eliminazione dei meccanismi di collasso di piano .....	56
4.7.2.3	Incremento della capacità deformativa globale di una struttura .....	56

4.7.2.3.1	Incremento della capacità deformativa locale degli elementi.....	57
4.7.2.3.2	Rilocalizzazione delle potenziali cerniere plastiche .....	57
4.7.2.3.3	Rotazione ultima di elementi rinforzati .....	57
4.8	<b>INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI</b> .....	57
4.8.1	Controllo e preparazione preventiva del substrato.....	57
4.8.1.1	Valutazione del deterioramento del substrato.....	57
4.8.1.2	Rimozione e ricostruzione del substrato ed eventuale trattamento delle barre metalliche .....	58
4.8.1.3	Preparazione del substrato .....	58
4.8.2	Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte.....	59
4.8.2.1	Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato.....	59
4.8.2.2	Particolari costruttivi e norme di esecuzione .....	59
4.8.2.3	Protezione del sistema di rinforzo.....	59
4.9	<b>ESEMPI NUMERICI</b> .....	60
<b>5</b>	<b>RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE</b> .....	<b>61</b>
5.1	<b>GENERALITÀ</b> .....	61
5.1.1	Oggetto ed ambito di applicazione.....	61
5.1.2	Interventi di restauro su strutture di interesse storico e monumentale.....	61
5.1.3	Criteri per il progetto del consolidamento strutturale .....	61
5.2	<b>VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA</b> .....	62
5.2.1	Modellazione della struttura.....	62
5.2.2	Criteri di verifica .....	62
5.2.3	Verifiche di sicurezza.....	63
5.3	<b>VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO</b> .....	64
5.3.1	Considerazioni generali e modi di collasso.....	65
5.3.2	Resistenza al distacco di estremità.....	65
5.3.3	Resistenza al distacco intermedio .....	68
5.3.4	Resistenza al distacco in presenza di azione normale al piano di adesione .....	69
5.3.5	Sistemi di ancoraggio meccanico.....	69
5.4	<b>VERIFICHE DI ELEMENTI STRUTTURALI RICORRENTI</b> .....	69
5.4.1	Rinforzo di pannelli murari.....	69
5.4.1.1	Verifiche per azioni fuori dal piano .....	70
5.4.1.1.1	Verifica per ribaltamento semplice .....	70
5.4.1.1.2	Verifica per flessione della striscia muraria verticale.....	72
5.4.1.1.3	Verifica per flessione della striscia orizzontale .....	73
5.4.1.2	Verifiche per azioni nel piano del pannello .....	75
5.4.1.2.1	Pressoflessione nel piano .....	75
5.4.1.2.2	Taglio .....	75
5.4.2	Architrave e fascia di piano.....	78
5.4.2.1	Verifica per funzionamento ad architrave.....	79
5.4.2.2	Verifica per funzionamento a fascia di piano .....	79
5.5	<b>RINFORZO DI ELEMENTI A SEMPLICE E DOPPIA CURVATURA</b> .....	80
5.5.1	Archi.....	81
5.5.1.1	Schema ad arco .....	81
5.5.1.2	Schema a portale .....	81
5.5.2	Volte a semplice curvatura: volte a botte .....	82
5.5.3	Volte a doppia curvatura: cupole .....	82
5.5.3.1	Regime membranale .....	82
5.5.3.2	Regime flessionale .....	83

5.5.4	Volte a doppia curvatura su pianta quadrata .....	83
5.6	CONFINAMENTO DI COLONNE DI MURATURA .....	84
5.6.1	Resistenza di progetto a compressione centrata dell'elemento confinato .....	85
5.6.2	Confinamento di colonne circolari .....	86
5.6.3	Confinamento di colonne quadrate o rettangolari .....	88
5.7	INTERVENTI IN ZONA SISMICA .....	91
5.7.1	Generalità .....	91
5.7.2	Principi generali di intervento .....	92
5.8	INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI .....	92
5.8.1	Controllo e preparazione preventiva del substrato .....	92
5.8.1.1	Valutazione del deterioramento del substrato .....	93
5.8.1.2	Rimozione e ricostruzione del substrato .....	93
5.8.1.3	Preparazione del substrato .....	94
5.8.2	Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte .....	94
5.8.2.1	Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato .....	94
5.8.2.2	Particolari costruttivi e norme di esecuzione .....	94
5.8.2.3	Protezione del sistema di rinforzo .....	95
5.9	ESEMPI NUMERICI .....	95
<b>6</b>	<b>CONTROLLO E MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>96</b>
6.1	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE .....	96
6.2	CONTROLLO DI QUALITÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO .....	96
6.2.1	Prove semi-distruttive .....	96
6.2.2	Prove non distruttive .....	98
6.3	QUALIFICA DEGLI OPERATORI PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE .....	99
6.4	MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO DI RINFORZO .....	99
<b>7</b>	<b>APPENDICE A (FASI COSTITUENTI DEGLI FRP E LORO CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE) .....</b>	<b>100</b>
7.1	GENERALITÀ .....	100
7.2	FIBRE DEI COMPOSITI FRP .....	103
7.2.1	Tipi di fibre disponibili in commercio e classificazione .....	103
7.2.1.1	Fibre di vetro .....	105
7.2.1.2	Fibre di carbonio .....	107
7.2.1.3	Fibre aramidiche .....	107
7.2.1.4	Caratteristiche tecniche del filato .....	109
7.2.2	Tessuti non impregnati .....	109
7.2.2.1	Caratteristiche tecniche dei tessuti non impregnati .....	110
7.3	MATRICI DEI COMPOSITI FRP .....	111
7.3.1	Resine epossidiche .....	111
7.3.2	Resine poliestere .....	112
7.3.3	Altri tipi di resine .....	112
7.4	ADESIVI .....	113
<b>8</b>	<b>APPENDICE B (TECNICHE DI PRODUZIONE) .....</b>	<b>114</b>
8.1	TECNICHE DI PRODUZIONE .....	114
8.1.1	Pultrusione .....	114
8.1.2	Laminazione .....	115
8.1.3	Wet lay-up .....	116
<b>9</b>	<b>APPENDICE C (LEGAME COSTITUTIVO DEGLI FRP E CRITERI DI ROTTURA) .....</b>	<b>117</b>

9.1	LEGAMI COSTITUTIVI.....	117
9.2	STATI PIANI DI TENSIONE.....	119
9.2.1	Effetto di carichi agenti in direzioni diverse dalle direzioni di simmetria del materiale.....	120
9.3	CRITERI DI ROTTURA.....	122
<b>10</b>	<b>APPENDICE D (DISTACCO DAL SUPPORTO).....</b>	<b>125</b>
10.1	MODI DI ROTTURA PER DISTACCO DA UN SUPPORTO DI CALCESTRUZZO .....	125
10.2	MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO E CALCESTRUZZO .....	127
10.2.1	Energia specifica di frattura .....	127
10.2.2	Legame di aderenza.....	129
10.2.3	Lunghezza ottimale di ancoraggio .....	130
10.2.4	Resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure da flessione.....	130
10.3	MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO E MURATURA.....	131
10.3.1	Energia specifica di frattura .....	131
10.3.2	Legame di aderenza.....	133
10.3.3	Lunghezza ottimale di ancoraggio .....	134
10.3.4	Resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure da flessione.....	135
<b>11</b>	<b>APPENDICE E (RINFORZO A PRESSOFLESSIONE DI ELEMENTI DI C.A.).....</b>	<b>136</b>
11.1	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A FLESSIONE DELL'ELEMENTO RINFORZATO CON FRP IN PRESENZA DI FORZA ASSIALE (PRESSOFLESSIONE).....	136
<b>12</b>	<b>APPENDICE F (LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO)...</b>	<b>139</b>
12.1	LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO .....	139
<b>13</b>	<b>APPENDICE G (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE DI C.A.).....</b>	<b>141</b>
13.1	DATI GEOMETRICI, MECCANICI E DI CARICO DELLA STRUTTURA .....	141
13.2	IPOTESI DI VARIAZIONE DI DESTINAZIONE D'USO .....	142
13.3	PROGETTO DEL RINFORZO A FLESSIONE.....	143
13.4	PROGETTO DEL RINFORZO A TAGLIO .....	146
13.5	PROGETTO DEL RINFORZO DEI PILASTRI.....	149
13.5.1	Confinamento di pilastri pressoinflessi con piccola eccentricità .....	151
13.5.2	Rinforzo di pilastri pressoinflessi con grande eccentricità .....	152
<b>14</b>	<b>APPENDICE H (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE MURARIE).....</b>	<b>154</b>
14.1	GEOMETRIA, CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SOLLECITAZIONI.....	154
14.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEI MASCHI MURARI PREESISTENTI.....	157
14.3	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI RINFORZO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI RINFORZATI A PRESSOFLESSIONE .....	160
14.4	VERIFICA A TAGLIO DEI MASCHI PREESISTENTI.....	160
14.5	DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO A TAGLIO .....	163
14.6	VERIFICA NEI CONFRONTI DEL RIBALTAMENTO SEMPLICE.....	164





# 1 PREMESSA

## 1.1 PREMESSA ALLA PRESENTE REVISIONE (DT 200 R1) DELLE ISTRUZIONI CNR-DT 200/2004

A più di cinque anni dall'approvazione della prima versione delle Istruzioni CNR-DT 200/2004, la Commissione di studio del CNR *per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni* si è fatta promotrice di una revisione del documento. A tal scopo si è avvalsa dell'opera dell'originario Gruppo di studio, cui è stato affidato il compito di aggiornare il documento alla luce dei risultati delle più recenti ricerche, sia teoriche che sperimentali, condotte a livello internazionale nell'ultimo quinquennio. In particolare, di quelle sviluppate in Italia nell'ambito del progetto Reluis (2005-2008), finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile. Infatti, una linea di tale progetto è stata specificamente dedicata all'argomento dei "Materiali innovativi per la riduzione della vulnerabilità nelle strutture esistenti".

Nella processo di revisione il Gruppo di studio ha inoltre tenuto conto delle versioni più aggiornate delle seguenti linee guida internazionali:

- 440.2R-08: "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", American Concrete Institute (ACI), committee 440, 2008;
- ISIS Design Manual No. 4: "FRP Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures". ISIS Canada Corporation, 2008.

Il documento è stato sottoposto a inchiesta pubblica nel periodo aprile – giugno 2013. A seguito di essa sono state introdotte modifiche e/o integrazioni al testo.

Il documento aggiornato è stato discusso ed approvato dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni" in data 10 ottobre 2013 presso la sede del CNR in Roma.

Si ringraziano quanti, dal mondo delle Professioni, delle Istituzioni, dell'Industria e dell'Università, hanno partecipato in modo attivo ad un processo che, legittimamente, deve competere all'intera comunità tecnica e scientifica di un Paese moderno ed avanzato.

## 1.2 PREMESSA AL DOCUMENTO CNR-DT 200/2004

È sensazione comune, da parte di quanti sono impegnati in attività di ricerca o di progettazione nel campo del consolidamento con materiali compositi fibrorinforzati, che l'Italia stia assumendo una posizione particolare in ambito internazionale, sia per il valore dei contributi di conoscenza forniti, sia per la presenza di un patrimonio edilizio particolarmente vario ed importante. Ne fanno parte, infatti, costruzioni di rilevante importanza storica ed architettonica, oltre che realizzazioni più recenti di muratura, di c.a., di c.a.p. e di acciaio. La maggior parte di queste ultime ha superato abbondantemente i trent'anni di vita, per cui molte di esse necessitano di interventi più o meno urgenti di riabilitazione strutturale.

Sono a tutti ben note le fondamentali iniziative in campo internazionale per individuare linee guida che rispondano alle esigenze delineate. Si ricordano le istruzioni giapponesi (JSCE - 1997), quelle americane (ACI 440 - 2000) ed infine quelle europee (FIP-CEB - 2001). Ad esse va aggiunto, per completezza, il documento di studio approvato dal CNR nel gennaio '99 dal titolo "Impiego delle armature non metalliche nel c.a.".

Tutti i documenti suddetti si riferiscono ad organismi strutturali con ossatura di conglomerato cementizio armato.

L'interesse scientifico verso le applicazioni innovative degli FRP per la riabilitazione strutturale, da un lato, e la peculiarità del patrimonio edilizio italiano, ampiamente variegato, dall'altro, hanno attirato negli ultimi anni l'interesse di numerosi ricercatori operanti nei settori della Meccanica delle

Strutture, delle Costruzioni, della Riabilitazione Strutturale e dell'Ingegneria Sismica. Essi hanno dato vita ad una serie di programmi scientifici che hanno meritato il finanziamento dei più importanti enti di ricerca italiani ed in particolare del MIUR e del CNR. In coda al paragrafo è riportato un elenco di rilevanti programmi di ricerca sull'argomento, finanziati negli ultimi cinque anni, ai quali hanno partecipato la maggior parte degli autori del presente documento, sia in qualità di coordinatori nazionali che di coordinatori locali di singole unità di ricerca.

Un contributo significativo agli argomenti consegnati nel documento è stato reso possibile proprio grazie al supporto economico dei suddetti finanziamenti, cui si dà ampio riconoscimento.

Appare evidente come la redazione di un documento italiano di Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati (FRP), non fosse più rinviabile: soprattutto, quella di un documento di respiro ampio utilizzabile per le diverse tipologie presenti nel patrimonio edilizio nazionale, dalle costruzioni di c.a. e di c.a.p. a quelle murarie, dalle costruzioni di legno a quelle metalliche.

Il CNR, per il tramite della propria *Commissione incaricata di formulare pareri in materia di Normativa tecnica relativa alle costruzioni*, ha avvertito tempestivamente tale esigenza e si è adoperata per soddisfarla. A tal fine essa ha promosso nel mondo accademico ed industriale una specifica iniziativa attraverso l'azione catalizzatrice di un gruppo di docenti di Scienza e di Tecnica delle costruzioni, da tempo impegnati in ricerche sugli FRP, tra i quali alcuni componenti della stessa Commissione. I docenti sono: Luigi Ascione, Andrea Benedetti, Edoardo Cosenza, Angelo Di Tommaso, Ciro Faella, Luciano Feo, Antonio Grimaldi, Antonio La Tegola, Raimondo Luciano, Franco Maceri, Gaetano Manfredi, Giorgio Monti, Antonio Nanni, Renato Sante Olivito, Luciano Rosati, Elio Sacco, Marco Savoia, Enrico Spacone.

All'iniziativa hanno aderito quasi tutti i docenti e ricercatori italiani impegnati in questo settore emergente e promettente delle costruzioni, i responsabili tecnici delle maggiori ditte produttrici e installatrici di rinforzi di materiale composito, nonché rappresentanti di enti e di società che utilizzano i materiali fibrorinforzati per il consolidamento di manufatti e opere d'arte.

I loro nominativi e le relative affiliazioni sono riportati in coda al testo.

A partire dal 15 gennaio 2004, essi sono stati impegnati nella redazione di un documento rispondente ai requisiti sopra delineati ed articolato nelle seguenti parti:

- Materiali
- Concetti basilari del rinforzo con FRP e problematiche speciali
- Rinforzo di strutture di c.a. e di c.a.p.
- Rinforzo di strutture murarie
- Rinforzo di strutture metalliche
- Rinforzo di strutture di legno
- Nuove costruzioni con l'impiego di FRP.

Il documento è stato inoltre concepito con un intento informativo ed esplicativo, indispensabile per la diffusione, in ambito professionale, delle conoscenze meccaniche e tecnologiche basilari per l'utilizzo dei nuovi materiali.

Dopo sei mesi di intensa ed appassionata attività di lavoro, sono pronte per la pubblicazione le prime quattro parti; la pubblicazione delle rimanenti altre è invece prevista entro il prossimo anno 2005.

**Elenco di rilevanti progetti di ricerca sui materiali compositi  
finanziati dal MIUR e dal CNR negli ultimi cinque anni**

- 1998-2000: Ricerca PRIN dal titolo: "I materiali compositi nelle costruzioni civili", Coordinatore Nazionale: Prof. Luigi Ascione;

- 2000-2002: Ricerca PRIN dal titolo: "Rinforzo strutturale del costruito con materiali compositi: individuazione di linee guida progettuali per l'affidabilità e la durabilità", Coordinatore Nazionale: Prof. Luigi Ascione;
- 2002-2004: Ricerca PRIN dal titolo: "Rinforzo attivi e passivi con l'utilizzo di materiali compositi nel costruito e per l'innovazione tecnologica nelle costruzioni civili", Coordinatore Nazionale: Prof. Luigi Ascione;
- 2002-2003: Ricerca PRIN dal titolo: "L'impiego dei compositi nel rinforzo sismico di strutture in cemento armato", Coordinatore Nazionale: Prof. G. Manfredi;
- 2003-2005: Ricerca PRIN dal titolo: "L'impiego di materiali con microstruttura per l'innovazione tecnologica delle strutture civili", Coordinatore Nazionale: Prof. Franco Maceri;
- 2003-2005: Ricerca PRIN dal titolo: "Comportamento e criteri di progetto nell'adeguamento con compositi di strutture in c.a.", Coordinatore Nazionale: Prof. Antonio Nanni;
- 2003-2005: Ricerca dal titolo "Modellazione di materiali innovativi per la salvaguardia strutturale", (Coordinatore: Prof. Luigi Ascione), nell'ambito del Progetto Strategico MIUR (legge 449/97) dal titolo "Diagnosi e salvaguardia di manufatti architettonici con particolare riferimento agli effetti derivanti da eventi sismici ed altre calamità naturali", Coordinatore Nazionale: Prof. Franco Maceri;
- 2003-2005: Ricerca dal titolo "Effetti delle proprietà reologiche dei materiali compositi negli interventi strutturali per l'ingegneria civile" (Coordinatore: Prof. Marco Savoia) nell'ambito del Progetto Strategico MIUR (legge 449/97) dal titolo "Materiali compositi per applicazioni strutturali di rilevante interesse industriale", Coordinatore Nazionale: Prof. Sesto Viticoli;
- 2003-2005 Ricerca dal titolo "Strutture in materiale composito" (Coordinatore: prof. Franco Maceri) nell'ambito del Progetto Strategico MIUR (legge 449/97) dal titolo "Materiali compositi per applicazione strutturali di rilevante interesse industriale", Coordinatore nazionale prof. Sesto Viticoli;
- 2003: Centro di Eccellenza su "Compositi strutturali per applicazioni innovative nell'ingegneria civile", con sede presso l'Università di Napoli, Responsabile: Prof. Edoardo Cosenza.

### **1.3 CONTENUTO E SCOPO DELLE ISTRUZIONI**

Scopo delle presenti Istruzioni è quello di fornire, nell'ambito delle Norme attualmente vigenti, un documento orientativo per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati. Le Istruzioni, per loro genesi e natura, non sono infatti norme cogenti ma rappresentano esclusivamente un aiuto per i tecnici a filtrare con discrezione la ponderosa bibliografia, nazionale ed internazionale, che la letteratura specifica mette a disposizione, lasciando comunque agli stessi la responsabilità finale delle scelte operate.

Il documento tratta i seguenti argomenti:

- Materiali;
- Concetti basilari del rinforzo con FRP e problematiche speciali;
- Rinforzo di strutture di c.a. e di c.a.p.;

- Rinforzo di strutture murarie.

Nell'ambito del rinforzo delle strutture di c.a. e di c.a.p. e di quelle murarie sono inoltre fornite specifiche indicazioni concernenti le costruzioni in zona sismica, in linea con i più recenti orientamenti recepiti nelle Normative nazionali ed internazionali.

La trattazione del primo argomento comprende, in tre apposite appendici (Appendici A, B e C), informazioni specifiche relative alle fasi degli FRP ed alle loro caratteristiche fisico-meccaniche, alle tecniche di produzione ed alla natura dei legami costitutivi. L'impostazione di tali appendici è volutamente di tipo didattico avendo esse la precipua finalità di fornire al lettore inesperto nozioni di natura tecnologica e meccanica ritenute basilari per un uso consapevole dei materiali compositi in campo strutturale. In particolare, sono evidenziate le differenze peculiari presentate da tali materiali rispetto a quelli usualmente utilizzati, dal comportamento isotropo, con particolare riguardo ai legami costitutivi ed alle verifiche di resistenza.

Gli altri argomenti sono impostati secondo lo stile usuale dei documenti tecnici pubblicati dal CNR e recanti istruzioni in campo strutturale. L'approccio seguito è quello ampiamente condiviso degli Eurocodici: le diverse proposizioni sono distinte in *Principi* e *Regole di Applicazione*; ciascuna proposizione è contraddistinta da un numero d'ordine; i principi sono contrassegnati dall'ulteriore etichetta (P).

Solo a scopo di completezza, si ricorda che i Principi comprendono:

- *affermazioni generali e definizioni, a carattere meccanico-strutturale, universalmente condivise;*
- *esigenze riconosciute e/o modelli analitici accreditati presso la comunità tecnico-scientifica, la cui valenza è universalmente giudicata prioritaria rispetto ad eventuali alternative, salvo esplicito avviso contrario;*

mentre le Regole di Applicazione consistono in *procedure a validità generalmente riconosciuta, che seguono i Principi e ne soddisfano le esigenze.*

Il documento comprende le seguenti Appendici:

- Appendice A, Fasi costituenti degli FRP e loro caratteristiche fisico-meccaniche;
- Appendice B, Tecniche di produzione;
- Appendice C, Legame costitutivo degli FRP e criteri di rottura;
- Appendice D, Distacco dal supporto;
- Appendice E, Rinforzo a pressoflessione di elementi di c.a.;
- Appendice F, Legame costitutivo del calcestruzzo confinato;
- Appendice G, Esempi di progettazione di rinforzi FRP su strutture dic.a.;
- Appendice H, Esempi di progettazione di rinforzi FRP su strutture murarie.

## 1.4 SIMBOLOGIA

Si riporta di seguito il significato dei principali simboli utilizzati nel documento.

### Notazioni generali

- (.)<sub>c</sub> valore della grandezza (.) riferita al calcestruzzo
- (.)<sub>cc</sub> valore della grandezza (.) riferita al calcestruzzo confinato
- (.)<sub>d</sub> valore di progetto (o di calcolo) della grandezza (.)
- (.)<sub>f</sub> valore della grandezza (.) riferita al composito fibrorinforzato
- (.)<sub>fib</sub> valore della grandezza (.) riferita alle fibre
- (.)<sub>k</sub> valore caratteristico della grandezza (.)
- (.)<sub>m</sub> valore della grandezza (.) riferita alla muratura

- (.)<sub>mat</sub> valore della grandezza (.) riferita alla matrice
- (.)<sub>mc</sub> valore della grandezza (.) riferita alla muratura confinata
- (.)<sub>R</sub> valore della grandezza (.) vista come resistenza
- (.)<sub>s</sub> valore della grandezza (.) riferita all'acciaio
- (.)<sub>S</sub> valore della grandezza (.) vista come sollecitazione

**Lettere romane maiuscole**

$A_c$	area della sezione di calcestruzzo, al netto delle armature metalliche
$A_f$	area del rinforzo di FRP
$A_{fib}$	area delle fibre
$A_{s1}$	area delle armature metalliche in trazione
$A_{s2}$	area delle armature metalliche in compressione
$E_c$	modulo di elasticità normale del calcestruzzo
$E_f$	modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP
$E_{fib}$	modulo di elasticità normale della fibra
$E_{mat}$	modulo di elasticità normale della matrice
$E_s$	modulo di elasticità normale delle armature metalliche
$FC$	fattore di confidenza
$F_{max,d}$	valore di progetto della massima forza di trazione trasmissibile da un rinforzo di FRP al supporto
$F_{pd}$	valore di progetto della massima forza di ancoraggio trasmissibile da un rinforzo di FRP incollato su una muratura in presenza di un'azione normale al piano di adesione
$G_a$	modulo di elasticità tangenziale dell'adesivo
$G_c$	modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo
$I_o$	momento di inerzia della sezione di c.a. fessurata e non rinforzata
$I_1$	momento di inerzia della sezione di c.a. fessurata e rinforzata con FRP
$I_c$	momento di inerzia della sezione omogeneizzata
$I_f$	momento di inerzia del rinforzo di FRP rispetto al proprio asse baricentrico, parallelo all'asse neutro della trave
$M_{Rd}$	momento resistente di progetto della sezione rinforzata con FRP
$M_{Sd}$	momento flettente sollecitante di progetto
$M_0$	momento flettente sollecitante la sezione di c.a. all'atto dell'applicazione del rinforzo di FRP
$M_1$	momento flettente sollecitante la sezione di c.a. rinforzata con FRP dovuto ai carichi applicati successivamente all'intervento
$N_{Rcc,d}$	resistenza di progetto a compressione centrata dell'elemento di c.a. confinato con FRP
$N_{Rmc,d}$	resistenza di progetto a compressione centrata della muratura confinata con FRP
$N_{Sd}$	sforzamento normale sollecitante di progetto
$P_{fib}$	frazione in peso delle fibre
$P_{mat}$	frazione in peso della matrice
$T_g$	temperatura di transizione vetrosa della resina
$T_{mat}$	temperatura di fusione della resina
$T_{Rd}$	resistenza di progetto a torsione dell'elemento di c.a. rinforzato con FRP
$T_{Rd,f}$	resistenza del rinforzo di FRP
$T_{Rd,c}$	resistenza della biella compressa di calcestruzzo
$T_{Rd,l}$	resistenza dell'armatura dell'armatura longitudinale di acciaio
$T_{Rd,s}$	resistenza dell'armatura trasversale di acciaio
$T_{Sd}$	momento torcente sollecitante di progetto
$T_x$	titolo del filato in direzione $x$
$V_{fib}$	frazione in volume delle fibre
$V_{Rd}$	resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP
$V_{Rd,c}$	contributo della biella compressa di calcestruzzo alla resistenza a taglio di progetto
$V_{Rd,s}$	contributo delle armature metalliche trasversali alla resistenza a taglio di progetto
$V_{Rd,f}$	contributo del rinforzo di FRP alla resistenza a taglio di progetto
$V_{Sd}$	taglio sollecitante di progetto
$V_{Rd,m}$	contributo della muratura alla resistenza a taglio di progetto della muratura rinforzata

**Lettere romane minuscole**

$b$	base della sezione
$b_f$	larghezza del rinforzo di FRP
$d$	altezza utile della sezione
$f_{bm}$	resistenza media a compressione dei blocchi che costituiscono la muratura
$f_{btm}$	resistenza media a trazione dei blocchi che costituiscono la muratura
$f_{bd}$	resistenza di progetto dell'adesione tra rinforzo di FRP e calcestruzzo (o muratura)
$f_c$	resistenza (cilindrica) a compressione del calcestruzzo
$f_{ccd}$	resistenza di progetto del calcestruzzo confinato
$f_{cd}$	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cm}$	resistenza media a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm}$	valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo
$f_{fd}$	resistenza di progetto del rinforzo di FRP
$f_{fdd}$	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP (modalità 1)
$f_{fdd,2}$	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP (modalità 2)
$f_{fed}$	resistenza efficace di progetto del rinforzo a taglio di FRP
$f_{fib}$	resistenza delle fibre
$f_{fk}$	resistenza caratteristica del rinforzo di FRP
$f_{fpd}$	resistenza di progetto al distacco del rinforzo di FRP in direzione radente
$f_l$	pressione di confinamento
$f_{l,eff}$	pressione efficace di confinamento
$f_{mat}$	resistenza della matrice
$f_{mm}$	resistenza media a compressione della muratura
$f_{mm}^h$	resistenza media a compressione della muratura in direzione orizzontale
$f_{mcd}$	resistenza di progetto a compressione della muratura confinata con FRP
$f_{md}$	resistenza di progetto a compressione della muratura
$f_{md}^h$	resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale
$f_{mtm}$	valore medio della resistenza a trazione della muratura
$f_{vk}$	resistenza caratteristica a taglio della muratura
$f_{vm}$	resistenza media a taglio della muratura
$f_y$	resistenza allo snervamento delle armature longitudinali misurata <i>in situ</i>
$f_{yd}$	resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali
$h$	altezza della sezione
$k_{eff}$	coefficiente di efficienza dell'azione di confinamento
$k_H$	coefficiente di efficienza orizzontale
$k_V$	coefficiente di efficienza verticale
$k_\alpha$	coefficiente di efficienza legato all'inclinazione $\alpha$ delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento confinato
$l_b$	lunghezza di ancoraggio
$l_{ed}$	lunghezza ottimale di ancoraggio
$p_b$	distanza tra gli strati di barre nel confinamento di colonne murarie
$p_f$	passo di strisce o di cerchiature di FRP
$s$	scorrimento di interfaccia
$s_u$	scorrimento di interfaccia corrispondente al completo distacco dal supporto
$t_f$	spessore del rinforzo di FRP
$x$	distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione retta

**Lettere greche maiuscole**

$\Gamma_{Fk}$	valore caratteristico dell'energia specifica di frattura
$\Gamma_{Fd}$	valore di progetto dell'energia specifica di frattura

**Lettere greche minuscole**

$\gamma_m$	coefficiente parziale per materiali o prodotti
$\gamma_{Rd}$	coefficiente parziale per i modelli di resistenza
$\varepsilon_o$	deformazione del calcestruzzo al lembo teso prima dell'applicazione del rinforzo
$\varepsilon_c$	deformazione del calcestruzzo al lembo compresso
$\varepsilon_{ccu}$	deformazione ultima di progetto del calcestruzzo confinato
$\varepsilon_{co}$	deformazione del calcestruzzo al lembo compresso prima dell'applicazione del rinforzo
$\varepsilon_f$	deformazione del rinforzo di FRP
$\varepsilon_{fd}$	deformazione massima di progetto del rinforzo di FRP
$\varepsilon_{fd,rid}$	valore ridotto della deformazione massima di progetto del rinforzo di FRP nel confinamento di elementi di c.a. o di muratura
$\varepsilon_{fk}$	deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo di FRP
$\varepsilon_{fdd}$	deformazione massima del composito fibrorinforzato compatibile con il distacco dal supporto
$\varepsilon_{mcu}$	deformazione ultima a compressione della muratura confinata
$\varepsilon_{mu}$	deformazione ultima a compressione della muratura
$\varepsilon_{s1}$	deformazione dell'armatura metallica in trazione
$\varepsilon_{s2}$	deformazione dell'armatura metallica in compressione
$\varepsilon_{yd}$	valore di progetto della deformazione di snervamento dell'armatura metallica
$\eta$	fattore di conversione
$\nu_{fib}$	coefficiente di Poisson delle fibre
$\nu_{mat}$	coefficiente di Poisson della matrice
$\rho_{fib}$	densità delle fibre
$\rho_{mat}$	densità della matrice
$\sigma_c$	tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	tensione nel rinforzo di FRP
$\sigma_s$	tensione nelle armature metalliche tese
$\sigma_{Sd}$	tensione normale al paramento murario agente in corrispondenza della superficie di adesione tra il rinforzo di FRP e la muratura
$\tau_{b,e}$	tensione tangenziale equivalente all'interfaccia adesivo-calcestruzzo



## 2 MATERIALI

### 2.1 INTRODUZIONE

Il presente documento ha per oggetto alcune specifiche applicazioni strutturali dei materiali compositi costituiti da matrici polimeriche e da fibre lunghe continue di carbonio, vetro o arammide, comunemente denominati FRP, acronimo di *Fyber Reinforced Polymers* (più propriamente CFRP nel caso delle fibre di carbonio, GFRP nel caso delle fibre di vetro, AFRP in quello delle fibre di arammide). Dal punto di vista costitutivo, tali materiali sono eterogenei ed anisotropi e presentano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino a rottura. Oltre alle svariate ed ormai consolidate applicazioni nel campo dell'ingegneria aeronautica, navale e meccanica, essi trovano largo impiego nella riabilitazione e nel consolidamento delle strutture civili, cui le presenti Istruzioni sono specificamente dedicate. I vantaggi degli FRP sono molteplici: leggerezza, elevate proprietà meccaniche, caratteristiche anticorrosive.

I compositi per il rinforzo strutturale sono disponibili in diverse geometrie: dalle lamine pultruse, caratterizzate da una disposizione unidirezionale delle fibre ed utilizzate preferibilmente per placcare superfici regolari, ai tessuti bidirezionali, facilmente adattabili alla forma dell'elemento strutturale rinforzato. Gli FRP risultano competitivi in tutti quei casi in cui sia necessario limitare l'impatto estetico sulla struttura originaria o garantire un'adeguata reversibilità dell'intervento (edifici di interesse storico o artistico), ovvero quando la limitatezza dello spazio a disposizione renderebbe difficile il ricorso a tecniche tradizionali.

Esistono sul mercato anche altri tipi di materiali compositi, differenti per la natura della matrice (matrice inorganica) o delle fibre (fibre discontinue o continue ma costituite da materiali differenti, come ad esempio l'acciaio, il basalto, il P.B.O.). Tali compositi si sono rilevati particolarmente promettenti per specifiche applicazioni. Alcuni di essi saranno trattati in altri documenti tecnici che il CNR ha programmato di pubblicare.

Il Capitolo 2 è dedicato alla classificazione dei sistemi di rinforzo realizzati con FRP, alla loro qualificazione, certificazione ed accettazione in cantiere, nonché ai compiti e responsabilità degli operatori.

Il lettore che desiderasse approfondire le proprie conoscenze sulle tecnologie di produzione dei materiali compositi fibrorinforzati, sulle loro proprietà meccaniche e sui competenti criteri di resistenza può avvalersi, oltre che dei numerosi testi disponibili in letteratura, delle Appendici A, B e C delle presenti Istruzioni.

### 2.2 CLASSIFICAZIONE DEI SISTEMI DI RINFORZO

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

- sistemi preformati (*preured systems*) (§ 2.2.2), costituiti da componenti di varia forma (lamine, nastri, barre o altro) preparati in stabilimento mediante pultrusione, o altri processi produttivi di comprovata validità tecnologica, ed incollati all'elemento strutturale da rinforzare;
- sistemi impregnati in situ (es. *wet lay-up systems*) (§ 2.2.3), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali impregnati con una resina che può fungere anche da adesivo con il substrato interessato (es. calcestruzzo, muratura, ...);
- sistemi preimpregnati (*prepreg systems*) (§2.2.4), costituiti da fogli o tessuti di fibre uni o multi-direzionali preimpregnati con resina parzialmente polimerizzata ed incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l'uso di resine aggiuntive.

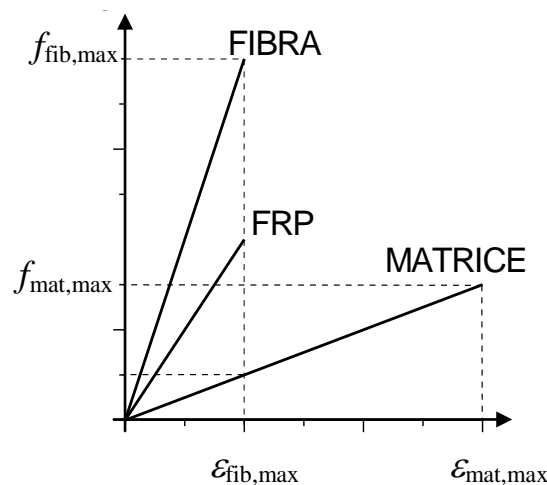
(2) Dal punto di vista meccanico, nell'ambito delle presenti Istruzioni, i suddetti sistemi sono classificati in base ai valori del modulo elastico e della tensione di rottura. Tali grandezze, valutate in regime di trazione uniassiale nella direzione delle fibre, devono essere riferite, nel caso dei sistemi di rinforzo preformati, all'unità di superficie complessiva del composito FRP (fibre e matrice); nel caso invece dei sistemi realizzati *in situ*, all'area delle sole fibre secche del composito. I valori del modulo elastico e della resistenza a trazione devono risultare opportunamente stabili nei confronti del degrado indotto sul composito FRP da azioni ambientali.

La predetta classificazione è congruente con quella adottata in Italia nella *Linea Guida per la Qualificazione ed il Controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*, in fase di approvazione da parte Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### 2.2.1 Proprietà meccaniche dei sistemi di rinforzo

(1)P Nei compositi fibrorinforzati le fibre svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità. La matrice, oltre a proteggere le fibre, funge da mezzo di trasferimento degli sforzi tra fibra e fibra ed eventualmente tra queste e l'elemento strutturale da rinforzare. Nella maggioranza dei casi i compositi sono costituiti da fibre caratterizzate da resistenza e rigidità elevate, nonché da valori della deformazione a rottura inferiori a quelli della matrice.

In Figura 2-1 sono rappresentati qualitativamente i legami costitutivi di un materiale fibrorinforzato unidirezionale e delle sue fasi costituenti: matrice e fibre. Il composito esibisce rispetto alle fibre una rigidità inferiore ma la medesima deformazione a rottura,  $\varepsilon_{\text{fib,max}}$ . Infatti, una volta superata tale deformazione, diviene impossibile il trasferimento degli sforzi dalla matrice alle fibre.



**Figura 2-1** – Legami costitutivi di fibre, matrice e corrispondente composito.

A puro scopo esemplificativo, nella Tabella 2-1 sono confrontati i valori medi di alcune proprietà meccaniche di un prodotto preformato di tipo unidirezionale con quelli delle corrispondenti fibre. I valori del modulo di elasticità normale e della tensione di rottura del composito nella direzione delle fibre sono inferiori a quelli delle fibre, mentre i valori delle deformazioni ultime a trazione di fibre e composito sono tra loro comparabili.

**Tabella 2-1** – Confronto tra proprietà meccaniche di un prodotto preformato con quelle delle corrispondenti fibre.

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 $\varepsilon_{fu}$	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

(2) Nel caso di compositi di tipo unidirezionale è possibile, con ragionevole approssimazione, stimare il loro comportamento meccanico mediante modelli micromeccanici; ad esempio, utilizzando la regola delle miscele (eq. (9.5) in Appendice C):

$$E_f = V_{fib} \cdot E_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot E_{mat}, \quad (2.1)$$

$$f_f \cong V_{fib} \cdot f_{fib} + (1 - V_{fib}) \cdot f_{mat}, \quad (2.2)$$

dove, in aggiunta alle quantità già introdotte in Tabella 2-1,  $V_{fib}$  è la frazione volumetrica delle fibre (rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale del composito),  $E_{mat}$  e  $f_{mat}$  sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale e la tensione di rottura della matrice.

Si segnala che la regola delle miscele, basata sull'ipotesi di perfetta aderenza tra fibre e matrice, fornisce una stima abbastanza accurata del modulo di elasticità normale ma non altrettanto affidabile della resistenza.

(3) Per la valutazione del modulo elastico e della resistenza in una specifica direzione di un composito impregnato *in situ* è invalsa la consuetudine di riferirsi all'area della sezione retta di tessuto secco disposta nella suddetta direzione.

Ciò è giustificato dalla difficoltà di quantificare le frazioni volumetriche delle fasi, per l'incertezza sull'effettiva quantità di resina messa in opera manualmente.

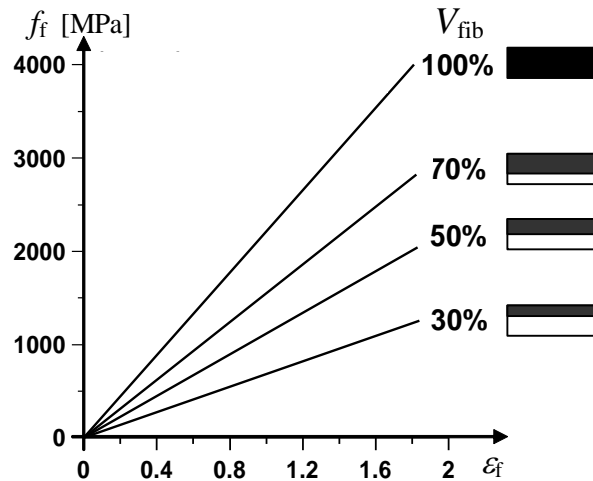
Si faccia ad esempio riferimento ad un nastro di tessuto unidirezionale di larghezza 100 mm (area delle fibre:  $A_{fib} = 70 \text{ mm}^2$ ), impregnato con diverse quantità di resina. Le proprietà dei singoli componenti sono riportate in Tabella 2-2. L'influenza del contenuto di resina sui valori delle proprietà meccaniche nella direzione delle fibre, stimati attraverso le eqq. (2.1), (2.2), è evidenziata nella Tabella 2-3 e nella Figura 2-2.

**Tabella 2-2** – Proprietà dei componenti.

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

**Tabella 2-3** – Influenza della frazione volumetrica  $V_{fib}$  sulle caratteristiche meccaniche di un composito.

$A_{fib}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{mat}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_{fib}$ [%]	$E_f$ [GPa]	$f_f$ [MPa]	$\varepsilon_{fu}$ [%]	$F_{fu}$ [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



**Figura 2-2** – Dipendenza del legame costitutivo del composito dalla frazione volumetrica.

Nella Tabella 2-3 e nella Figura 2-2 sono presi in considerazione valori di  $V_{\text{fib}}$  compresi tra il 30% e il 70%. Come caso limite, è anche preso in considerazione il valore 100% della frazione volumetrica delle fibre.

Dalla Tabella 2-3 si evince che le proprietà meccaniche del composito ( $E_f$  ed  $f_f$ ) sono sensibilmente influenzate dalla frazione volumetrica  $V_{\text{fib}}$ .

Lo stesso non accade per i valori della forza ultima di rottura,  $F_{\text{fu}} = f_f \cdot A_f$ , e della rigidità estensionale,  $E_f \cdot A_f$ , del nastro, ai quali è quindi preferibile riferirsi.

Infatti, tali quantità presentano variazioni trascurabili (3-4%) dal momento che eventuali riduzioni dei valori dei fattori  $E_f$  ed  $f_f$  sono compensate dall'incremento dell'altro fattore, cioè dell'area complessiva della sezione trasversale del tessuto impregnato,  $A_f$ .

### 2.2.2 Sistemi preformati

(1) Le proprietà meccaniche dei compositi preformati,  $f_f$  ed  $E_f$ , sono valutate per il tramite delle seguenti relazioni:

$$f_f = F_{\text{fu}} / A_f, \quad (2.3)$$

$$E_f = F_{\text{fu}} / (A_f \cdot \varepsilon_{\text{fu}}), \quad (2.4)$$

essendo  $F_{\text{fu}}$  ed  $\varepsilon_{\text{fu}}$ , rispettivamente, la forza e la deformazione ultima, determinate sperimentalmente, ed  $A_f$  l'area della sezione retta del preformato.

(2) I compositi preformati sono generalmente caratterizzati da una disposizione unidirezionale delle fibre, che permette di utilizzare, in prima approssimazione, la regola delle miscele per determinare i valori delle caratteristiche meccaniche di rigidità e di resistenza del composito.

L'approssimazione discende sostanzialmente dalla circostanza che i suddetti valori non tengono conto dell'influenza di altri importanti parametri, quali l'aderenza tra fibre e matrice, i difetti di produzione, la presenza di vuoti e/o di imperfezioni nella distribuzione o nell'allineamento delle fibre. Una valutazione più realistica richiede l'esecuzione di prove sperimentali in numero tale da fornire risultati statisticamente significativi, che tengano conto anche del livello qualitativo della tecnica produttiva adottata.

(3) Le frazioni volumetriche delle fibre variano ordinariamente tra il 50% e il 70%.

### 2.2.3 Sistemi impregnati *in situ*

(1) In caso di impregnazione manuale, si consiglia di limitare la massa di tessuto presente nel singolo strato di rinforzo in modo che la grammatura (§ 7.2.2.1) non superi il valore di 600 g/m<sup>2</sup>. Per grammature superiori si consiglia di verificare la completezza dell'impregnazione. In questi casi è comunque suggerito di ricorrere a sistemi meccanici di messa in opera.

(2) È sconsigliato l'impiego di un numero di strati di tessuto superiore a 5.

#### 2.2.3.1 Determinazione di $A_{\text{fib}}$

(1) Per la determinazione dell'area resistente del tessuto,  $A_{\text{fib}}$ , è necessario fare riferimento alla scheda tecnica del tessuto utilizzato.

Essa deve essere riferita a ciascuna delle sue direzioni principali ed è generalmente espressa in mm<sup>2</sup> mediante la seguente relazione (§ 7.2.2.1):

$$A_{\text{fib}} = \frac{T_x \cdot N_f}{10^4 \cdot \rho_{\text{fib}}} \cdot b_f, \quad (2.5)$$

essendo  $T_x$  il titolo del filato, espresso in Tex [g/km],  $N_f$  il numero di filati per unità di larghezza [n°/cm],  $\rho_{\text{fib}}$  la densità delle fibre [g/cm<sup>3</sup>],  $b_f$  la larghezza del nastro di tessuto [mm].

In alternativa, nel caso di tessuti che presentino lo stesso numero di fibre nelle direzioni di trama ed ordito (tessuti bilanciati), detta  $p_t$  la massa del tessuto per unità di area (grammatura), espressa in g/m<sup>2</sup>, l'area resistente – in ciascuna delle due direzioni – può essere ricavata utilizzando la relazione:

$$A_{\text{fib}} = \frac{p_t}{2 \cdot \rho_{\text{fib}}} \cdot \frac{b_f}{10^3}. \quad (2.6)$$

Per un tessuto unidirezionale la relazione (2.6) si riduce a:

$$A_{\text{fib}} = \frac{p_t}{\rho_{\text{fib}}} \cdot \frac{b_f}{10^3}. \quad (2.7)$$

Talvolta, ai fini applicativi e limitatamente ai tessuti unidirezionali o bilanciati, si usa riferire l'area resistente del tessuto allo spessore di una lastra equivalente costituita dal solo materiale delle fibre.

Lo spessore di tale lastra è assunto pari a:

$$t_f = \frac{A_{\text{fib}}}{b_f}. \quad (2.8)$$

A titolo di esempio viene di seguito riportato il calcolo dell'area resistente di tre nastri di tessuto a base di fibre di carbonio, aventi tutti larghezza  $b_f = 10$  cm: un tessuto a tela semplice (*plain weave*) non bilanciato (tessuto A); uno a tela semplice ma bilanciato (tessuto B); ed infine un tessuto unidirezionale (tessuto C). Le caratteristiche di tali tessuti sono riassunte in Tabella 2-4.

**Tabella 2-4**

Proprietà		Unità di misura	Tessuto A	Tessuto B	Tessuto C
Grammatura		$\text{g/m}^2$	187	240	304
Densità della fibra		$\text{g/cm}^3$	1.76	1.76	1.8
N° di fili/cm	trama	$\text{n}^\circ/\text{cm}$	4	6	--
	ordito	$\text{n}^\circ/\text{cm}$	8	6	3.8
Titolo	trama	Tex	67	200	--
	ordito	Tex	200	200	800

Nel caso del tessuto non bilanciato (tessuto A), applicando la relazione (2.5), si perviene a:

$$A_{\text{fib}}^{\text{trama}} = \frac{67 [\text{Tex}] \cdot 4 [\text{fili/cm}]}{10^4 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 1.52 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente nella direzione della trama}),$$

$$A_{\text{fib}}^{\text{ordito}} = \frac{200 [\text{Tex}] \cdot 8 [\text{fili/cm}]}{10^4 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 9.09 \text{ mm}^2 \quad (\text{area resistente nella direzione dell'ordito}).$$

Nel caso del tessuto B, per entrambe le direzioni, si ottiene:

$$A_{\text{fib}} = \frac{200 [\text{Tex}] \cdot 6 [\text{fili/cm}]}{10^4 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 6.82 \text{ mm}^2 ,$$

$$t_f = \frac{6.82 [\text{mm}^2]}{100 [\text{mm}]} = 0.068 \text{ mm} .$$

Sempre nel caso del tessuto B, utilizzando in alternativa la relazione (2.6), è agevole verificare che si perviene allo stesso risultato:

$$A_{\text{fib}} = \frac{240 [\text{g/m}^2]}{2 \cdot 10^3 \cdot 1.76 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 6.82 \text{ mm}^2 .$$

Infine, nel caso del tessuto unidirezionale (tessuto C), applicando le eqq. (2.7) e (2.8), risulta:

$$A_{\text{fib}} = \frac{304 [\text{g/m}^2]}{10^3 \cdot 1.80 [\text{g/cm}^3]} \cdot 100 [\text{mm}] = 16.89 \text{ mm}^2 ,$$

$$t_f = \frac{16.89 [\text{mm}^2]}{100 [\text{mm}]} = 0.17 \text{ mm} .$$

### 2.2.3.2 Caratteristiche meccaniche dei sistemi impregnati *in situ*

(1) Nell'ambito delle presenti Istruzioni, si conviene di assimilare il sistema impregnato *in situ* ad un composito equivalente costituito dal solo tessuto secco ( $A_f = A_{\text{fib}}$ ).

Le proprietà meccaniche del composito impregnato,  $f_f$  ed  $E_f$ , devono essere valutate per il tramite delle seguenti relazioni:

$$f_f = F_{\text{fu}} / A_{\text{fib}}, \quad (2.9)$$

$$E_f = F_{fu} / (A_{fib} \cdot \varepsilon_{fu}). \quad (2.10)$$

Ai fini applicativi, ove richiesto nel prosieguo, lo spessore del composito impregnato *in situ*,  $t_f$ , deve essere valutato in accordo con la relazione (2.8).

### 2.2.3.3 Confronto tra le caratteristiche di un laminato preformato e di un tessuto impregnato *in situ*

Ai fini progettuali, qualora si vogliano comparare le proprietà meccaniche di compositi preformati con quelle di sistemi impregnanti *in situ*, possono essere utili le seguenti considerazioni esemplificative.

Si considerino allo scopo due tipi di rinforzo: il sistema 1, costituito da un tessuto unidirezionale a base di fibra di carbonio da impregnare *in situ*; il sistema 2, costituito da un composito preformato pultruso.

Si assume che entrambi i sistemi di rinforzo siano applicati mediante un adesivo epossidico.

Si espongono in Tabella 2-5 le caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dalle rispettive schede tecniche.

**Tabella 2-5**

<b>Sistema 1</b>	<b>Sistema 2</b>
Tipologia: Tessuto unidirezionale CFRP e resina epossidica Installazione con tecnica <i>wet lay-up</i>	Tipologia: Laminato pultruso CFRP e resina epossidica Installazione mediante incollaggio
Proprietà meccaniche*	Proprietà meccaniche**
$t_f = 0.45 \text{ mm}$	$t_f = 1.2 \text{ mm}$
$f_f = 4200 \text{ N/mm}^2$	$f_f = 2800 \text{ N/mm}^2$
$\varepsilon_f = 1.8\%$	$\varepsilon_f = 1.7\%$
$E_f = 235000 \text{ N/mm}^2$	$E_f = 165000 \text{ N/mm}^2$

\* Proprietà del composito riferite all'area delle fibre nude (eqq. (2.9)(2.10))

\*\* Proprietà del composito riferite all'area complessiva del pultruso (eqq. (2.3)(2.4)).

Per operare il confronto si suggerisce la procedura sintetizzata in Tabella 2-6.

Tabella 2-6

Sistema 1	Sistema 2
Tipologia: Tessuto unidirezionale CFRP e resina epossidica Installazione con tecnica wet layup	Tipologia: Laminato pultruso CFRP e resina epossidica Installazione mediante incollaggio
1) Calcolo della resistenza a trazione per unità di larghezza $f_f \cdot t_f = 1890 \text{ N/mm}$	1) Calcolo della resistenza a trazione per unità di larghezza $f_f \cdot t_f = 3360 \text{ N/mm}$
2) Calcolo della modulo elastico per unità di larghezza $E_f \cdot t_f = 105750 \text{ N/mm}$	2) Calcolo del modulo elastico per unità di larghezza $E_f \cdot t_f = 198000 \text{ N/mm}$
3a) Confronto tra i due sistemi rispetto alla resistenza a trazione $\frac{f_f^{(2)} \cdot t_f^{(2)}}{f_f^{(1)} \cdot t_f^{(1)}} = 1.77$	
3b) Confronto tra i due sistemi rispetto al modulo elastico $\frac{E_f^{(2)} \cdot t_f^{(2)}}{E_f^{(1)} \cdot t_f^{(1)}} = 1.87$	
È necessario dunque adoperare due strati di tessuto unidirezionale (Sistema 1) per garantire resistenza e rigidità equivalenti a quelle del laminato pultruso (Sistema 2).	

## 2.2.4 Sistemi preimpregnati

(1) I compositi preimpregnati (*prepreg*) sono impregnati direttamente negli stabilimenti di produzione e, dopo un eventuale trattamento di pre-polimerizzazione della resina, sono avvolti in rotoli. Il preimpregnato è un foglio sottile (di solito di spessore di circa 0.15 mm), flessibile e moderatamente appiccicoso, racchiuso tra due *film* distaccanti (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 ricorrendo ad un opportuno trattamento termico.

## 2.3 CONTROLLO DEI MATERIALI

A tutt'oggi non esistono norme Europee per la classificazione e certificazione dei compositi utilizzati per il rinforzo strutturale.

In Italia è attualmente in fase di approvazione la già richiamata *Linea Guida per la Qualificazione ed il Controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*.

Ad essa si rinvia per quanto di competenza.

### 2.3.1 Compiti e responsabilità degli operatori

(1) In questo paragrafo sono descritti i compiti e le responsabilità degli operatori preposti alla progettazione, alla messa in opera ed al controllo degli interventi di rinforzo strutturale.

Nel prosieguo, come specificato nella Linea Guida del Consiglio Superiore di Lavori Pubblici, il termine *Fornitore* è attribuito a soggetti qualificati differenti. Nel caso dei sistemi di rinforzo preformati, esso è riferito a soggetti che, avendo acquistato i preformati presso Produttori qualificati, sono autorizzati a reimmetterli sul mercato con un proprio marchio o logo, senza effettuare su di essi alcuna altra trasformazione; nell'altro caso, lo stesso termine è riferito a soggetti che sono stati autorizzati a commercializzare sistemi completi costituiti da resina e fibre predefinite.



Progettista:

- Deve indicare chiaramente nel progetto la classe del sistema di rinforzo.
- In base all'importanza e all'entità dell'applicazione, può suggerire al Direttore dei lavori eventuali prove di qualità dell'installazione nei confronti del distacco dal supporto, come indicato nel Capitolo 6.

Imprese Appaltatrici ed Applicatori:

- Devono possedere specifiche e comprovate competenze nell'applicazione dei materiali compositi su strutture di calcestruzzo e di muratura, da documentare attraverso precedenti esperienze. In particolare, il personale preposto all'istallazione deve possedere una specifica e comprovata abilità nei riguardi dell'applicazione di sistemi di rinforzo FRP a scopo strutturale.
- Devono verificare che i prodotti siano conformi alle prescrizioni indicate dal Progettista e, nel caso di indisponibilità di materiali con i requisiti indicati, devono concordare possibili alternative con il Progettista e/o con il Direttore dei Lavori.

Direttore dei Lavori:

- Svolge un ruolo decisionale sull'accettazione dei prodotti.
- Deve verificare, al momento della consegna, la rispondenza del materiale fornito con le prescrizioni del Progettista.
- Deve verificare la provenienza del materiale fornito.
- Deve verificare le caratteristiche meccaniche e fisiche dei prodotti avvalendosi delle corrispondenti certificazioni.
- In base all'importanza ed all'entità dell'applicazione, può richiedere l'esecuzione di prove sperimentali per valutare la qualità dei materiali e verificare la corrispondenza dei risultati con i valori forniti dal Produttore o dal Fornitore. Tali prove devono essere eseguite presso laboratori con provata esperienza nei riguardi della caratterizzazione meccanica degli FRP e dotati di attrezzature all'uopo idonee.
- Sempre in base all'importanza ed all'entità dell'applicazione, può richiedere l'esecuzione di specifiche prove per verificare la resistenza al distacco dal supporto rispetto alle previsioni progettuali.

Collaudatore:

Nel caso in cui sia richiesto il collaudo, il Collaudatore deve:

- verificare la qualità dei materiali impiegati avvalendosi dei certificati di accompagnamento delle forniture;
- verificare l'avvenuta accettazione dei materiali da parte del Direttore dei Lavori;
- verificare i risultati delle eventuali prove sperimentali di accettazione richieste dal Direttore dei Lavori e, se del caso, eseguirne altre.

## **2.4 TRASPORTO, STOCCAGGIO, CONSERVAZIONE, MOVIMENTAZIONE ED UTILIZZO**

(1) Le modalità di trasporto, stoccaggio, conservazione, movimentazione ed utilizzo dei materiali costituenti i sistemi di rinforzo risultano rilevanti per garantirne sia l'inalterabilità delle proprietà fisico-chimiche, che il rispetto delle norme di sicurezza.

- Trasporto. I costituenti del sistema di rinforzo devono essere confezionati e trasportati in modo opportuno, nel rispetto di eventuali normative vigenti al riguardo.
- Stoccaggio. Per preservare le proprietà dei materiali costituenti il sistema di rinforzo e garantire il rispetto delle norme di sicurezza, la loro conservazione deve essere conforme alle

raccomandazioni del Produttore e/o Fornitore.

In particolare, per preservare le proprietà delle fibre e delle resine è opportuno che esse siano conservate sotto idonee condizioni di temperatura (intervallo consigliato 10°-24° C) ed in ambiente sufficientemente asciutto (grado di umidità inferiore al 20%), a meno di differenti specifiche suggerite dal Produttore e/o Fornitore.

Le lamine e gli altri elementi preformati possono subire danneggiamenti a seguito di piegatura o inopportuna sovrapposizione.

Lo stoccaggio di alcuni costituenti, quali ad esempio gli agenti reticolanti reattivi, gli iniziatori, i catalizzatori, i solventi per la pulizia delle superfici, ecc., richiede l'adozione di specifici accorgimenti che devono essere conformi alle modalità suggerite dal Produttore e/o Fornitore ed a quelle prescritte da eventuali normative vigenti al riguardo. In particolare, catalizzatori ed iniziatori (generalmente perossidi) devono essere immagazzinati separatamente dagli altri reagenti per evitare un accidentale contatto ed il conseguente innesco della reazione di reticolazione.

- Conservazione. Le proprietà delle resine non reticolate possono mutare nel tempo e, soprattutto, possono risentire delle condizioni di umidità e temperatura. Queste ultime possono influire anche sulla reattività della miscela e sulle proprietà della resina reticolata. Il Fornitore è tenuto ad indicare il tempo di stoccaggio (tempo di banco) entro cui le proprietà dei materiali a base di resine termoindurenti si conservano inalterate. Qualsiasi costituente che abbia superato il tempo di banco o che abbia subito un deterioramento o una contaminazione non deve essere adoperato. Tutti i costituenti ritenuti inutilizzabili devono essere dismessi secondo quanto specificato dal Fornitore nonché secondo quanto prescritto dalle normative vigenti in materia di salvaguardia ambientale.
- Movimentazione. Il Produttore e/o Fornitore è tenuto a fornire per i prodotti immessi sul mercato le competenti schede tecniche riportanti le informazioni relative alla sicurezza (MSDS – *Materials Safety Data Sheet*).
- Utilizzo. Si rileva che le sostanze utilizzate in combinazione con le resine termoindurenti sono in genere agenti indurenti, reticolanti, iniziatori (perossidi), isocianati e riempitivi. Tra i potenziali pericoli, connessi al loro utilizzo, si citano:
  - irritazioni e sensibilizzazione della pelle;
  - inalazione di vapori di solventi, diluenti e monomeri;
  - rischio di incendio o esplosione per effetto di elevate concentrazioni nell'aria di sostanze infiammabili o per contatto con fiamme o scintille (sigarette incluse);
  - reazioni esotermiche tra i reagenti, che possono essere causa di incendi o incidenti a persone;
  - presenza di polveri derivanti dalla lavorazione o dalla movimentazione di compositi fibrorinforzati.

È necessario assumere le opportune precauzioni quando si lavora con i suddetti prodotti. I rischi potenziali associati al loro utilizzo richiede che tutti gli operatori leggano attentamente le etichette e gli MSDS al fine di evitare spiacevoli incidenti.

Per maneggiare fibre e resine si consiglia l'uso di guanti monouso, nonché di vestiti o tute da lavoro. I guanti, di gomma o di plastica, devono essere resistenti ai solventi. Inoltre, quando si lavora con i solventi o con i componenti delle resine, si devono indossare occhiali di protezione. Infine, in presenza di frammenti di fibre, polvere o vapori di solventi, o mentre si miscelano e si stendono le resine, è necessario ricorrere a protezioni respiratorie, come richiesto specificamente dai Fornitori. Il luogo di lavoro deve risultare sempre adeguatamente ventilato.

### **3 CONCETTI BASILARI DEL PROGETTO DI RINFORZO E PROBLEMATICHE SPECIALI**

(1) Formano oggetto del presente capitolo i concetti basilari del progetto di rinforzo con FRP di strutture esistenti, sia cementizie che murarie, allorché non siano soddisfatti i requisiti e le verifiche di sicurezza prescritte dalla Normativa vigente.

Gli stessi concetti sono validi anche per le strutture esistenti di metallo e di legno, non comprese nel documento.

(2)P Si assume che:

- la scelta ed il progetto del sistema di rinforzo siano eseguiti da tecnici qualificati ed esperti;
- la successiva esecuzione dell'intervento sia effettuata da maestranze in possesso di un adeguato livello di capacità ed esperienza;
- siano garantiti un'adeguata supervisione ed un controllo di qualità durante l'esecuzione dell'intervento;
- i materiali da costruzione ed i prodotti utilizzati siano identificabili, qualificati, controllati e accettati in cantiere.

(3) Il progetto del sistema di rinforzo deve soddisfare requisiti di esercizio, di durabilità e di resistenza al collasso. In caso di incendio, la resistenza del rinforzo deve essere adeguata al tempo di esposizione che si vuole garantire.

(4) Il sistema di rinforzo deve essere posizionato nelle zone in cui è necessario resistere a sforzi di trazione. Al composito non devono essere affidati sforzi di compressione, a meno che non si tratti di elementi ben confinati (inglobati nelle membrature rinforzate), ovvero di pultrusi adeguatamente rigidi sia estensionalmente che flessionalmente.

#### **3.1 REQUISITI FONDAMENTALI**

(1)P I requisiti fondamentali del progetto del sistema di rinforzo sono:

- individuazione, eliminazione o attenuazione dei rischi ai quali la struttura potrebbe essere soggetta;
- scelta di una configurazione del sistema di rinforzo poco sensibile ai suddetti rischi ed in grado di sopportare all'occorrenza danneggiamenti localizzati;
- eliminazione o posticipazione dei fenomeni di collasso fragile preesistenti all'intervento di rinforzo.

(2)P I requisiti fondamentali sopra definiti possono ritenersi soddisfatti se si garantisce che:

- la scelta di materiali sia conforme alle indicazioni del Capitolo 2;
- la progettazione, l'esecuzione ed il controllo dell'intervento siano conformi alle indicazioni contenute in questo Capitolo ed in quelli successivi.

(3)P Qualora il rinforzo strutturale riguardi costruzioni di interesse storico e monumentale si richiede una valutazione critica dell'intervento rispetto ai canoni della conservazione e del restauro, conformemente alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12/10/2007 (GU n. 24 del 29/01/2008 - Suppl. Ordinario n.24).

In particolare, deve essere dimostrata la reale efficacia dell'intervento, la sua durabilità e reversibili-

tà, nonché la compatibilità (fisico-chimica e meccanica) dei materiali di rinforzo con quelli delle strutture rinforzate.

### 3.2 REQUISITI DI DURABILITÀ

(1)P Il progetto del sistema di rinforzo deve assicurare la durabilità dell'efficacia dell'intervento proposto nel corso della vita utile della struttura rinforzata, anche in relazione al degrado atteso.

(2) Per assicurare durabilità all'intervento di rinforzo vanno tenuti in debito conto:

- la destinazione d'uso della struttura rinforzata;
- le condizioni ambientali attese e le modalità di applicazione dei carichi;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali preesistenti e degli FRP, nonché dei prodotti utilizzati per la messa in opera di questi ultimi;
- la scelta della configurazione del rinforzo, delle modalità di applicazione e dei particolari costruttivi;
- la qualità delle maestranze ed il livello di controllo;
- l'adozione di particolari misure protettive, ad esempio nei confronti di temperature elevate ed umidità;
- la manutenzione attesa durante la vita utile.

(3) Problemi speciali di progetto (azioni ambientali, modalità di carico, ecc.) devono essere identificati nella fase di progettazione così che se ne possa valutare l'importanza in relazione agli aspetti di durabilità del rinforzo, possano essere adottati gli opportuni valori dei fattori di conversione (§ 3.5) ed inoltre possano essere previsti adeguati accorgimenti per la protezione dei materiali impiegati.

(4) Quando non siano disponibili valori attendibili dei fattori di conversione per lo specifico problema in esame, il livello di qualsiasi tipo di degrado a carico del rinforzo deve essere stimato in maniera accurata. La stima può essere eseguita sulla base di modelli teorici, indagini sperimentali, esperienze dedotte da interventi precedenti.

### 3.3 PRINCIPI GENERALI DEL PROGETTO DI RINFORZO

#### 3.3.1 Generalità

(1)P Le verifiche degli elementi rinforzati devono essere condotte nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e, dove richiesto, nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE). Gli stati limite sono definiti nella Normativa vigente.

(2)P Per ciascun stato limite deve risultare:

$$E_d \leq R_d, \quad (3.1)$$

dove  $E_d$  ed  $R_d$  sono, rispettivamente, i valori di progetto (o di calcolo) della generica domanda (effetto, sollecitazione, ecc.) presa in considerazione e della corrispondente capacità (in termini di resistenza o di deformazione).

(3) I valori di calcolo si ricavano da quelli caratteristici mediante opportuni coefficienti parziali, i cui valori, per i vari stati limite, sono codificati nella Normativa vigente. In mancanza di indicazioni normative reattive allo specifico ambito qui trattato, le presenti Istruzioni suggeriscono possi-

bili valori dei coefficienti parziali.

### 3.3.2 Vita utile ed azioni di calcolo

(1)P Si assume che la vita utile di una struttura rinforzata sia la stessa dell'analogo struttura di nuova realizzazione. Conseguentemente, i coefficienti parziali da adottare per le azioni di calcolo sono i medesimi di quelli previsti dalla Normativa vigente per le nuove costruzioni.

### 3.3.3 Proprietà dei materiali e relativi valori di calcolo

(1)P I valori delle proprietà dei materiali o dei prodotti utilizzati per la realizzazione del sistema di rinforzo devono essere determinati in accordo con le indicazioni del Capitolo 2.

(2)P I valori delle proprietà dei materiali preesistenti nella struttura da rinforzare devono essere desunti dai risultati di prove normalizzate, *in situ* o in laboratorio, ed inoltre, se disponibili, dagli elaborati del progetto originale o da documentazione acquisita in tempi successivi.

(3) I valori da utilizzare per quantificare la resistenza e la deformazione ultima dei materiali FRP sono quelli caratteristici (frattile 5%). In accordo con la Normativa vigente, i valori da utilizzare per quantificare le analoghe proprietà dei materiali preesistenti sono invece i valori medi.

(4) I valori da attribuire ai moduli elastici dei materiali FRP e di quelli preesistenti sono i valori medi.

(5) Il valore di calcolo,  $X_d$ , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale FRP è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}, \quad (3.2)$$

dove  $\eta$ , fattore di conversione, tiene conto di problemi speciali di progetto (§ 3.5),  $X_k$  è il valore caratteristico della proprietà in questione,  $\gamma_m$  è infine il coefficiente parziale del materiale FRP (§ 3.4).

Nei casi in cui debba essere considerata sia l'influenza dei fattori ambientali che quella dei carichi di lunga durata (Stati Limite di Esercizio), il fattore di conversione  $\eta$  si ottiene come prodotto del fattore di conversione ambientale (§ 3.5.1),  $\eta_a$ , per il fattore di conversione relativo agli effetti di lunga durata (§3.5.2),  $\eta_l$ .

Nei casi in cui debba essere considerata considerata l'influenza dei soli fattori ambientali (Stati Limite Ultimi), il fattore di conversione  $\eta$  coincide con  $\eta_a$  (§ 3.5.1).

(6) Il valore di calcolo,  $X_d$ , della generica proprietà di un materiale preesistente è ottenuto a partire dal rapporto tra il valor medio,  $X_m$ , di quella proprietà ed un opportuno fattore di confidenza,  $FC$ , commisurato al livello di conoscenza perseguito. Tale rapporto deve essere eventualmente ancora diviso per il coefficiente parziale del materiale laddove previsto dalla Normativa vigente.

### 3.3.4 Capacità di calcolo

(1) La generica capacità di calcolo,  $R_d$ , è esprimibile mediante una relazione del tipo:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\{X_{d,i}; a_{d,i}\}. \quad (3.3)$$

Nella (3.3) il simbolo  $R\{\}$  rappresenta un'opportuna funzione riconducibile allo specifico modello meccanico considerato (ad esempio quello per la flessione, per il taglio, per l'ancoraggio) e  $\gamma_{Rd}$  è un coefficiente parziale che tiene conto delle incertezze insite nel suddetto modello. Argomenti della funzione  $R\{\}$  sono i valori di calcolo,  $X_{d,i}$ , dei materiali FRP e di quelli preesistenti, nonché i valori nominali,  $a_{d,i}$ , dei parametri geometrici chiamati in causa nel modello.

(2) Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche.

### 3.4 COEFFICIENTI PARZIALI

#### 3.4.1 Coefficienti parziali $\gamma_m$ per i materiali FRP

(1) Nei riguardi degli Stati Limite Ultimi al coefficiente parziale  $\gamma_m = \gamma_f$  dei materiali FRP può essere attribuito il valore 1.10. Per il solo Stato Limite Ultimo di distacco dal supporto sono invece suggeriti valori di  $\gamma_m = \gamma_{f,d}$  variabili, a giudizio del progettista, da 1.20 a 1.50 in funzione della maggiore o minore possibilità di prevedere, per la specifica applicazione, l'effettivo comportamento del composito nei riguardi del distacco dal supporto. A tal riguardo possono contribuire i risultati di indagini sperimentali condotte dal Produttore e/o dal Fornitore, ovvero appositamente e preventivamente eseguite nell'ambito della specifica applicazione.

(2) Nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio, al coefficiente parziale  $\gamma_m = \gamma_f$  dei materiali FRP può essere attribuito il valore unitario.

#### 3.4.2 Coefficienti parziali $\gamma_{Rd}$ per i modelli di resistenza

(1) I valori suggeriti per i coefficienti parziali  $\gamma_{Rd}$  dei diversi modelli di resistenza nei riguardi degli Stati Limite Ultimi sono esposti nella seguente Tabella 3-1.

**Tabella 3-1** – Coefficienti parziali  $\gamma_{Rd}$ .

Modello di resistenza	$\gamma_{Rd}$
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

### 3.5 PROBLEMI SPECIALI DI PROGETTO E RELATIVI FATTORI DI CONVERSIONE

(1) Sono di seguito riportati alcuni valori di riferimento da attribuire al fattore di conversione  $\eta$  (§ 3.3.3(5)) in relazione ad aspetti che possono influenzare la durabilità ed il comportamento degli FRP in particolari condizioni.

#### 3.5.1 Azioni ambientali e fattore di conversione ambientale

(1)P Le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni materiali FRP degradano in determinate situazioni quali:

ambiente alcalino, umidità elevata (acqua e soluzioni saline), temperature estreme, cicli termici, cicli di gelo e disgelo, radiazioni ultraviolette (UV).

(2) Effetti da ambiente alcalino. La soluzione acquosa alcalina contenuta nei pori del calcestruzzo può, in alcuni casi, provocare un degrado della resina e/o delle zone di interfaccia. Le resine epossidiche presentano, generalmente, un'eccellente resistenza all'ambiente alcalino, a differenza di quelle di poliestere utilizzate in alcuni casi per le barre di rinforzo. Rispetto a queste ultime sono pertanto da preferire resine più resistenti, come ad esempio quelle di vinilestere. Nel caso di impiego di fibre di vetro con elevato contenuto di zirconia, resistenti all'ambiente alcalino (vetro AR), il composito potrebbe esibire una resistenza inferiore a quella dei GFRP tradizionalmente utilizzati per le applicazioni strutturali. I danneggiamenti di resina e fibre dovuti all'attacco di alcali possono essere, in alcuni casi, molto più severi di quelli dovuti al solo effetto dell'umidità e devono essere sempre tenuti in conto. È comunque opportuno che il processo di reticolazione della resina sia completato prima dell'esposizione ad ambienti alcalini.

(3) Effetti dell'umidità (acqua e soluzioni saline). I principali effetti dell'assorbimento di umidità riguardano la resina e sono: plasticizzazione, riduzione della temperatura di transizione vetrosa, riduzione della resistenza e della rigidità. L'assorbimento di umidità dipende dal tipo di resina, dalla composizione e qualità del sistema di rinforzo, dallo spessore, dalle condizioni di maturazione, dall'interfaccia resina-fibra e dalle condizioni di lavorazione.

(4) Effetti di temperature estreme e di cicli termici. Gli effetti primari della temperatura riguardano la risposta viscosa della resina e quindi del composito. Al crescere della temperatura si manifesta una diminuzione del modulo di elasticità normale della resina. Se la temperatura supera quella di transizione vetrosa, il livello di prestazione del composito si riduce in maniera significativa. I cicli termici, in generale, non sortiscono effetti deleteri, anche se possono favorire la formazione di microfratture nei sistemi che utilizzano resina ad alto modulo. Per gli intervalli di temperatura tipici delle infrastrutture civili è possibile evitare indesiderati decadimenti delle prestazioni scegliendo il sistema di rinforzo in modo che la temperatura di transizione vetrosa sia sempre più elevata della massima temperatura di esercizio. Si sconsiglia l'impiego di materiali FRP in presenza di temperature di esercizio superiori a quella di transizione vetrosa ridotta di 15° C. Se del caso, devono essere previsti protettivi con funzione di isolanti termici.

(5) Effetti di cicli di gelo e disgelo. In generale, l'esposizione a cicli di gelo e disgelo non influisce sulla prestazione delle fibre; riduce invece quella della resina e dell'interfaccia tra fibre e resina a causa del verificarsi di reciproci distacchi. Per temperature al di sotto di 0 °C, i sistemi a base di resine polimeriche possono migliorare le proprie prestazioni sviluppando valori più elevati di resistenza e rigidità. Gli effetti del degrado prodotto da cicli termici possono essere amplificati dalla presenza di umidità: la ciclicità favorisce infatti la crescita e la propagazione delle microfratture provocate dalla presenza di soluzioni saline in ambiente umido.

(6) Effetti di radiazioni ultraviolette (UV). Raramente le radiazioni UV degradano le prestazioni meccaniche dei sistemi di rinforzo con materiali FRP, nonostante che alcune resine possano accusare, per effetto delle radiazioni, fragilizzazioni ed erosioni superficiali. In generale, l'effetto più deleterio legato all'esposizione UV è la penetrazione di umidità e di altri agenti aggressivi attraverso la superficie danneggiata. Una protezione nei riguardi delle radiazioni UV può essere ottenuta con l'aggiunta di appropriati additivi nella resina e/o con l'uso di opportuni rivestimenti.

(7) La Tabella 3-2 suggerisce, per alcuni tipi di materiale, i valori da attribuire al fattore di conversione ambientale  $\eta_a$ . Essi rappresentano delle stime sufficientemente cautelative alle quali il Progettista può riferirsi in mancanza di valutazioni più precise, basate su specifiche sperimentazioni condotte sul particolare materiale utilizzato e nelle condizioni ambientali attese.

I valori in tabella possono essere aumentati del 10% (in ogni caso deve sempre risultare  $\eta_a \leq 1$ ) qualora si impieghino rivestimenti protettivi le cui proprietà di mitigazione degli effetti dell'esposizione ambientale risultino sperimentalmente comprovate e sempre che tali rivestimenti siano mantenuti per tutta la durata del periodo di utilizzo del sistema a base di FRP.

**Tabella 3-2**– Fattore di conversione ambientale  $\eta_a$  per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

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

### 3.5.2 Modalità di carico e fattore di conversione per effetti di lunga durata

(1)P Le proprietà meccaniche (per esempio la resistenza a trazione, la deformazione ultima ed il modulo di elasticità normale) di alcuni materiali FRP degradano per effetto di fenomeni di *creep* e di fatica.

(2) Effetti di carichi e deformazioni a lungo termine (viscosità e rilassamento). La resistenza e la deformazione a lungo termine dei materiali FRP dipendono dalle proprietà delle resine e delle fibre di rinforzo. In genere le resine termoindurenti (poliesteri insaturi, esteri vinili, resine epossidiche e fenoliche) sono meno viscosi di quelle termoplastiche (polipropilene, nylon, policarbonati, ecc.). Poiché la presenza di fibre contrasta la viscosità delle resine, i suddetti fenomeni sono più pronunciati in presenza di carichi applicati trasversalmente alle fibre, ovvero di compositi caratterizzati da una bassa percentuale in volume di fibre.

L'entità delle deformazioni differite per carichi a lungo termine può essere ridotta limitando opportunamente le tensioni di esercizio nel composito.

I materiali CFRP sono meno suscettibili di rotture per carichi di lunga durata; i materiali AFRP lo sono moderatamente; quelli GFRP sono i più esposti a tale tipo di rottura.

(3) Effetti di fatica. Le prestazioni dei materiali FRP in condizioni di fatica sono generalmente soddisfacenti. Esse dipendono dalla composizione della matrice e, marginalmente, dal tipo di fibre. Queste ultime contrastano infatti in modo efficace la formazione di fessure e ne ostacolano la propagazione.

(4) Per evitare la rottura dei materiali FRP sotto carichi di lungo termine o ciclici è possibile contenerne opportunamente lo stato di tensione in condizioni di esercizio, riducendo il valore di progetto mediante un fattore di conversione,  $\eta_1$ , i cui valori sono suggeriti nella Tabella 3-3.



**Tabella 3-3** – Fattore di conversione per effetti di lunga durata  $\eta_1$  per vari sistemi di FRP (carichi di esercizio).

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	$\eta_1$
Carico di lungo termine	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico	Tutte	0.50

### 3.5.3 Resistenza alle azioni causate da impatto ed esplosione

(1) Prove sperimentali, condotte sia in laboratorio che su porzioni di strutture *in situ* soggette all'azione di esplosioni, hanno dimostrato la maggiore efficacia dei compositi AFRP rispetto a quelli CFRP e GFRP. Prove su edifici in scala reale hanno anche evidenziato come la tecnica di alternare strati di AFRP a diverso modulo elastico, impregnati con matrici epossidiche, con strati di resine elastomeriche (poliuria) ad elevatissima deformazione e tenacità consenta di dissipare l'energia sviluppata da un impatto o esplosione, contenendo l'effetto devastante della deflagrazione ed ostacolando la penetrazione di detriti all'interno delle strutture.

### 3.5.4 Resistenza alle azioni causate da atti vandalici

(1)P I materiali FRP sono particolarmente sensibili all'incisione ed alla lacerazione prodotte da strumenti da taglio.

(2) Nel caso di applicazioni di materiali FRP su elementi strutturali ubicati in ambienti aperti al pubblico, si suggerisce l'adozione di adeguate misure di protezione nei riguardi degli atti vandalici. Va comunque verificata la sicurezza degli elementi strutturali nella situazione successiva all'evento vandalico, in assenza di rinforzo. La verifica va eseguita allo SLU adottando la *combinazione di azioni quasi permanente* con i valori dei coefficienti parziali dei materiali per *situazioni eccezionali*.

## 3.6 LIMITI DEL RINFORZO NEL CASO DI ESPOSIZIONE AL FUOCO

(1)P I materiali FRP realizzati con matrici polimeriche sono particolarmente sensibili all'esposizione alle alte temperature, come ad esempio quelle che possono prodursi in caso di incendio. Quando la temperatura di esercizio supera quella di transizione vetrosa della resina (o della temperatura di fusione nel caso di materiali semicristallini) la resistenza e la rigidità dei materiali FRP diminuiscono drasticamente. Inoltre, se i materiali FRP sono applicati esternamente agli elementi rinforzati, l'esposizione ad elevate temperature produce un rapido deterioramento dell'aderenza FRP/supporto, con conseguente distacco del composito dal substrato e perdita di efficacia dell'intervento stesso di rinforzo.

(2) In condizioni di incendio le proprietà meccaniche dei materiali FRP applicati all'esterno possono essere notevolmente migliorate adottando adeguati spessori di rivestimento protettivo. Si suggerisce l'impiego di rivestimenti certificati, possibilmente intumescenti per evitare la generazione di fumi tossici. Ulteriori specifiche sull'applicazione di sistemi protettivi sono contenute nei §§ 4.8.2.3 e 5.8.2.3.

(3) In caso di incendio la struttura rinforzata deve essere verificata nelle situazioni di seguito elencate, nelle quali il simbolo  $E_d$  denota il valore di calcolo dell'effetto dell'azione termica indiretta.

- Situazione eccezionale in presenza di rinforzo ( $E_d \neq 0$ ), da doversi prendere in considera-

zione nel caso in cui il rinforzo sia stato progettato per un prefissato tempo di esposizione al fuoco. In tal caso le azioni devono essere quelle previste per la *combinazione eccezionale* della Normativa vigente. Le capacità degli elementi, opportunamente ridotte per tener conto del tempo di esposizione al fuoco, devono essere calcolate con valori unitari dei coefficienti parziali.

- Situazione successiva all'evento eccezionale ( $E_d = 0$ ), in assenza di rinforzo. In questo caso le azioni devono essere quelle previste per la *combinazione quasi permanente* della Normativa vigente. Le capacità degli elementi, opportunamente ridotte per tener conto del tempo di esposizione al fuoco, devono essere calcolate come nella situazione precedente.

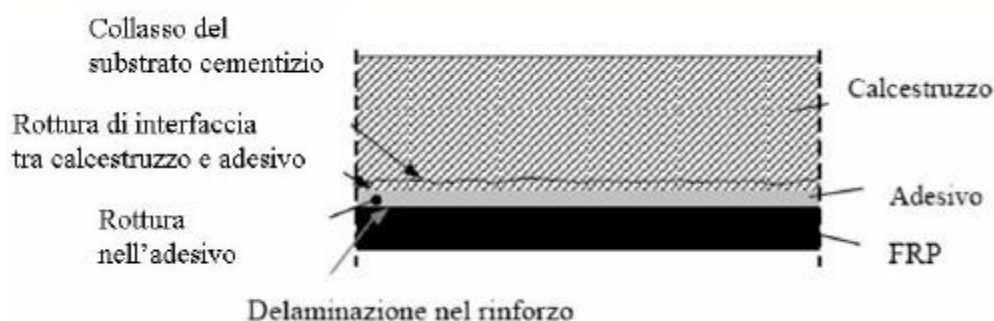
## 4 RINFORZO DI STRUTTURE DI C.A. E DI C.A.P.

### 4.1 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO

#### 4.1.1 Meccanismi di rottura per distacco dal supporto

(1)P Negli interventi di rinforzo di elementi di calcestruzzo mediante lamine o tessuti di materiale FRP il ruolo dell'aderenza tra calcestruzzo e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile. Nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze tale meccanismo di crisi non deve precedere il collasso per flessione o per taglio dell'elemento rinforzato.

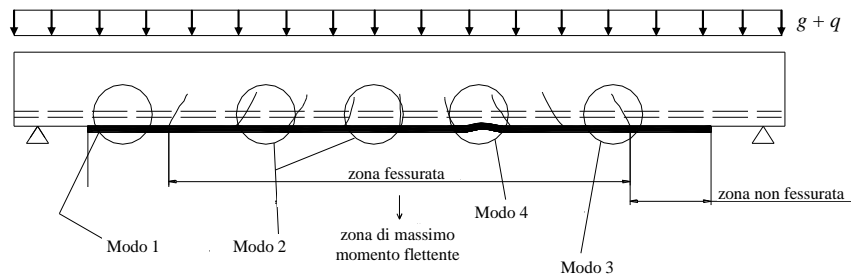
(2)P La perdita di aderenza tra composito e calcestruzzo può riguardare sia il sistema di rinforzo applicato all'intradosso di travi di c.a., nel caso di rinforzo a flessione, che quello applicato sulle facce laterali (usualmente tessuti), nel caso di rinforzo a taglio. In linea di principio (Figura 4-1) il distacco del composito dal supporto può prodursi all'interno dell'adesivo, tra calcestruzzo ed adesivo, nel calcestruzzo o all'interno del rinforzo (ad esempio tra strati sovrapposti di composito). Nel caso di rinforzi posti correttamente in opera, poiché la resistenza a taglio dell'adesivo è in genere molto più elevata di quella del calcestruzzo, la rottura si produce all'interno di quest'ultimo con asportazione di uno strato di materiale di spessore variabile da pochi millimetri fino ad interessare l'intero copriferro.



**Figura 4-1** – Perdita di aderenza tra rinforzo e calcestruzzo.

(3)P Il collasso per distacco dal supporto del rinforzo a flessione applicato all'intradosso di una trave può avvenire in uno dei seguenti quattro modi, rappresentati schematicamente nella Figura 4-2.

- Modo 1 (Distacco di estremità);
- Modo 2 (Distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave);
- Modo 3 (Distacco causato da fessure diagonali da taglio nella trave);
- Modo 4 (Distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo).



**Figura 4-2** – Trave rinforzata a flessione con lamine di FRP: modi di rottura per distacco dal supporto.

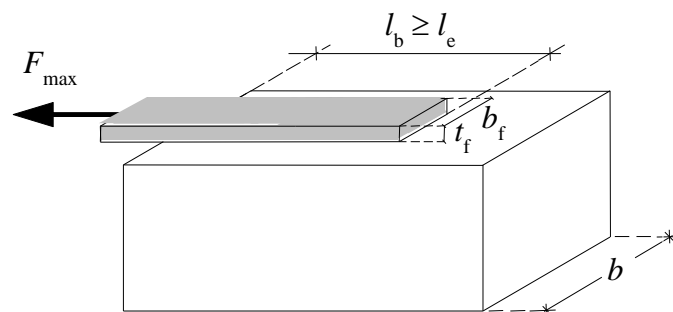
- (4) In quanto più frequenti, nel prosieguo si farà riferimento esclusivamente ai modi 1 e 2. Per mitigare il rischio di evenienza degli altri due modi di crisi possono essere attuate le indicazioni riportate nel § 4.8 delle presenti Istruzioni, relative all'accertamento preventivo delle condizioni del supporto nonché alla preparazione del substrato.
- (5) Per approfondimenti sui modi 1 e 2 di crisi per distacco dal supporto e sui relativi criteri di verifica si rinvia all'Appendice D.

#### 4.1.2 Verifiche di sicurezza nei confronti del distacco dal supporto

(1)P La verifica di sicurezza nei confronti della crisi per distacco dal supporto richiede la valutazione della massima forza trasmissibile dal calcestruzzo al rinforzo, nonché la stima delle tensioni, sia tangenziali che normali, mobilitate all'interfaccia calcestruzzo-FRP. La prima richiesta risulta necessaria per la verifica allo SLU; la seconda per quella allo SLE.

(2)P Con riferimento ad una tipica prova di aderenza, come quella rappresentata schematicamente in Figura 4-3, il valore ultimo della forza sopportabile dal rinforzo di FRP, prima che subentri il distacco dal supporto, dipende, a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza,  $l_b$ , della zona incollata. Tale valore cresce con  $l_b$  fino ad attingere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza,  $l_e$ : ulteriori allungamenti della zona di incollaggio non comportano incrementi della forza trasmessa.

La lunghezza  $l_e$  viene definita lunghezza ottimale di ancoraggio. Essa corrisponde alla lunghezza minima di ancoraggio che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.



**Figura 4-3** – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

- (3) La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto,  $l_{ed}$ , può essere stimata mediante la seguente formula:

$$l_{ed} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\}, \quad (4.1)$$

dove:

- $E_f$  e  $t_f$  sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del composito fibrorinforzato;
- $\Gamma_{Fd}$  è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;
- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$ , con  $s_u = 0.25$  mm valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (vedere Appendice C);
- $\gamma_{Rd} = 1.25$  è un coefficiente correttivo.

Il valore di progetto dell'energia specifica di frattura è fornito dalla seguente relazione:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}. \quad (4.2)$$

I simboli in essa introdotti hanno il significato di seguito specificato:

- $f_{cm}$  e  $f_{ctm}$  sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate *in situ*; in mancanza di dati sperimentali, la resistenza media a trazione del calcestruzzo può essere dedotta dalla  $f_{cm}$  in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente;
- $FC$  è un opportuno fattore di confidenza;
- $k_b$  è un coefficiente correttivo di tipo geometrico ed ammette la seguente espressione in funzione del rapporto  $b_f/b$  tra la larghezza del rinforzo e quella dell'elemento rinforzato:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1, \quad (4.3)$$

sempreché risulti  $b_f/b \geq 0.25$  (per  $b_f/b < 0.25$  al coefficiente  $k_b$  viene attribuito il valore 1.18, corrispondente a  $b_f/b = 0.25$ );

- $k_G$  è un ulteriore coefficiente correttivo tarato sulla base di risultati di prove sperimentali, da assumersi pari 0.023 mm per i compositi preformati ed a 0.037 mm per i compositi impregnati *in situ*.

Nel caso di rinforzo a flessione di una soletta, realizzato con più strisce affiancate di FRP, ciascuna di larghezza  $b_f$ , il fattore di forma  $k_b$  può essere calcolato per il tramite della relazione (4.3) assumendo come larghezza  $b$  l'interasse tra due strisce affiancate di rinforzo.

#### 4.1.3 Resistenza allo stato limite ultimo per distacco di estremità (modo 1)

(1) Nell'ipotesi che il distacco coinvolga i primi strati di calcestruzzo e che le lunghezze di ancoraggio siano maggiori o uguali di quella ottimale, la tensione di progetto del sistema di rinforzo,

$f_{\text{fdd}}$ , ovvero il valore della massima tensione alla quale il composito può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità (Figura 4-3), è fornita dalla seguente relazione:

$$f_{\text{fdd}} = \frac{1}{\gamma_{\text{f,d}}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_{\text{f}} \cdot \Gamma_{\text{Fd}}}{t_{\text{f}}}}, \quad (4.4)$$

essendo  $\gamma_{\text{f,d}}$  il coefficiente parziale indicato nel § 3.4.1 e  $\Gamma_{\text{Fd}}$  l'energia specifica di frattura fornita dalla (4.2).

(2) Nel caso di lunghezze di ancoraggio,  $l_{\text{b}}$ , minori di quella ottimale,  $l_{\text{ed}}$ , la tensione di progetto deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

$$f_{\text{fdd,rid}} = f_{\text{fdd}} \cdot \frac{l_{\text{b}}}{l_{\text{ed}}} \cdot \left( 2 - \frac{l_{\text{b}}}{l_{\text{ed}}} \right). \quad (4.5)$$

(3) Qualora si intenda ricorrere a particolari dispositivi di ancoraggio (barre trasversali di composito, fasciatura dell'estremità mediante tessuti, ecc.) per poter contare su valori più elevati della tensione  $f_{\text{fdd}}$  rispetto a quelli sopra indicati (relazioni (4.4) e (4.5)), è richiesta la preventiva valutazione della competente forza  $F_{\text{max}}$  (Figura 4-3) per il tramite di specifiche indagini sperimentali. Il valore così ottenuto deve essere comunque ridotto mediante il coefficiente parziale  $\gamma_{\text{f,d}}$  indicato nel §3.4.1.

#### 4.1.4 Resistenza allo stato limite ultimo per distacco intermedio (modo 2)

(1)P Allo scopo di prevenire il meccanismo di distacco secondo il modo 2, si può verificare che la variazione di tensione,  $\Delta\sigma_{\text{f}}$ , nel rinforzo di FRP tra due fessure consecutive non superi un opportuno valore limite,  $\Delta\sigma_{\text{R}}$ . Quest'ultimo dipende, in generale, dalle caratteristiche del legame di aderenza (come definito nell'Appendice D), dalla distanza tra le fessure e dal livello di tensione,  $\sigma_{\text{f}}$ , nel rinforzo.

(2) In alternativa, è possibile ricorrere ad una procedura semplificata consistente nel verificare che allo SLU la tensione massima nel composito fibrorinforzato non ecceda il valore di progetto,  $f_{\text{fdd},2}$ , fornito dalla seguente relazione:

$$f_{\text{fdd},2} = \frac{k_{\text{q}}}{\gamma_{\text{f,d}}} \cdot \sqrt{\frac{E_{\text{f}} \cdot 2 \cdot k_{\text{b}} \cdot k_{\text{G},2}}{FC}} \cdot \sqrt{f_{\text{cm}} \cdot f_{\text{ctm}}}, \quad (4.6)$$

nella quale i simboli già introdotti in precedenza hanno lo stesso significato sopra specificato;  $k_{\text{G},2}$  è un coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali, da assumersi pari a 0.10 mm indipendentemente dal tipo del rinforzo;  $k_{\text{q}}$  è un coefficiente che tiene conto della condizione di carico, da assumersi pari a 1.25 per prevalenti carichi distribuiti e 1 in tutti gli altri casi.

Conseguentemente, il massimo valore attribuibile alla deformazione del composito in sede progettuale affinché non si verifichi il distacco intermedio è:

$$\varepsilon_{\text{fdd}} = \frac{f_{\text{fdd},2}}{E_{\text{f}}} \geq \varepsilon_{\text{sy}} - \varepsilon_0, \quad (4.7)$$

dove  $\varepsilon_{sy}$  è la deformazione di calcolo dell'armatura preesistente in corrispondenza dello snervamento, ottenuta a partire dalla corrispondente tensione media divisa per il fattore di confidenza FC (§ 3.3.3(6)), ed  $\varepsilon_0$  è la deformazione preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo lembo teso, calcolata in accordo con quanto indicato nel § 4.2.2.2.

#### 4.1.5 Verifica delle tensioni di interfaccia allo stato limite di esercizio

(1)P In una trave rinforzata con FRP, all'interfaccia tra calcestruzzo e rinforzo, si verificano concentrazioni tensionali (tangenziali e normali) localizzate in corrispondenza di fessure trasversali presenti nel calcestruzzo, soprattutto alle estremità del rinforzo. Tali concentrazioni possono provocare la fessurazione dell'interfaccia favorendo il distacco tra i due materiali.

(2) È opportuno che, in condizioni di esercizio, non si verifichi l'apertura delle suddette fessure, soprattutto in presenza di cicli di carico e di cicli di gelo/disgelo. La competente verifica può essere eseguita mediante un calcolo delle tensioni di interfaccia utilizzando modelli elastici lineari.

(3) Si deve controllare che, all'interfaccia adesivo-calcestruzzo, sia per la combinazione di carico caratteristica (o rara) che per quella frequente, la tensione tangenziale "equivalente",  $\tau_{b,e}$ , appresso definita, sia inferiore alla resistenza di adesione tra il rinforzo ed il substrato di calcestruzzo,  $f_{bd}$ :

$$\tau_{b,e} \leq f_{bd} \quad (4.8)$$

(4) Il valore di progetto della resistenza di adesione tra rinforzo e calcestruzzo,  $f_{bd}$ , è funzione della resistenza media a trazione del calcestruzzo,  $f_{ctm}$ , ed è fornita dalla relazione:

$$f_{bd} = 0.21 \cdot \frac{k_b}{\gamma_b} \cdot \frac{f_{ctm}}{FC}, \quad (4.9)$$

dove il coefficiente parziale  $\gamma_b$  vale 1.0 per la combinazione di carico caratteristica (o rara) e 1.2 per quella frequente, mentre il fattore correttivo di tipo geometrico  $k_b$  assume il valore fornito dalla (4.3).

(5) La tensione tangenziale "equivalente"  $\tau_{b,e}$  è definita a partire dalla tensione tangenziale media,  $\tau_m$ , valutata in corrispondenza della corda sulla quale si interfacciano adesivo e calcestruzzo:

$$\tau_{b,e} = k_{id} \cdot \tau_m \quad (4.10)$$

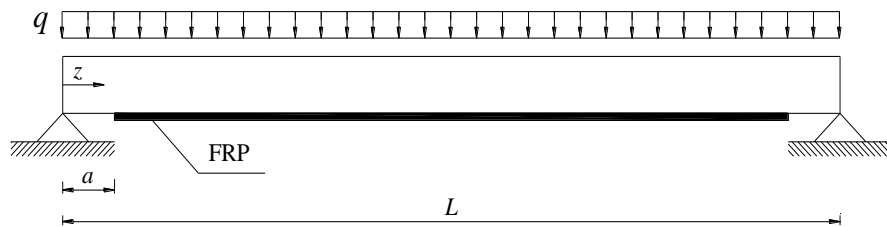
Il coefficiente  $k_{id}$  ( $\geq 1$ ), che tiene conto della concentrazione di tensioni tangenziali e normali nelle zone terminali (Appendice D), è fornito dalla seguente relazione:

$$k_{id} = \left( k_{\sigma}^{1.5} + 1.15 \cdot k_{\tau}^{1.5} \right)^{2/3}, \quad (4.11)$$

essendo:

- $k_{\sigma} = k_{\tau} \cdot \beta \cdot t_f$ ,
- $k_{\tau} = 1 + \alpha \cdot a \cdot \frac{M_{(z=a)}}{V_{(z=a)} \cdot a}$ ,
- $M_{(z=a)}$  il momento flettente agente nella sezione di interruzione del rinforzo (Figura 4-4),

- $V_{(z=a)}$  il taglio agente nella sezione di interruzione del rinforzo, posta a distanza  $z=a$  dall'estremità della trave,
- $\alpha = \sqrt{\frac{K_1}{E_f \cdot t_f}}$ ,
- $\beta = \left( \frac{b_f \cdot 2.30 \cdot K_1}{4 \cdot E_f \cdot I_f} \right)^{1/4}$ ,
- $K_1 = \frac{1}{t_a/G_a + t_c/G_c}$ ,
- $G_a$  e  $G_c$  moduli di elasticità tangenziale dell'adesivo e del calcestruzzo,
- $t_a$  spessore nominale dell'adesivo,
- $t_c$  spessore dello strato di calcestruzzo partecipante alla deformabilità dell'interfaccia (in genere si può assumere  $t_c = 20 \div 30$  mm).



**Figura 4-4** – Definizione dei parametri geometrici.

La tensione tangenziale media,  $\tau_m$ , è calcolata nello spirito dell'approssimazione di Jourawski come segue:

$$\tau_m = \frac{V_{(z=a)} \cdot t_f \cdot (h - x)}{I_c / n_f}, \quad (4.12)$$

essendo:

- $h$  altezza della sezione,
- $x$  distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso,
- $I_c$  momento d'inerzia della sezione omogeneizzata, parzializzata se in presenza di fessurazione,
- $E_c$  modulo di elasticità normale del calcestruzzo,
- $n_f = E_f/E_c$  coefficiente di omogeneizzazione, corrispondente alla combinazione di carico considerata (caratteristica o frequente).

(5) Qualora sia previsto un ancoraggio terminale, realizzato mediante fasciatura ad U, l'effetto delle tensioni normali ai fini della verifica dell'interfaccia può essere trascurato e, pertanto, il coefficiente  $k_\sigma$  può essere assunto pari a zero.



(6) Per il calcolo delle tensioni di ancoraggio allo SLE vanno tenuti in conto i soli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione che competono alle variazioni di carico successive all'applicazione del rinforzo.

## 4.2 RINFORZO A FLESSIONE

### 4.2.1 Generalità

(1)P Il rinforzo a flessione si rende necessario per elementi strutturali soggetti ad un momento flettente di progetto maggiore della corrispondente resistenza. A scopo esemplificativo, di seguito è trattato il caso di flessione retta, che si verifica ad esempio quando l'asse di sollecitazione coincide con un asse di simmetria della sezione trasversale dell'elemento rinforzato.

(2) Il rinforzo a flessione con materiali compositi può essere realizzato applicando al lembo teso dell'elemento da rinforzare una o più lamine preformate, ovvero uno o più strati di tessuto impregnati *in situ*.

### 4.2.2 Analisi del comportamento allo stato limite ultimo

#### 4.2.2.1 Generalità

(1)P Il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP in modo che il momento resistente di progetto della sezione rinforzata,  $M_{Rd}$ , maggiori quello sollecitante di progetto,  $M_{Sd}$ :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}. \quad (4.13)$$

(2)P Le ipotesi fondamentali su cui si basa l'analisi allo SLU delle sezioni di c.a. rinforzate con FRP sono le seguenti:

- conservazione della planarità delle sezioni rette fino a rottura, in modo che il diagramma delle deformazioni normali sia lineare;
- perfetta aderenza tra i materiali componenti (acciaio-calcestruzzo, FRP-calcestruzzo);
- resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
- legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio conformi alla Normativa vigente;
- legame costitutivo del composito fibrorinforzato elastico lineare fino a rottura.

(3) L'intervento di rinforzo è consigliato per sezioni a debole armatura. Le regole appresso riportate si riferiscono esclusivamente a tale situazione.

(4) Si ipotizza che la rottura per flessione si manifesti in concomitanza con una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento della massima deformazione plastica nel calcestruzzo compresso,  $\varepsilon_{cu}$ , come definita dalla Normativa vigente;
- raggiungimento di una deformazione massima nel rinforzo di FRP,  $\varepsilon_{fd}$ , calcolata come:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\}, \quad (4.14)$$

dove  $\varepsilon_{fk}$  è la deformazione caratteristica a rottura del rinforzo,  $\gamma_f$  e  $\eta_a$  sono i coefficienti definiti rispettivamente nella Tabella 3-1 e nella Tabella 3-2,  $\varepsilon_{fdd}$  è la deformazione massima per distacco intermedio come definita dalla (4.7) (generalmente il valore minimo nella (4.14) corrisponde ad  $\varepsilon_{fdd}$ ).

(5) È importante verificare che il taglio resistente dell'elemento rinforzato sia superiore a quello associato al diagramma del momento flettente di progetto per il quale si è reso necessario l'intervento di rinforzo a flessione. L'incremento del taglio resistente, eventualmente necessario, deve essere conseguito in accordo con le prescrizioni fornite nel § 4.3.

#### 4.2.2.2 Stato della struttura all'atto del rinforzo

(1)P Poiché il rinforzo di FRP viene di solito applicato su una struttura già sollecitata, si deve tenere conto dello stato di deformazione della struttura all'atto del rinforzo.

(2) Se il momento flettente preesistente all'applicazione del rinforzo,  $M_0$ , è inferiore a quello di fessurazione lo stato deformativo iniziale può essere trascurato.

(3)P Lo stato di deformazione della struttura all'atto del rinforzo può essere valutato ipotizzando il comportamento elastico lineare dei due materiali costituenti la trave (calcestruzzo ed acciaio) e, in particolare, l'incapacità del calcestruzzo a sopportare sforzi di trazione.

#### 4.2.2.3 Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP

(1)P La valutazione della resistenza flessionale della sezione rinforzata si effettua in accordo con le ipotesi specificate nel § 4.2.2.1, utilizzando l'equazione di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse della trave e quella alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese, parallelamente all'asse neutro.

(2) Con riferimento alla situazione esemplificativa rappresentata in Figura 4-5, si possono distinguere due tipi di rottura, a seconda che si raggiunga la massima dilatazione del rinforzo di FRP (zona 1) o la massima contrazione del calcestruzzo (zona 2).

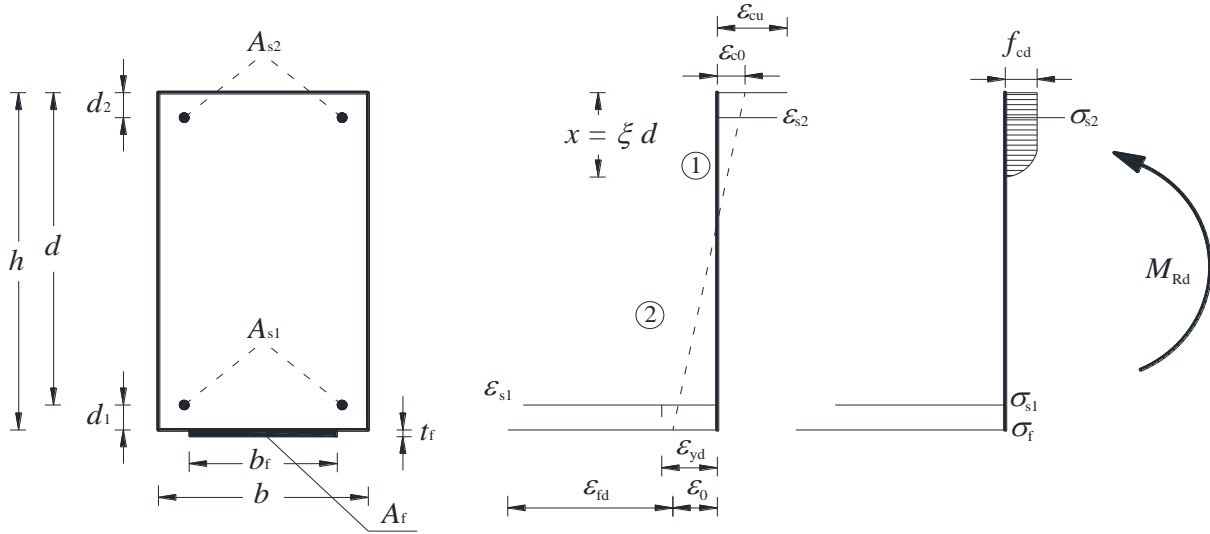
(3) Nella zona 1 la rottura si attinge per raggiungimento della deformazione (dilatazione) elastica limite di progetto nel composito: un qualunque diagramma delle deformazioni corrispondente a tale modalità di rottura ha come punto fisso il valore limite della deformazione del composito,  $\varepsilon_{fd}$ , definito dalla relazione (4.14).

Le deformazioni normali che competono alle diverse fibre della sezione retta, distese parallelamente all'asse neutro, possono essere calcolate invocando la linearità del diagramma attraverso le seguenti relazioni:

- (FRP)  $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ ,
- (calcestruzzo al lembo compresso)  $\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x}{(h-x)} \leq \varepsilon_{cu}$ ,
- (acciaio in compressione)  $\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x-d_2}{(h-x)}$ ,
- (acciaio in trazione)  $\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{d-x}{(h-x)}$ ,

nelle quali si è utilizzata la simbologia di Figura 4-5. In particolare  $x$  è la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione retta;  $\varepsilon_{fd}$  è fornita dalla (4.14);  $\varepsilon_{cu}$  è la deformazione

limite che il calcestruzzo può attingere a compressione (deformazione di progetto);  $\varepsilon_0$  è la deformazione preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo lembo teso, calcolata in accordo con quanto indicato nel § 4.2.2.2.



**Figura 4-5** – Modalità di rottura di una sezione di c.a. rinforzata esternamente con FRP.

Nel caso in cui il legame costitutivo assunto per le barre di acciaio sia bilineare con incrudimento, è generalmente superfluo verificare l'entità della deformazione esibita dalle armature metalliche tese allo SLU, in quanto, per i valori usuali della deformazione limite delle fibre,  $\varepsilon_{fd}$ , e del calcestruzzo,  $\varepsilon_{cu}$ , il valore di progetto della suddetta deformazione non viene mai attinto. Nel caso in cui la deformazione ultima dell'acciaio stabilita dalla Normativa vigente dovesse essere superata, se ne deve tenere conto nel calcolo della posizione dell'asse neutro e conseguentemente in quello del momento resistente.

(4) Nella zona 2 la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo con acciaio teso snervato, mentre la deformazione del composito non eccede quella limite: in tal caso resta fissata la deformazione massima di progetto del calcestruzzo compresso,  $\varepsilon_{cu}$ , in funzione della quale si ricavano, per linearità, le deformazioni normali negli altri materiali. Le relazioni da utilizzare sono le seguenti con il significato dei simboli già introdotto:

- (FRP)  $\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (h - x) - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fd}$ ,
- (calcestruzzo al lembo compresso)  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ,
- (acciaio in compressione)  $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x}$ ,
- (acciaio in trazione)  $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x}$ .

(5) Per entrambi i tipi di rottura (asse neutro in zona 1 o in zona 2), la posizione,  $x$ , dell'asse neutro è determinata a partire dall'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave:

$$0 = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot \sigma_f, \quad (4.15)$$

essendo  $f_{cd}$  il valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo preesistente calco-

lato come indicato al § 3.3.3(6). Nel caso di interventi su calcestruzzi giovani va valutata l'opportunità di applicare un coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.

Il valore del momento resistente,  $M_{Rd}$ , può essere determinato a partire dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro delle armature tese e parallelo all'asse neutro:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_2) + A_f \cdot \sigma_f \cdot d_1], \quad (4.16)$$

dove il coefficiente parziale  $\gamma_{Rd}$  deve essere assunto pari a 1.00 (Tabella 3-1, § 3.4.2).

Nelle equazioni (4.15) e (4.16) i coefficienti adimensionali  $\psi$  e  $\lambda$  rappresentano, rispettivamente, l'intensità del risultante degli sforzi di compressione e la distanza di quest'ultimo dall'estremo lembo compresso rapportati, nell'ordine, a  $b \cdot x \cdot f_{cd}$  ed a  $x$ .

(6) Poiché il rinforzo di FRP ha un comportamento elastico lineare fino a rottura, la sua tensione di lavoro può essere calcolata come prodotto della competente deformazione per il modulo di elasticità normale nella direzione dell'asse della trave.

#### 4.2.2.4 Resistenza di progetto a flessione dell'elemento rinforzato con FRP in presenza di forza assiale (pressoflessione)

(1)P Valgono i principi e le regole di applicazione introdotti nel § 4.2.2.1, dal punto (1) al punto (5), tenendo altresì conto della dipendenza del valore di progetto del momento resistente della sezione rinforzata,  $M_{Rd}$ , da quello dello sforzo normale sollecitante,  $N_{Sd}$ .

(2)P L'efficacia dell'azione del rinforzo in corrispondenza delle zone nodali deve essere assicurata attraverso l'adozione di idonee soluzioni costruttive atte a garantire sia un adeguato ancoraggio del composito, sia la trasmissione degli sforzi di trazione da quest'ultimo al nodo. Inoltre, il sistema di rinforzo a pressoflessione deve garantire che il collasso avvenga per rottura del composito, la quale deve perciò precedere il distacco dal supporto. Tale condizione può essere ottenuta, ad esempio, ricorrendo ad un confinamento trasversale. Conseguentemente, è lecito adottare per la  $\varepsilon_{fd}$  il valore fornito dal primo termine in parentesi nella (4.14).

Il raggiungimento degli obiettivi costruttivi sopra indicati deve essere validato mediante adeguate indagini sperimentali.

(3) Valgono le regole di applicazione introdotte nel § 4.2.2.3, dal punto (2) al punto (6), con l'unica variante che al primo membro della (4.15) deve figurare lo sforzo normale sollecitante di progetto,  $N_{Sd}$ .

(4) In alternativa a quanto previsto nel punto (5) del precedente § 4.2.2.3, è possibile valutare la resistenza di progetto a pressoflessione dell'elemento rinforzato con FRP seguendo il procedimento semplificato descritto nell'Appendice E.

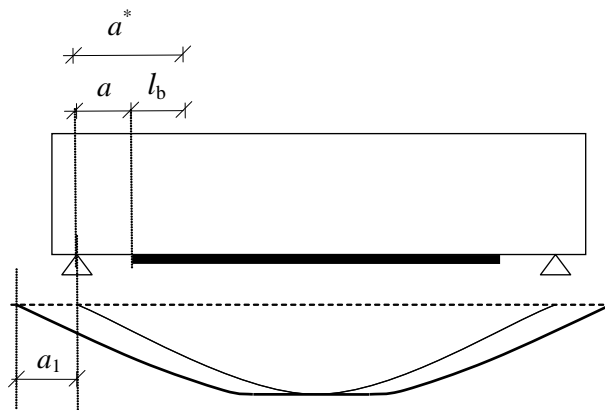
#### 4.2.2.5 Collasso per distacco di estremità

(1)P Il distacco di estremità dipende da una serie di fattori quali l'ubicazione della zona di formazione delle fessure, la tipologia di queste ultime (fessure taglianti e/o flessionali), la presenza di irregolarità sulla superficie di applicazione del rinforzo e la concentrazione tensionale nelle zone di ancoraggio.

(2) Nel caso di elementi inflessi di c.a., una volta che sia stata individuata la sezione a partire

dalla quale è necessario il rinforzo di FRP per incrementarne il momento resistente, si deve verificare che la tensione cui la suddetta sezione è soggetta allo SLU non superi il massimo valore ammissibile nei riguardi del fenomeno di distacco di estremità. Tale valore massimo è funzione della lunghezza della zona di ancoraggio, a sua volta dipendente dalla distanza  $a^*$  della summenzionata sezione dall'appoggio (Figura 4-6). Per  $a^* \geq l_{ed}$  è suggerito di prevedere una lunghezza di ancoraggio  $l_b \geq l_{ed}$ . Per  $a^* < l_{ed}$  è inevitabile che sia  $l_b < l_{ed}$ . Nel primo caso il massimo valore ammissibile per la tensione di trazione nel composito nei riguardi del fenomeno di distacco di estremità è  $f_{fd}$  (eq. (4.4)); nel secondo caso è  $f_{fd,rid}$  (eq. (4.5)).

(3) Qualora l'ancoraggio sia realizzato in una zona soggetta a prevalenti sollecitazioni taglianti, che possono indurre fessure inclinate, la forza di trazione mobilitata nel composito, alla distanza  $a^*$ , deve essere calcolata dopo aver operato un'opportuna traslazione del diagramma del momento flettente, di entità  $a_1$ . Tale traslazione deve avvenire nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente (Figura 4-6).



**Figura 4-6** – Traslazione del diagramma del momento flettente.

Sul piano operativo, generalmente, la forza di ancoraggio può essere valutata incrementando il momento di calcolo sollecitante della seguente quantità:

$$M = V_{sd} \cdot a_1, \quad (4.17)$$

dove  $V_{sd}$  è il taglio sollecitante di progetto,  $a_1 = 0.9 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha)$ ,  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura a taglio e  $d$  è l'altezza utile della sezione.

(4) In presenza di dispositivi speciali per l'ancoraggio delle estremità dei sistemi di rinforzo, è possibile omettere le verifiche di cui ai punti precedenti a condizione di disporre di un'opportuna certificazione di tali dispositivi basata su adeguate indagini sperimentali. La certificazione deve riguardare i materiali impiegati (adesivi e rinforzi), gli specifici sistemi utilizzati per migliorare l'ancoraggio (barre trasversali annegate nel copriferro, fasciatura trasversale mediante tessuti, ecc.), la successione delle fasi indicate dal Produttore e/o del Fornitore per la preparazione delle superfici, i tempi di esecuzione e le condizioni ambientali.

(5) In presenza di momenti negativi alle estremità dell'elemento rinforzato, a meno di valutazioni più specifiche o di adozione di dispositivi speciali d'ancoraggio, è consigliato di limitare l'applicazione del composito FRP alla sola zona soggetta a momento positivo, valutando  $a^*$  a partire dalla sezione a momento nullo.

### 4.2.3 Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio

#### 4.2.3.1 Basi del calcolo

(1)P Nel presente paragrafo sono presi in considerazione i seguenti Stati Limite di Esercizio:

- limitazione delle tensioni (§ 4.2.3.2);
- controllo dell'inflessione (§ 4.2.3.3);
- controllo della fessurazione (§ 4.2.3.4).

In situazioni particolari possono risultare importanti altri SLE non espressamente elencati nelle presenti Istruzioni.

(2)P Sotto i carichi di esercizio è necessario verificare che:

- i livelli tensionali nei materiali siano opportunamente limitati allo scopo di evitare lo snervamento dell'acciaio e mitigare i fenomeni di viscosità nel calcestruzzo e nel rinforzo esterno;
- le deformazioni e le frecce non attingano valori eccessivi, tali da inficiare il normale uso della struttura, produrre danni ad elementi non portanti, arrecare disturbo psicologico agli utenti;
- i fenomeni fessurativi risultino opportunamente contenuti, in quanto fessure troppo numerose e/o aperte potrebbero ridurre notevolmente la durabilità e la funzionalità delle strutture, nonché compromettere il loro aspetto e l'integrità del legame di aderenza all'interfaccia FRP-calcestruzzo.

(3)P Le verifiche in condizioni di esercizio devono essere svolte tenendo conto dell'eventuale deformazione preesistente al momento dell'applicazione del rinforzo. Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- conservazione della planarità delle sezioni rette;
- comportamento elastico lineare dell'armatura metallica e del rinforzo;
- comportamento elastico lineare a compressione del calcestruzzo e limitata capacità di quest'ultimo a resistere a sforzi di trazione, eventualmente tenendo conto dell'effetto di *tension stiffening*;
- assenza di scorrimenti (perfetta aderenza) tra calcestruzzo ed armatura metallica e tra calcestruzzo e rinforzo di FRP.

(4)P Le suddette ipotesi consentono di definire un rapporto di proporzionalità tra la tensione dell'acciaio e quella di una fibra di calcestruzzo compresso posta alla stessa quota ( $\sigma_s / \sigma_c = E_s / E_c = n_s$ ), nonché tra la tensione del rinforzo di FRP e quella della fibra di calcestruzzo compresso ad esso adesa ( $\sigma_f / \sigma_c = E_f / E_c = n_f$ ). Tali rapporti sono noti come coefficienti di omogeneizzazione.

I loro valori devono essere stabiliti tenendo conto dell'evoluzione delle deformazioni differite e quindi facendo riferimento a situazioni a breve ed a lungo termine.

(5)P Nel calcolo delle tensioni, se del caso, è necessario considerare, oltre agli effetti dei carichi, anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro e di eventuali altre distorsioni.

#### 4.2.3.2 Verifica delle tensioni

(1)P In condizioni di esercizio le tensioni nel composito fibrorinforzato, calcolate per la *combina-*

zione di carico quasi permanente, devono soddisfare la limitazione  $\sigma_f \leq \eta \cdot f_{fk}$ , essendo  $f_{fk}$  la tensione caratteristica di rottura del rinforzo ed  $\eta$  il fattore di conversione, i cui valori sono suggeriti nel § 3.5.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio vanno limitate in accordo con quanto prescritto nella Normativa vigente.

(2) In presenza di un momento  $M_0$  agente sulla sezione all'atto dell'applicazione del rinforzo e di un momento  $M_1$  dovuto ai carichi applicati dopo l'intervento, le tensioni indotte dal momento complessivo  $M=M_0+M_1$  possono essere valutate additivamente come segue:

- tensioni nel calcestruzzo:  $\sigma_c = \sigma_{c0} + \sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c0} = M_0 / W_{0,c}^s$ ,  $\sigma_{c1} = M_1 / W_{1,c}^s$ ;
- tensioni nell'acciaio teso:  $\sigma_s = \sigma_{s0} + \sigma_{s1}$ ,  $\sigma_{s0} = n_s \cdot M_0 / W_{0,s}^i$ ,  $\sigma_{s1} = n_s \cdot M_1 / W_{1,s}^i$ ;
- tensioni nelle fibre:  $\sigma_f = n_f \cdot M_1 / W_{1,f}^i$ .

Con riferimento alla Figura 4-5 nelle relazioni sopra riportate:

- $W_{0,c}^s = I_0 / x_0$ : è il modulo di resistenza della sezione di c.a. relativo al lembo di calcestruzzo più compresso;
- $W_{0,s}^i = I_0 / (d - x_0)$ : è il modulo di resistenza della sezione di c.a. relativo all'acciaio in trazione;
- $W_{1,c}^s = I_1 / x_1$ : è il modulo di resistenza della sezione di c.a. rinforzata relativo al lembo di calcestruzzo più compresso;
- $W_{1,s}^i = I_1 / (d - x_1)$ : è il modulo di resistenza della sezione di c.a. rinforzata relativo all'acciaio in trazione;
- $W_{1,f}^i = I_1 / (h - x_1)$ : è il modulo di resistenza della sezione di c.a. rinforzata relativo al composito fibrorinforzato.

In particolare, nell'ipotesi che il momento flettente  $M_0$  induca fessurazione nella sezione, la posizione dell'asse neutro, il valore dei momenti di inerzia  $I_0$  e  $I_1$  nonché quello delle distanze  $x_0$  e  $x_1$  degli assi neutri dall'estremo lembo compresso attengono, rispettivamente, alla condizione di sezione di c.a. fessurata e non rinforzata, ed a quella di c.a. fessurata e rinforzata con FRP.

#### 4.2.3.3 Verifica delle frecce

(1)P Le deformazioni esibite dalle strutture rinforzate con FRP devono rispettare le limitazioni imposte dalla Normativa vigente.

(2)P Il modello meccanico adottato deve simulare il comportamento reale della struttura con un livello di accuratezza adeguato agli obiettivi del calcolo. In particolare, deve tenere conto dell'eventuale presenza della fessurazione per gli effetti da essa prodotti sulla deformazione del corrente teso e di quello compresso.

(3)P Se risulta appropriato, il modello meccanico adottato deve consentire di tenere in conto:

- gli effetti della viscosità e del ritiro;
- l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure;

- la fessurazione preesistente, provocata da carichi antecedenti all'applicazione del rinforzo;
- l'influenza di distorsioni eventualmente agenti, quali ad esempio quelle di origine termica;
- la modalità di applicazione del carico, sia essa statica o dinamica;
- il valore più appropriato del modulo di elasticità normale del calcestruzzo in funzione anche della maturazione al momento della messa in carico.

(4) Il calcolo della freccia per travi di c.a. rinforzate con FRP può essere effettuato mediante integrazione del diagramma delle curvature. Queste ultime possono essere valutate attraverso un'analisi non lineare che tenga conto della fessurazione e dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso. In caso di calcolo non lineare delle frecce, non vale il principio di sovrapposizione degli effetti.

In alternativa, sono possibili analisi semplificate, del tipo di quelle in uso per le ordinarie sezioni di c.a., sempre che siano suffragate da adeguate sperimentazioni.

#### **4.2.3.4 Verifica dell'apertura delle fessure**

(1)P Per proteggere l'armatura metallica interna e garantire la funzionalità degli elementi strutturali, occorre prevedere, in condizioni di esercizio, opportune limitazioni sui valori dell'apertura delle fessure in essi presenti.

(2) La fessurazione delle strutture rinforzate con FRP deve soddisfare le prescrizioni contenute nella Normativa vigente per le strutture di conglomerato cementizio armato.

(3) Allo stato attuale non sono disponibili modellazioni accurate e completamente affidabili per il calcolo dell'apertura delle fessure di strutture di c.a. rinforzate con FRP. In letteratura sono reperibili diverse formulazioni a base sperimentale che modificano opportunamente le espressioni in uso per le ordinarie sezioni di c.a. tenendo conto della presenza del rinforzo esterno.

L'evidenza sperimentale dimostra che le membrature di c.a. placcate con FRP presentano, generalmente, fessure di ampiezza inferiore anche se più ravvicinate.

(4) È possibile adottare modellazioni più complesse ed accurate purché supportate da adeguate sperimentazioni.

#### **4.2.4 Duttilità**

(1)P La duttilità degli elementi inflessi, intesa come capacità di deformazione in campo plastico, dipende sia dal comportamento della sezione che dalle modalità effettive di collasso dell'elemento strutturale nel suo complesso. Si ottiene un comportamento tanto più duttile quanto più l'armatura metallica tesa è snervata e quanto più è elevata la curvatura dell'elemento rinforzato nella condizione di crisi incipiente.

La duttilità può ritenersi del tutto assente nel caso in cui il fenomeno di distacco del rinforzo di FRP dal supporto preceda lo snervamento dell'armatura metallica tesa.

### **4.3 RINFORZO A TAGLIO**

#### **4.3.1 Generalità**

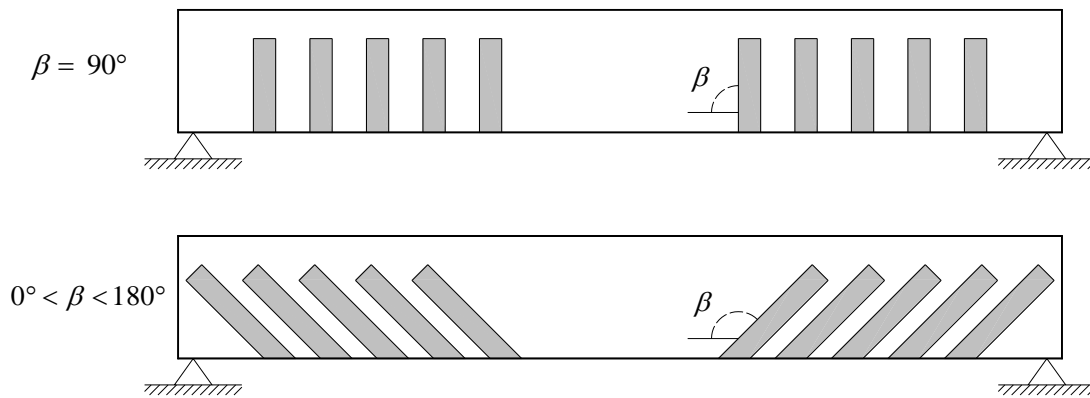
(1)P Il rinforzo a taglio si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il taglio di calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura trasversale metallica presente.



- (2) Il rinforzo a taglio va verificato per i soli SLU.
- (3) In aggiunta ai tipi di rinforzo di seguito considerati, si possono adottare altri tipi non contemplati in queste Istruzioni, purché sia dimostrata la loro efficacia e sia quantificato il loro contributo resistente a taglio.

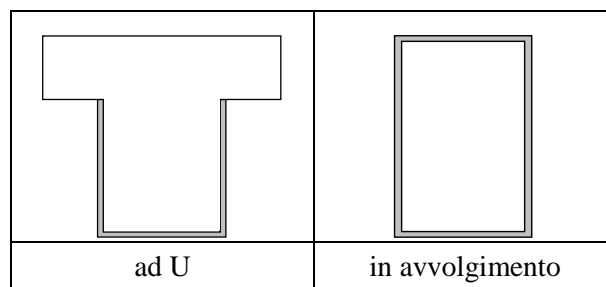
#### 4.3.2 Configurazioni per il rinforzo a taglio

Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando in aderenza sulla superficie esterna della membratura da rinforzare (Figura 4-7) elementi mono o bidimensionali di composito (comunemente tessuti), costituiti da uno o più strati di materiale. Nel caso di applicazioni di elementi monodimensionali, le strisce di composito possono essere applicate in adiacenza le une alle altre, ovvero in maniera discontinua.



**Figura 4-7** – Orientamenti del rinforzo a taglio in forma di strisce.

- (2) Elementi distintivi del sistema di rinforzo sono: la geometria (spessore, larghezza, passo) delle strisce di composito adese alla membratura rinforzata e l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale di quest'ultima.
- (3) La disposizione del sistema di rinforzo attorno alla sezione può avvenire nei seguenti modi: ad U o in avvolgimento (Figura 4-8).



**Figura 4-8** – Disposizione del rinforzo a taglio attorno alla sezione.

- (4) Nel caso di sistemi di rinforzo ad U su sezioni rettangolari o a T, è possibile migliorare le condizioni di vincolo delle estremità libere dei compositi (non avvolte completamente attorno agli angoli delle sezioni), ad esempio mediante l'applicazione di barre, lamine o strisce di FRP. In tale eventualità, se è dimostrata l'efficacia del vincolo offerto dai suddetti dispositivi, il comportamento del sistema di rinforzo ad U può considerarsi equivalente a quello del rinforzo in avvolgimento.
- (5) Il rinforzo a taglio può anche essere realizzato inserendo barre o lamine di materiale composito in apposite fessure praticate sulle facce esterne dell'elemento. Tale intervento non è oggetto

delle presenti Istruzioni; qualora fosse utilizzato, la sua efficacia deve essere supportata da evidenze sperimentali.

### 4.3.3 Resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato con FRP

#### 4.3.3.1 Resistenza di progetto

(1) La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \}, \quad (4.18)$$

dove  $V_{Rd,s}$  e  $V_{Rd,f}$  sono, rispettivamente, la capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale di acciaio e quella del sistema di rinforzo FRP;  $V_{Rd,c}$  è la capacità a taglio-compressione del calcestruzzo. Le capacità a taglio del calcestruzzo e dell'armatura trasversale devono essere calcolate in accordo con la Normativa vigente; la capacità a taglio-trazione del composito deve essere calcolata come indicato ai punti (2) e (4).

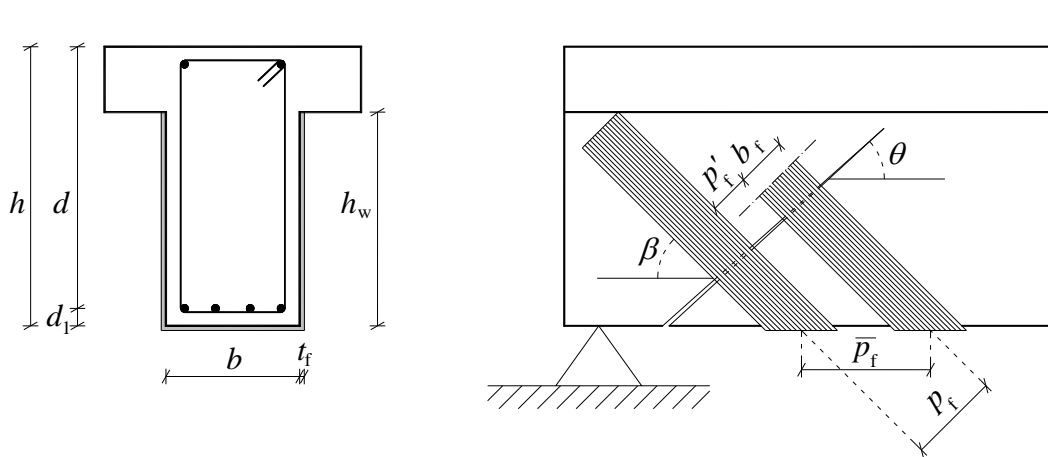
(2) Nel caso di disposizione ad U o in avvolgimento su una sezione rettangolare, il contributo del sistema di rinforzo FRP,  $V_{Rd,f}$ , può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Morsch mediante la seguente formula:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}, \quad (4.19)$$

dove (Figura 4-9):

- $d$  è l'altezza utile della sezione,
- $f_{fed}$  è la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo, da valutarsi come indicato nel § 4.3.3.2,
- $t_f$  è lo spessore del sistema di rinforzo FRP,
- $b_f$  e  $p_f$  sono, rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre (nel caso di strisce poste in adiacenza o di elementi di rinforzo bidimensionali si assume  $b_f/p_f=1.0$ ),
- $\gamma_{Rd}$  è coefficiente parziale fornito in Tabella 3-1, § 3.4.2.

Nelle relazione (4.19) è possibile introdurre al posto di  $p_f$  la quantità  $\bar{p}_f \cdot \sin \beta$ , essendo  $\bar{p}_f$  il passo delle strisce misurato lungo l'asse dell'elemento (Figura 4-9).



**Figura 4-9** – Elementi distintivi di un rinforzo a taglio sotto forma di strisce.

(3) Nel caso di sistemi di rinforzo discontinui costituiti da strisce di materiale composito, la larghezza,  $b_f$ , ed il passo,  $p_f$ , delle strisce, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, devono rispettare le seguenti limitazioni:  $50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$  e  $b_f \leq p_f \leq \min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\}$ .

Nell'eventualità in cui dovesse risultare  $\min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\} < b_f$ , si deve ricorrere ad un sistema di rinforzo differente (per geometria o per caratteristiche meccaniche).

(4) Nel caso di disposizione in avvolgimento continuo su elementi con sezione circolare (diametro  $D$ ), qualora le fibre siano orientate ortogonalmente all'asse dell'elemento da rinforzare ( $\beta = 90^\circ$ ), il contributo del sistema di rinforzo FRP,  $V_{Rd,f}$ , è fornito dalla relazione:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot D \cdot f_{fed} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot t_f \cdot \cot \theta. \quad (4.20)$$

#### 4.3.3.2 Resistenza efficace

(1) In corrispondenza delle fessure da taglio si manifestano concentrazioni tensionali all'interfaccia calcestruzzo-FRP che possono innescare il distacco del composito dal supporto secondo il modo 1 (§ 4.1.3).

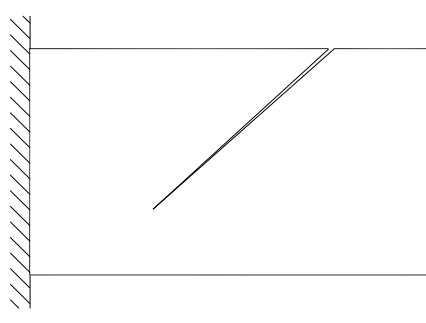
In assenza di una valutazione più rigorosa dello stato tensionale responsabile del fenomeno, è possibile avvalersi della procedura semplificata di seguito suggerita. Essa si basa sulla definizione convenzionale di "tensione efficace" del sistema di rinforzo, intesa come la tensione di trazione attesa in condizioni di incipiente distacco dal supporto.

(2) Nel caso di disposizione ad U su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo,  $f_{fed}$ , è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right], \quad (4.21)$$

dove  $f_{fdd}$  è la tensione di progetto del sistema di rinforzo, da valutarsi mediante la (4.4) tenendo anche conto del successivo punto (4),  $l_{ed}$  è la lunghezza efficace di ancoraggio, fornita dalla (4.1),  $\beta$  è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento,  $d$  è l'altezza utile della sezione e  $h_w$  è l'altezza dell'anima della trave, che deve essere interamente impegnata dal rinforzo ad U.

Particolare attenzione deve essere riposta nei casi in cui la zona compressa è localizzata inferiormente alla trave, come ad esempio accade per una mensola. In questi casi la lesione da taglio va ad allargarsi verso l'alto (Figura 4-10). In tali situazioni deve essere ben valutata l'opportunità di ricorrere ad idonei presidi per garantire un adeguato ancoraggio del rinforzo ad U, ivi compreso il ricorso a dispositivi meccanici. Negli stessi casi, per il calcolo della resistenza  $f_{fed}$  si deve sempre far ricorso alla (4.21) senza tener conto di quanto riportato al successivo punto (3).



**Figura 4-10** – Situazione tipo di zona compressa localizzata inferiormente alla trave.

(3) Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[ 1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right], \quad (4.22)$$

dove  $f_{fdd}$  è ancora una volta la tensione di progetto del sistema di rinforzo FRP, da valutarsi mediante la (4.4), ed inoltre:

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \quad (4.23)$$

essendo  $r_c$  il raggio di curvatura realizzato in corrispondenza dello spigolo della sezione rinforzata,  $b$  la larghezza dell'anima della sezione.

Nell'equazione (4.22) il contributo del secondo termine va considerato solo se positivo.

(4) Per la valutazione del fattore geometrico  $k_b$  fornito dalla (4.3), con il significato già specificato dei simboli utilizzati, si deve assumere:

- $b = p_f$  nel caso di sistemi di rinforzo discontinui sotto forma di strisce,
- $b = b_f = \min \{0.9 \cdot d, h_w\} \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$  nel caso di sistemi di rinforzi continui o di strisce adiacenti.

(5) Se si adottano dispositivi atti a vincolare le estremità libere di rinforzi ad U e si dimostra che il loro contributo è almeno pari a quello conseguibile nel caso di disposizione in avvolgimento, la tensione efficace di calcolo può essere ottenuta a partire dalla (4.22). In caso contrario, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla (4.21).

(6) Nel caso di avvolgimento continuo su elementi a sezione circolare di diametro  $D$ , con  $\beta = 90^\circ$ , la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo è fornita dalla relazione:

$$f_{\text{fed}} = E_f \cdot \varepsilon_{f,\text{max}}, \quad (4.24)$$

dove  $E_f$  è il modulo di elasticità normale del composito nella direzione delle fibre e  $\varepsilon_{f,\text{max}}$  è un opportuno valore limite della deformazione nel composito da assumersi, in mancanza di una determinazione più accurata, pari a  $5 \cdot 10^{-3}$ .

## 4.4 RINFORZO A TORSIONE

### 4.4.1 Generalità

(1)P Il rinforzo a torsione si rende necessario nel caso di elementi strutturali per i quali il momento torcente di calcolo, eventualmente valutato con i criteri della gerarchia delle resistenze, sia superiore alla corrispondente resistenza di calcolo. Quest'ultima deve essere determinata considerando i contributi del calcestruzzo e dell'eventuale armatura metallica trasversale presente.

(2) Il rinforzo a torsione va verificato per i soli SLU.

(3) In aggiunta ai tipi appresso elencati, se ne possono adottare altri non contemplati in queste Istruzioni, purché sia dimostrata la loro efficacia e sia quantificato il loro contributo resistente a torsione.

### 4.4.2 Configurazioni per il rinforzo a torsione

(1) Il rinforzo a torsione con materiali compositi si realizza applicando in aderenza alla superficie esterna della membratura da rinforzare (Figura 4-7) elementi mono o bidimensionali di composito (comunemente tessuti), costituiti da uno o più strati di materiale. Nel caso di applicazioni di elementi monodimensionali, le strisce di composito possono essere applicate in adiacenza le une alle altre, ovvero in maniera discontinua.

(2) Le fibre devono essere disposte con un angolo di inclinazione  $\beta = 90^\circ$  rispetto all'asse longitudinale.

(3) L'unica disposizione prevista per il rinforzo a torsione è quella in avvolgimento (Figura 4-8).

(4) Il rinforzo a torsione può anche essere realizzato mediante l'inserimento di barre o lamine di materiale composito in apposite fessure praticate sulle facce esterne dell'elemento. Tale rinforzo non è oggetto delle presenti Istruzioni; qualora fosse adottato, la sua efficacia deve essere supportata da evidenze sperimentali.

### 4.4.3 Resistenza di progetto a torsione dell'elemento rinforzato con FRP

(1)P Le Istruzioni che seguono si applicano agli elementi prismatici in cui si possa individuare una sezione anulare fittizia resistente e per i quali l'insufficiente resistenza torsionale, da sopperire con FRP, non derivi da un difetto di armatura metallica longitudinale. Tali elementi devono pertanto soddisfare la condizione:

$$T_{\text{Rd,l}} > \min \{ T_{\text{Rd,s}}, T_{\text{Rd,c}} \}, \quad (4.25)$$

dove  $T_{\text{Rd,s}}$ ,  $T_{\text{Rd,l}}$ ,  $T_{\text{Rd,c}}$  sono, rispettivamente, le resistenze ascrivibili all'armatura trasversale di ac-

ciaio, all'armatura longitudinale ed alla biella compressa di calcestruzzo, da valutarsi in accordo con la Normativa vigente.

#### 4.4.3.1 Resistenza di progetto a torsione

(1) La resistenza di progetto a torsione dell'elemento rinforzato può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$T_{Rd} = \min \{ T_{Rd,s} + T_{Rd,f}, T_{Rd,l}, T_{Rd,c} \}, \quad (4.26)$$

dove le quantità  $T_{Rd,s}$ ,  $T_{Rd,l}$ ,  $T_{Rd,c}$  hanno il significato già sopra richiamato. La quantità  $T_{Rd,f}$  rappresenta invece la resistenza torsionale ascrivibile al sistema di rinforzo FRP, da valutarsi come di seguito indicato.

(2) Sempre che dalla (4.26) risulti  $T_{Rd} = T_{Rd,s}$  la resistenza  $T_{Rd,f}$  è fornita da:

$$T_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 2 \cdot f_{fed} \cdot t_f \cdot b \cdot h \cdot \frac{b_f}{p_f} \cdot \cot \theta, \quad (4.27)$$

dove il coefficiente parziale  $\gamma_{Rd}$  deve essere assunto pari a 1.20 (Tabella 3-1, § 3.4.2),  $f_{fed}$  è la resistenza efficace di calcolo del rinforzo, da valutarsi come indicato nel § 4.3.3.2,  $t_f$  è lo spessore della striscia o del foglio di FRP,  $b$  ed  $h$  sono, rispettivamente, la base e l'altezza della sezione,  $\theta$  è l'angolo di inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse dell'elemento (da assumersi compreso nell'intervallo:  $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ),  $b_f$  e  $p_f$  sono, nell'ordine, la larghezza ed il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre. Nel caso di strisce applicate in adiacenza o di rinforzi continui, il rapporto  $b_f/p_f$  è posto uguale ad 1.0.

(3) Nei rinforzi eseguiti con strisce di materiale composito, la larghezza  $b_f$  ed il passo  $p_f$  di queste ultime, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, dovranno rispettare le seguenti limitazioni:  $50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$ , e  $b_f \leq p_f \leq \min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\}$ . Nell'eventualità in cui dovesse risultare  $\min\{0.5 \cdot d, 3 \cdot b_f, b_f + 200 \text{ mm}\} < b_f$ , si deve ricorrere ad un sistema di rinforzo differente (per geometria o per caratteristiche meccaniche).

(4) Nel caso di sollecitazione combinata di torsione,  $T_{Sd}$ , e taglio,  $V_{Sd}$ , deve essere soddisfatta la limitazione:

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,c}} \leq 1. \quad (4.28)$$

con il significato già precisato dei simboli  $T_{Rd,c}$  e  $V_{Rd,c}$ .

Il progetto del sistema di rinforzo FRP a torsione deve essere eseguito indipendentemente da quello a taglio: l'area complessiva di composito da applicare è la somma delle singole aree competenti ai due interventi. A tal riguardo, l'inclinazione  $\theta$  attribuita alle bielle compresse di conglomerato cementizio per la verifica ed il progetto a taglio e a torsione deve essere la medesima ed assunta pari a  $45^\circ$ .

## 4.5 CONFINAMENTO

### 4.5.1 Generalità

(1)P Un adeguato confinamento degli elementi di c.a. può determinare un miglioramento delle prestazioni dell'elemento strutturale, consentendo di incrementare:

- la resistenza ultima e la corrispondente deformazione ultima di elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità;
- la duttilità e, congiuntamente all'impiego di rinforzi longitudinali (§ 4.2.2.4 e Appendice F), la resistenza ultima di elementi pressoinflessi.

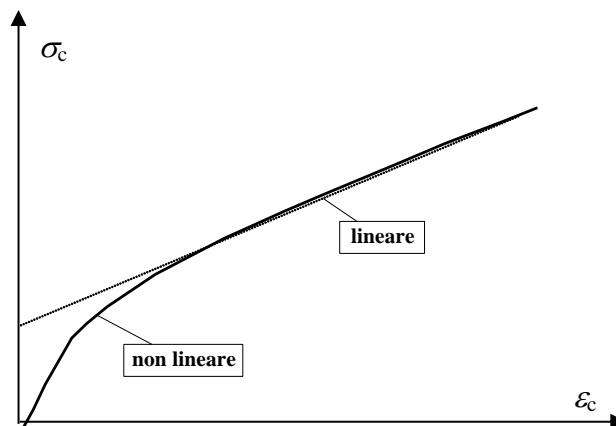
(2) Il confinamento di elementi di c.a. può essere realizzato con tessuti o lamine di FRP disposti sul contorno in modo da costituire una fasciatura esterna continua o discontinua.

(3)P L'incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP dipendono dalla pressione di confinamento applicata. Quest'ultima è funzione della rigidità del sistema di rinforzo e della forma della sezione trasversale dell'elemento confinato.

(4)P Per la redistribuzione dei carichi verticali non è consentito fare affidamento sulla duttilità di elementi soggetti a sforzo normale centrato o con piccola eccentricità.

(5)P Un sistema confinante realizzato con FRP (elastico fino a rottura), a differenza di uno realizzato con acciaio (elasto-plastico), esercita una pressione laterale strettamente crescente all'aumentare della dilatazione trasversale dell'elemento confinato.

(6) Un tipico legame “ $\sigma$ - $\varepsilon$ ” (tensione-deformazione) esibito da provini compressi, confinati con FRP, è riportato in Figura 4-11.



**Figura 4-11** – Andamento del legame tensione-deformazione per calcestruzzo confinato con FRP.

(7) Per valori della deformazione assiale,  $\varepsilon_c$ , pari allo 0.2%, la tensione nel calcestruzzo confinato è solo di poco superiore a quella esibita dal calcestruzzo non confinato, e cioè alla tensione di progetto di quest'ultimo.

(8) Per deformazioni superiori allo 0.2% il legame “ $\sigma$ - $\varepsilon$ ” è non lineare e la pendenza della corrispondente curva diminuisce progressivamente fino ad assumere, nell'ultimo tratto, un valore pres-

soché costante. In quest'ultimo tratto, ad andamento lineare, il calcestruzzo confinato perde progressivamente la sua integrità per effetto di una fessurazione sempre più diffusa.

(9) Il collasso dell'elemento confinato si raggiunge per rottura del composito. Tuttavia, a partire da un certo valore della deformazione assiale, l'elemento confinato con FRP perde di fatto la propria funzionalità potendo assorbire solo modeste ed insignificanti sollecitazioni trasversali. In considerazione di ciò, il collasso dell'elemento confinato è convenzionalmente raggiunto quando si attinge una deformazione limite del composito pari allo 0.4%.

(10) Gli elementi confinati vanno verificati nei riguardi dei soli SLU.

#### 4.5.2 Resistenza di progetto a compressione centrata o con piccola eccentricità dell'elemento confinato

(1) Per ottenere un efficace confinamento è buona norma disporre le fibre del composito in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento.

(2) Nel caso di disposizione ad elica, l'efficacia del confinamento va opportunamente valutata.

(3)P In assenza di una pretensione iniziale, il sistema di rinforzo FRP esercita un confinamento passivo sulla membratura compressa. L'azione di confinamento diventa significativa nella fase di plasticizzazione, e quindi di fessurazione, dell'elemento rinforzato, a seguito della sua più vistosa dilatazione trasversale.

(4)P L'elemento confinato risulta verificato se è soddisfatta la diseuguaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rcc,d}, \quad (4.29)$$

essendo  $N_{Sd}$  il valore di progetto dell'azione assiale agente e  $N_{Rcc,d}$  il valore di progetto della resistenza dell'elemento confinato.

(5) In assenza di fenomeni di instabilità, la resistenza di progetto  $N_{Rcc,d}$  è fornita dalla seguente relazione:

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}, \quad (4.30)$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente parziale da assumersi pari a 1.10 (Tabella 3-1, § 3.4.2),
- $A_c$  ed  $f_{ccd}$  sono, rispettivamente, l'area della sezione trasversale dell'elemento e la tensione di progetto del calcestruzzo confinato (quest'ultima valutata come indicato al punto seguente),
- $A_s$  ed  $f_{yd}$  sono, rispettivamente, l'area e la tensione di progetto dell'armatura metallica eventualmente presente (quest'ultima valutata come previsto nel § 3.3.3(6)).

(6) La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato,  $f_{ccd}$ , può essere valutata come segue:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left( \frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}, \quad (4.31)$$



essendo:

- $f_{cd}$  la tensione di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nel § 3.3.3(6),
- $f_{l,eff}$  la pressione efficace di confinamento, definita nel successivo paragrafo.

La relazione (4.31) può essere utilizzata anche ai fini del conseguimento del secondo obiettivo di cui al § 4.5.1(1)P.

- (7) Il confinamento risulta efficace se  $f_{l,eff} / f_{cd} > 0.05$ .

#### 4.5.2.1 Stima della pressione laterale di confinamento

(1)P Della pressione di confinamento,  $f_l$ , esercitata dal sistema di rinforzo, solo un'aliquota,  $f_{l,eff}$ , detta "pressione efficace di confinamento", contribuisce alla resistenza dell'elemento confinato.

(2) La pressione efficace di confinamento,  $f_{l,eff}$ , funzione della forma della sezione e delle modalità di realizzazione dell'intervento, è fornita dalla relazione:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l, \quad (4.32)$$

dove  $k_{eff}$  è un coefficiente di efficienza ( $\leq 1$ ), definito come rapporto fra il volume  $V_{c,eff}$  di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume  $V_c$  dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile).

(3) La pressione di confinamento può essere valutata mediante la relazione:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}, \quad (4.33)$$

dove  $\rho_f$  è la percentuale geometrica di rinforzo, dipendente, come descritto nei paragrafi seguenti, dalla forma della sezione e dal tipo di applicazione (confinamento continuo o discontinuo),  $E_f$  è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre,  $\varepsilon_{fd,rid}$  è un'opportuna deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, definita nel prosieguo.

(4) Il coefficiente di efficienza,  $k_{eff}$ , può essere espresso come prodotto di tre fattori: un coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , uno di efficienza verticale,  $k_V$ , ed un altro legato all'inclinazione delle fibre,  $k_\alpha$ :

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha. \quad (4.34)$$

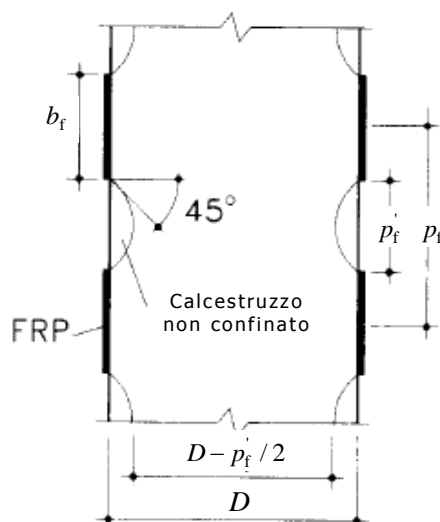
(5) Il coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , dipende dalla forma della sezione. I competenti valori per sezioni circolari o rettangolari sono forniti nei punti seguenti.

(6) Il coefficiente di efficienza verticale,  $k_V$ , dipende dallo sviluppo del confinamento lungo l'asse longitudinale dell'elemento rinforzato.

In caso di fasciatura continua si assume  $k_V = 1$ .

In caso di fasciatura discontinua (Figura 4-12), realizzata cioè con strisce di FRP disposte ad interasse  $p_f$  e distanza netta  $p'_f$ , si deve tenere conto della riduzione di efficacia dovuta al fenomeno di diffusione delle tensioni tra due fasciature consecutive. Per effetto di tale diffusione si creano delle

zone che non risentono del confinamento, aventi approssimativamente in sezione verticale un contorno parabolico con tangente iniziale inclinata di  $45^\circ$ .



**Figura 4-12** – Confinamento discontinuo su una sezione circolare confinata di diametro  $D$ : sezione verticale diametrale.

Indipendentemente dalla forma della sezione, il coefficiente di efficienza verticale,  $k_v$ , può essere assunto pari a:

$$k_v = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot d_{\min}}\right)^2, \quad (4.35)$$

avendo indicato con  $d_{\min}$  la minima dimensione trasversale dell'elemento.

(7) Nel caso di fasciatura discontinua è opportuno che la distanza netta fra le strisce rispetti la limitazione  $p'_f \leq d_{\min}/2$ .

(8) Indipendentemente dalla forma della sezione, il coefficiente di efficienza  $k_\alpha$  può esprimersi in funzione dell'angolo di inclinazione delle fibre,  $\alpha_f$ , come:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2}. \quad (4.36)$$

(9) La deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato,  $\varepsilon_{fd,rid}$ , è definita dalla relazione:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_f; 0.004\}, \quad (4.37)$$

dove  $\eta_a$  e  $\gamma_f$  sono, rispettivamente, il fattore di conversione ambientale ed il coefficiente parziale del materiale composito fibrorinforzato, i cui valori sono esposti, nell'ordine, nella Tabella 3-2 e nel § 3.4.1 delle presenti Istruzioni; 0.004 è la deformazione limite convenzionale del composito, di cui al punto (9) del § 4.5.1.

#### 4.5.2.1.1 Sezioni circolari

(1)P L'intervento di confinamento con FRP risulta particolarmente efficace se adottato su elementi a sezione circolare soggetti a compressione centrata o con piccola eccentricità.

(2)P In presenza di fibre disposte in direzione trasversale all'asse longitudinale dell'elemento, il sistema di rinforzo induce sulla superficie di contatto una pressione laterale pressoché uniforme, che si oppone all'espansione radiale dell'elemento compresso.

(3) Il valore della percentuale geometrica di rinforzo,  $\rho_f$ , da utilizzare nella (4.33) è fornito dalla relazione:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot p_f}, \quad (4.38)$$

dove (Figura 4-12)  $t_f$  e  $b_f$  sono, rispettivamente, lo spessore e l'altezza della generica striscia di FRP,  $p_f$  è il passo delle strisce e  $D$  è il diametro della sezione circolare.

Nel caso di confinamento continuo l'espressione della percentuale  $\rho_f$  si specializza in  $4 \cdot t_f / D$ .

(4) Il coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , è pari ad 1.0.

(5) La dimensione  $d_{\min}$ , introdotta nella (4.35) per il calcolo del coefficiente di efficienza verticale, va intesa come il diametro della sezione.

#### 4.5.2.1.2 Sezioni quadrate e rettangolari

(1)P Il confinamento con FRP di elementi a sezione quadrata o rettangolare produce incrementi solo marginali della resistenza a compressione. Ne consegue che applicazioni di questo genere devono essere attentamente vagliate ed analizzate.

(2) Il valore della percentuale geometrica di rinforzo,  $\rho_f$ , da utilizzare nella (4.33) è fornito dalla relazione:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b+h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot p_f}, \quad (4.39)$$

dove  $t_f$  e  $b_f$  sono, rispettivamente, lo spessore e l'altezza della generica striscia di FRP,  $p_f$  è il passo delle strisce, mentre  $b$  e  $h$  sono le dimensioni trasversali della sezione rettangolare.

Nel caso di confinamento continuo l'espressione di  $\rho_f$  fornita dalla (4.39) si specializza in  $2 \cdot t_f \cdot (b+h) / (b \cdot h)$ .

(3) Con riferimento alla Figura 4-13 si può ritenere, con buona approssimazione, che l'area di calcestruzzo effettivamente confinata sia solo un'aliquota di quella complessiva. La motivazione di tale comportamento è da attribuirsi all'"effetto arco" che si manifesta all'interno della sezione; tale effetto dipende dal valore del raggio di arrotondamento degli spigoli,  $r_c$  (§ 4.8.2.2).

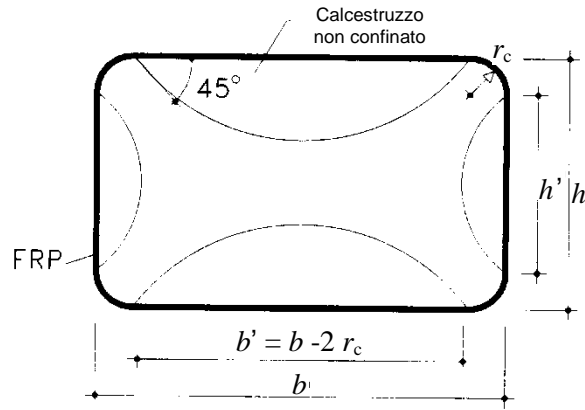


Figura 4-13 – Confinamento di sezioni rettangolari.

- (4) Il coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , è fornito dalla relazione:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g}, \quad (4.40)$$

in cui  $b'$  e  $h'$  sono le dimensioni indicate in Figura 4-13 ed  $A_g$  è l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato.

- (5) In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino al contrario l'efficacia, non va considerato l'effetto del confinamento su sezioni rettangolari per le quali  $b/h > 2$ , ovvero  $\max\{b, h\} > 900\text{mm}$ .

### 4.5.3 Duttilità di elementi pressoinflessi confinati con FRP

(1)P Il confinamento con FRP può essere previsto anche su elementi di calcestruzzo soggetti a pressoflessione (sforzo normale con grande eccentricità). In tal modo è possibile incrementare la loro duttilità e, solo in misura ridotta, la loro resistenza.

(2) In mancanza di determinazioni più accurate, la curvatura ultima di una sezione pressoinflessa può essere valutata ipotizzando, per il calcestruzzo confinato, un classico legame costitutivo del tipo parabola-rettangolo ed amplificando il valore della deformazione ultima,  $\varepsilon_{ccu}$ , come di seguito indicato:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}}, \quad (4.41)$$

dove  $f_{cd}$  è la tensione di progetto del calcestruzzo non confinato ed  $f_{l,eff}$  è la pressione efficace di confinamento. Quest'ultima può essere stimata attribuendo alla deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato il valore:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} \leq 0.6 \cdot \varepsilon_{fk}. \quad (4.42)$$

(3) Determinazioni più accurate della curvatura ultima e del conseguente incremento di resistenza flessionale possono essere conseguite con l'ausilio di appropriati legami costitutivi del calcestruzzo confinato con FRP (Appendice F) in grado di modellare più fedelmente il comportamento

descritto nel § 4.5.1 ed in particolare nella Figura 4-11.

## 4.6 RINFORZO A FLESSIONE DI STRUTTURE DI C.A.P.

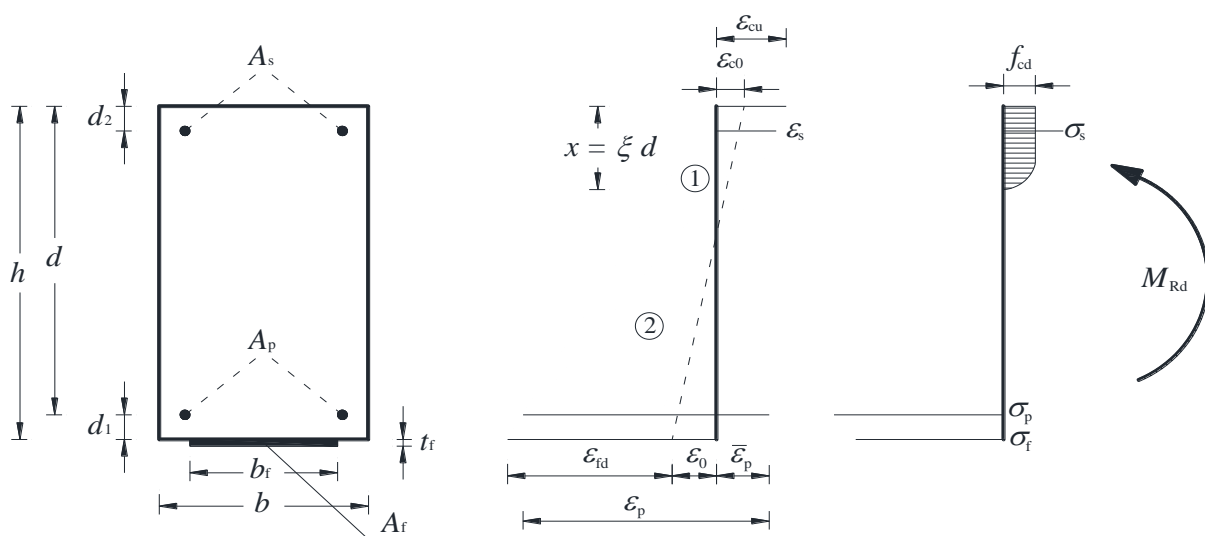
### 4.6.1 Utilizzo di compositi FRP per elementi pre-tesi o post-tesi di c.a.

(1)P La resistenza flessionale di elementi pre-tesi e post-tesi di conglomerato cementizio armato precompresso può essere conseguita mediante placcaggio con compositi FRP non presollecitati.

#### 4.6.1.1 Analisi del comportamento allo stato limite ultimo

(1)P La determinazione della capacità ultima per flessione di sezioni precomprese si esegue secondo procedure analoghe a quelle descritte nel § 4.2.2 per le sezioni di conglomerato cementizio armato normale, con le sole varianti di seguito specificate.

- La deformazione delle armature di precompressione è pari alla somma algebrica della deformazione del calcestruzzo ad esse adeso più la deformazione al limite di decompressione,  $\bar{\epsilon}_p$ ; quest'ultima rappresenta la deformazione esibita dall'armatura di precompressione quando, per un'opportuna combinazione delle azioni interne, la tensione nel calcestruzzo ad essa circostante è nulla (Figura 4-14).
- Se l'età del calcestruzzo è tale da poter considerare esauriti i fenomeni differiti, la deformazione  $\epsilon_0$  coincide con quella presente sulla superficie del calcestruzzo all'atto della posa del rinforzo, cambiata di segno. In ogni caso, nella valutazione di  $\epsilon_0$  si devono considerare eventuali fenomeni di redistribuzione indotti da cause accidentali (quali ad esempio danneggiamento da impatto).
- Nel caso in cui i fenomeni differiti del calcestruzzo non possano ritenersi esauriti, il valore di  $\epsilon_0$  è la somma algebrica del valore calcolato precedentemente più la deformazione differita che si sviluppa nel calcestruzzo (sulla superficie di contatto con la lamina) posteriormente all'applicazione del rinforzo. Nella valutazione di tale deformazione differita, così come nella determinazione delle perdite differite dell'armatura di precompressione, si può trascurare la presenza del rinforzo.



**Figura 4-14** – Modalità di rottura di una sezione di c.a.p. rinforzata esternamente con compositi FRP.

(2)P Il raggiungimento dello SLU deve essere preceduto dallo snervamento dell'armatura di pre-

compressione.

(3) Per la verifica nei confronti del distacco dal supporto si rinvia a quanto già detto nei §§ 4.1 e 4.2.

#### **4.6.1.2 Analisi del comportamento agli stati limite di esercizio**

(1)P In condizioni di esercizio le tensioni di lavoro del calcestruzzo, dell'acciaio e del rinforzo di FRP devono soddisfare le limitazioni previste nella Normativa vigente ed in particolare, per quanto attiene al rinforzo di FRP, quelle introdotte nel § 4.2.3.2.

(2) Di regola non si deve tener conto del contributo di rinforzi se temporaneamente compressi (ad esempio a seguito della deformazione viscosa del conglomerato).

### **4.7 INTERVENTI IN ZONA SISMICA**

#### **4.7.1 Generalità**

(1)P I sistemi di rinforzo FRP possono essere utilmente impiegati in zona sismica per intervenire su strutture di conglomerato cementizio armato non soddisfacenti i requisiti di sicurezza nei confronti di uno o più SLU.

La redazione delle presenti Istruzioni recepisce le prescrizioni della Normativa vigente in Italia, nonché le principali indicazioni fornite dalla letteratura scientifica e dalle linee guida internazionali su:

- valutazione della sicurezza sismica;
- requisiti di sicurezza (verifica di stati limite);
- livelli di protezione antisismica (intensità dell'azione sismica associata);
- metodi di analisi;
- criteri di verifica (distinzione fra elementi "duttili" e "fragili");
- caratteristiche dei materiali.

#### **4.7.2 Principi generali di intervento**

(1)P La strategia da perseguire con interventi di rinforzo mediante FRP deve essere ispirata ai seguenti principi:

- eliminazione di tutti i meccanismi di collasso di tipo fragile (§ 4.7.2.1);
- eliminazione di tutti i meccanismi di collasso di piano ("piano soffice") (§ 4.7.2.2);
- miglioramento della capacità deformativa globale della struttura da conseguirsi in uno dei seguenti modi (§ 4.7.2.3):
  - incrementando la capacità rotazionale delle potenziali cerniere plastiche senza variarne la posizione (§ 4.7.2.3.1);
  - rilocalizzando le potenziali cerniere plastiche nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze (§ 4.7.2.3.2).

(2) Tipologia, entità ed improcrastinabilità degli interventi con FRP devono dipendere dall'esito di una preventiva valutazione della sicurezza sismica, tenendo conto che:

- forti irregolarità degli edifici (in termini di resistenza e/o rigidezza) non possono essere sanate con tale tecnica;
- una maggiore regolarità in termini di resistenza può essere conseguita rinforzando un nume-

- ro ridotto di elementi;
- interventi volti a migliorare la duttilità locale risultano sempre opportuni;
- l'introduzione di rinforzi locali non deve ridurre la duttilità globale della struttura.

#### 4.7.2.1 Eliminazione dei meccanismi di collasso di tipo fragile

(1)P Devono essere eliminati i meccanismi che producono:

- crisi per taglio;
- crisi nei pilastri per perdita di aderenza delle barre nelle zone di sovrapposizione;
- crisi nei pilastri per svergolamento delle barre longitudinali compresse;
- crisi per trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro.

##### 4.7.2.1.1 Crisi per taglio

(1)P L'incremento della resistenza a taglio può essere perseguito mediante applicazione di sistemi di rinforzo con fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento ( $\beta = 90^\circ$ ) ed, eventualmente, anche in altre direzioni.

##### 4.7.2.1.2 Crisi nei pilastri per perdita di aderenza delle barre

(1) Il pericolo di scorrimento delle giunzioni per aderenza nei pilastri può essere eliminato mediante confinamento con FRP.

(2) Per sezioni circolari di diametro  $D$ , lo spessore da attribuire al confinamento può essere valutato mediante la seguente relazione:

$$t_f = \frac{D \cdot (f_1 - \sigma_{sw})}{2 \cdot 0.001 \cdot E_f}, \quad (4.43)$$

essendo:

- $\sigma_{sw}$  la tensione di trazione nelle staffe corrispondente alla deformazione dell'1‰ o la pressione di iniezione della malta tra FRP e pilastro, se presente;
- $f_1$  la pressione di confinamento nella zona di sovrapposizione di lunghezza  $L_s$ , assunta pari a:

$$f_1 = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\left[ \frac{u_e}{2 \cdot n} + 2 \cdot (d_b + c) \right] \cdot L_s}, \quad (4.44)$$

con  $f_{yd}$  tensione di progetto delle barre di acciaio, valutata come indicato nel § 3.3.3(6),  $u_e$  perimetro della sezione all'interno del poligono che circonda le barre longitudinali di diametro medio  $d_b$ ,  $n$  numero di barre giuntate lungo  $u_e$  e  $c$  spessore del copriferro.

(3) Per sezioni rettangolari, di dimensioni  $b$  e  $h$ , si possono utilizzare le precedenti relazioni sostituendo  $D$  con  $\max\{b, h\}$  e riducendo l'efficacia del confinamento di FRP per il tramite del fattore  $k_H$  definito nel § 4.5.2.1.2.

#### 4.7.2.1.3 Crisi nei pilastri per svergolamento delle barre

- (1) Il pericolo di svergolamento delle barre longitudinali di armatura può essere eliminato mediante confinamento con FRP.
- (2) Lo spessore,  $t_f$ , da attribuire a tale confinamento può essere valutato mediante la seguente relazione:

$$t_f = \frac{0.45 \cdot n \cdot f_{yd}^2 \cdot d}{4 \cdot E_{ds} \cdot E_f} \approx \frac{10 \cdot n \cdot d}{E_f}, \quad (4.45)$$

con:

- $n$  numero totale di barre longitudinali in condizioni di potenziale svergolamento;
- $f_{yd}$  tensione di progetto delle barre di acciaio, valutata come indicato nel § 3.3.3(6);
- $d$  dimensione della sezione parallela al piano di flessione;
- $E_f$  modulo di elasticità normale del confinamento di FRP nella direzione delle barre longitudinali;
- $E_{ds}$  opportuno “modulo ridotto” delle barre di armatura longitudinali fornito dalla seguente relazione:

$$E_{ds} = \frac{4 \cdot E_s \cdot E_i}{\left(\sqrt{E_s} + \sqrt{E_i}\right)^2}, \quad (4.46)$$

essendo, rispettivamente,  $E_s$  ed  $E_i$  il valore del modulo di elasticità normale di dette barre e quello tangente iniziale in campo plastico.

#### 4.7.2.1.4 Crisi per trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro

- (1) Il calcolo dell'incremento di resistenza a trazione conseguibile nei pannelli dei nodi non confinati va eseguito tenendo conto del contributo del composito fibrorinforzato nella direzione delle tensioni principali di trazione e limitando la massima deformazione nel composito al valore del 4%. L'intervento è efficace solo se le estremità del rinforzo sono adeguatamente ancorate con l'adozione di opportuni particolari costruttivi. In caso contrario il rinforzo non può essere ritenuto efficace.

#### 4.7.2.2 Eliminazione dei meccanismi di collasso di piano

- (1)P Premesso che, in assenza di pareti, i meccanismi di collasso di piano possono attivarsi a seguito della formazione di cerniere plastiche sia in testa che al piede di tutti i pilastri di un determinato piano, l'intervento è finalizzato ad incrementare in tali zone la resistenza a flessione composta, con l'obiettivo di inibire la formazione delle suddette cerniere. In nessun caso è consentito di intervenire sui meccanismi di collasso di piano esclusivamente con l'intento di incrementare l'entità degli spostamenti che ne precedono l'attivazione.

#### 4.7.2.3 Incremento della capacità deformativa globale di una struttura

- (1)P La capacità deformativa ultima di una struttura è una misura della sua attitudine a sopportare l'azione sismica e dipende dalla capacità deformativa in campo plastico dei singoli elementi resistenti (travi, pilastri e pareti).



#### 4.7.2.3.1 Incremento della capacità deformativa locale degli elementi

(1) La capacità deformativa di travi e di pilastri può essere misurata mediante la rotazione,  $\theta$ , della sezione di estremità rispetto alla congiungente di quest'ultima con la sezione di momento nullo ("rotazione rispetto alla corda") a distanza pari alla luce di taglio:  $L_v = M/V$ . Tale rotazione è anche pari al rapporto tra lo spostamento relativo fra le due sezioni suddette e la luce di taglio.

(2)P Generalmente, la capacità deformativa in campo plastico degli elementi è limitata dal comportamento a rottura del calcestruzzo compresso. L'intervento di confinamento con FRP su tali elementi (prevalentemente pilastri) determina un aumento della deformazione ultima del calcestruzzo compresso, conferendo una maggiore duttilità agli elementi.

#### 4.7.2.3.2 Rilocalizzazione delle potenziali cerniere plastiche

(1)P L'applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze comporta l'adozione di provvedimenti atti ad impedire la formazione di tutte le potenziali cerniere plastiche nei pilastri. Nelle situazioni di "pilastro debole-trave forte", usuali per strutture intelaiate progettate per soli carichi verticali, le sezioni dei pilastri sono sottodimensionate e denunciano carenza di armatura longitudinale. In questi casi è necessario incrementare la loro resistenza a pressoflessione con l'obiettivo di ricondurre la struttura intelaiata ad una situazione di "pilastro forte-trave debole".

(2)P L'adozione del criterio della gerarchia delle resistenze porta ad incrementare la resistenza a flessione dei pilastri cui consegue un incremento del taglio agente in condizioni ultime. Si rendono pertanto necessarie opportune verifiche a taglio dei pilastri, con la possibilità di dover prevedere eventualmente un loro consolidamento nei confronti di tale caratteristica della sollecitazione.

#### 4.7.2.3.3 Rotazione ultima di elementi rinforzati

(1) Per la valutazione della rotazione ultima,  $\theta_u$ , di elementi rinforzati mediante confinamento con FRP, si può fare riferimento a formule di comprovata validità, attribuendo alla deformazione ultima del conglomerato confinato,  $\varepsilon_{ccu}$ , il valore definito nel § 4.5.3.

### 4.8 INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

(1)P Il funzionamento ottimale di un sistema di rinforzo è subordinato a diversi fattori. Oltre a quelli già richiamati nei precedenti capitoli, giocano un ruolo rilevante la preparazione preventiva del substrato su cui il rinforzo deve essere applicato e la messa in opera del composito.

#### 4.8.1 Controllo e preparazione preventiva del substrato

(1) L'applicazione di un sistema di rinforzo FRP richiede il preventivo controllo delle condizioni di deterioramento del substrato con l'adozione di provvedimenti atti a migliorarne lo stato, fino a rimuovere e ricostruire le parti ammalorate. Se necessario, devono essere previsti provvedimenti di pulizia e passivazione delle armature metalliche corrose.

(2) I sistemi tecnologici utilizzati per l'ancoraggio delle estremità di lamine o tessuti devono essere oggetto di idonee indagini sperimentali condotte secondo criteri normalizzati. Il protocollo di applicazione deve riguardare sia i materiali utilizzati (adesivi e rinforzi) che la successione delle fasi indicate dal Produttore e/o dal Fornitore per la preparazione del substrato, i tempi di esecuzione, le condizioni ambientali, ecc.. L'indagine deve saggiare anche l'eventuale sensibilità dei risultati nei confronti di tali parametri.

##### 4.8.1.1 Valutazione del deterioramento del substrato

(1) Prima dell'applicazione del rinforzo per aderenza, il Progettista, nonché il Direttore dei La-

vori, devono procedere a verificare le caratteristiche del substrato secondo le indicazioni riportate nel Capitolo 6. In ogni caso la resistenza media a compressione del calcestruzzo non deve essere inferiore a  $15 \text{ N/mm}^2$ . In caso contrario, la tecnica di rinforzo descritta nel presente documento non può essere applicata.

- (2) È opportuno eseguire delle prove di omogeneità su tutta l'area da rinforzare.

#### **4.8.1.2 Rimozione e ricostruzione del substrato ed eventuale trattamento delle barre metalliche**

- (1) Il substrato di calcestruzzo può risultare danneggiato a causa di un deterioramento fisico-chimico, fisico-meccanico o in conseguenza di un eventuale impatto. Il calcestruzzo ammalorato va rimosso da tutta la zona danneggiata.

- (2) La rimozione del calcestruzzo ammalorato e/o danneggiato consente di accertare lo stato delle armature metalliche e quindi di eseguire gli eventuali interventi atti ad eliminare le cause responsabili del deterioramento dello stesso calcestruzzo. Tali interventi sono assolutamente necessari prima di procedere alla ricostruzione delle parti di calcestruzzo rimosse. Se è in corso un processo corrosivo a carico delle armature metalliche, è necessario rimuovere lo strato deteriorato mediante spazzolatura o sabbiatura e poi trattare la superficie con idonei inibitori di corrosione.

- (3) Una volta che il calcestruzzo deteriorato sia stato completamente rimosso e siano stati adottati i provvedimenti più opportuni per arrestare la corrosione delle armature metalliche, nonché tutti gli altri fenomeni che siano causa di degrado (ad esempio infiltrazioni d'acqua o carente regimentazione delle acque), si può procedere al suo reintegro mediante l'utilizzo di betoncini reoplastici. Al ripristino delle parti di calcestruzzo ammalorate è opportuno associare il livellamento di eventuali asperità superficiali superiori a 10 mm, da effettuarsi ad esempio con stucco epossidico compatibile; nel caso in cui la zona da colmare abbia profondità superiore a 20 mm si deve utilizzare un idoneo materiale di apporto. Infine, se l'elemento da rinforzare presenta fessure di ampiezza superiore a 0.5 mm, è opportuno che queste ultime siano sigillate mediante iniezione prima di applicare il rinforzo.

#### **4.8.1.3 Preparazione del substrato**

- (1) Dopo aver accertato la qualità del substrato ed aver eventualmente provveduto al ripristino del calcestruzzo ammalorato ed al trattamento delle barre metalliche, può essere opportuno ricorrere ad un ulteriore provvedimento di sabbiatura a carico della superficie interessata dal rinforzo. La sabbiatura deve assicurare un grado di ruvidezza almeno pari a 0.3 mm, valutabile mediante appositi strumenti quali, ad esempio, un profilometro *laser* oppure un'apparecchiatura per rugosimetria ottica.

- (2) Nel caso in cui si operi su una superficie di calcestruzzo che non necessiti di ripristino, ma che sia di qualità scadente, è opportuno valutare la possibilità di applicare su di essa un consolidante.

- (3) Nel caso in cui si operi sulla superficie di una struttura nuova, è necessario assicurarsi che le parti interessate dall'applicazione siano perfettamente pulite da eventuali *film* disarmanti presenti sui casseri in fase di getto. In generale, è necessario verificare che sulla superficie di applicazione del rinforzo non siano presenti polveri, grassi, idrocarburi e tensioattivi.

- (4) Nel confinamento di pilastri, nel rinforzo a taglio o a torsione ed in generale in tutti i casi in cui il sistema di rinforzo FRP debba essere applicato intorno a spigoli, quest'ultimi devono essere

opportunamente arrotondati come di seguito specificato.

#### **4.8.2 Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte**

(1) La qualità dell'esecuzione del rinforzo con materiali compositi dipende strettamente dalle condizioni di temperatura ed umidità ambientali nonché da quelle del substrato su cui il rinforzo è applicato.

##### **4.8.2.1 Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato**

(1) Si sconsiglia di non installare rinforzi di composito se l'ambiente è molto umido in quanto un elevato grado di umidità può ritardare la stagionatura delle resine nonché inficiare la perfetta realizzazione del composito nel caso di sistemi con polimerizzazione *in situ*.

(2) I compositi devono essere applicati nelle condizioni igrometriche e termiche definite nelle schede tecniche.

(3) In condizioni di pioggia, eccessivo soleggiamento, forti gradienti termici, elevata umidità o in presenza di polveri può essere opportuno avvalersi di teli protettivi o di altri provvedimenti succedanei.

##### **4.8.2.2 Particolari costruttivi e norme di esecuzione**

(1) Deve essere prevista una lunghezza di ancoraggio almeno pari a 200 mm. In alternativa, è possibile l'impiego di connettori meccanici.

(2) Negli interventi di rinforzo a taglio, torsione e confinamento è opportuno procedere ad un preventivo arrotondamento degli spigoli degli elementi rinforzati, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione ivi localizzate, che potrebbero provocare una rottura prematura del composito. Il raggio di curvatura,  $r_c$ , dell'arrotondamento deve essere almeno pari a 20 mm.

(3) Nella messa in opera di sistemi di rinforzo realizzati *in situ* le fibre devono essere disposte secondo l'orientamento previsto in progetto e devono essere esenti da ondulazioni.

(4) Nel caso di sistemi di rinforzo CFRP, ove necessario, è opportuno prevedere strati di materiale isolante, allo scopo di evitare l'innescò di corrosione galvanica per il contatto tra le fibre di carbonio e l'acciaio delle armature.

(5) Nella previsione di prove di controllo semi-distruttive, è buona norma predisporre zone agiuntive ("testimoni") di rinforzo in parti della struttura opportunamente selezionate. Tali zone, suddivise in fazzoletti di dimensioni superiori a  $500 \times 200 \text{ mm}^2$ , devono presentare un'estensione totale minima di  $0.1 \text{ m}^2$  e comunque non inferiore allo 0.5% di quella complessiva del rinforzo. I fazzoletti devono essere realizzati contestualmente all'intervento di rinforzo, con gli stessi materiali e tecniche costruttive, in zone in cui la loro rimozione non comporti alterazione dei meccanismi di collasso, curando che siano esposti alle stesse condizioni ambientali del rinforzo principale. Se in numero maggiore di uno, i fazzoletti devono essere distribuiti in maniera uniforme rispetto all'intervento complessivo.

##### **4.8.2.3 Protezione del sistema di rinforzo**

(1) Nel caso di applicazioni in ambiente esterno è opportuno proteggere il sistema di rinforzo dall'azione diretta dell'irraggiamento solare, che può produrre alterazioni chimico-fisiche nella matrice epossidica. Ciò può essere ottenuto mediante l'impiego di vernici acriliche protettive, sia in di-

spersione acquosa sia in solvente, previa pulitura della superficie del composito mediante l'uso di una spugna satura d'acqua saponata.

(2) In alternativa, una protezione più elevata può essere garantita con l'applicazione sul composito di intonaci o malte (preferibilmente di natura cementizia). Tali intonaci, i cui spessori sono generalmente consigliati dai Produttori e/o Fornitori, devono essere posati sul sistema di rinforzo previa preparazione della superficie mediante applicazione di resina epossidica con successivo spolvero "fresco su fresco" di polvere di quarzo.

(3) Ai fini della protezione al fuoco possono essere adottate due tecniche differenti: l'uso di pannelli intumescenti o l'applicazione di intonaci protettivi. In entrambi i casi Produttori e/o Fornitori devono indicare sulle schede tecniche il grado di protezione conseguibile in relazione allo spessore del rivestimento. I pannelli – in genere a base di calciosilicati – vengono posati sul rinforzo previo inserimento di tasselli che non devono mai tagliare o forare le fibre. L'intonaco intumescente, di più frequente utilizzazione, deve essere applicato sul composito seguendo le indicazioni riportate al punto (2).

#### **4.9 ESEMPI NUMERICI**

Alcune applicazioni numeriche relative al rinforzo con FRP di strutture di c.a. sono riportate nell'Appendice G.

## 5 RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE

### 5.1 GENERALITÀ

#### 5.1.1 Oggetto ed ambito di applicazione

(1)P I sistemi di rinforzo FRP possono essere utilmente impiegati per il consolidamento di strutture murarie. Oggetto del presente capitolo sono le regole per il dimensionamento e la verifica di elementi strutturali così rinforzati.

(2)P 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 e, quando possibile, un aumento dei valori degli spostamenti esibiti all'atto del collasso.

#### 5.1.2 Interventi di restauro su strutture di interesse storico e monumentale

(1)P Qualora il rinforzo strutturale riguardi costruzioni di interesse storico o monumentale, si richiede una specifica giustificazione sull'indispensabilità, improrogabilità e compatibilità dell'intervento con le teorie del restauro (vedere § 3.1(3)).

#### 5.1.3 Criteri per il progetto del consolidamento strutturale

(1) Gli interventi di rinforzo oggetto delle presenti Istruzioni consistono nell'applicazione di sistemi FRP sugli elementi strutturali della costruzione per adesione o mediante dispositivi meccanici di ancoraggio. L'applicazione può avvenire sulle superfici esterne della muratura (paramenti murari) o in alloggiamenti e scanalature realizzate all'interno della muratura stessa.

(2) Le finalità da raggiungere possono essere le seguenti:

- incremento della resistenza di pannelli, archi o volte;
- confinamento di colonne al fine di incrementarne la resistenza a compressione e la duttilità;
- collegamento tra elementi che collaborano a resistere all'azione esterna (catene di volte e di pareti, connessioni tra pareti ortogonali, ecc.);
- trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, mediante conferimento di rigidità e resistenza;
- limitazione dell'apertura di fessure.

(3)P Gli interventi di rinforzo devono essere sempre inquadrati nell'ambito di una valutazione complessiva del comportamento meccanico della struttura consolidata.

(4) Risultano validi gli interventi di rinforzo in cui il composito è soggetto a sforzi di trazione. Infatti, i sistemi di rinforzo FRP soggetti a compressione non sono, generalmente, in grado di incrementare le prestazioni delle murature, attese le dimensioni geometriche di queste ultime. Inoltre, possono essere soggetti a distacchi dal supporto per fenomeni di instabilità locale.

(5) Sollecitazioni cicliche di trazione e compressione, quali quelle causate da eventi sismici e da variazioni termiche, possono deteriorare notevolmente l'adesione muratura-FRP. A tal riguardo può essere opportuno inserire il rinforzo in intagli realizzati sulla superficie della muratura per prevenire eventuali fenomeni di instabilità, ovvero ricorrere all'uso di dispositivi meccanici di connessione.

(6) I sistemi di rinforzo FRP devono essere applicati su elementi strutturali di adeguate proprietà

meccaniche. In presenza di muratura danneggiata, disomogenea o viziata da qualsiasi difetto che precluda la corretta trasmissione degli sforzi all'interfaccia muratura-FRP, si deve procedere preventivamente al consolidamento del supporto secondo tecniche tradizionali. Inoltre, la scelta del sistema di rinforzo deve tener conto delle caratteristiche fisiche e chimiche del composito in rapporto alle finalità dell'intervento (ulteriori particolari sono forniti nel § 5.8)

(7) Si deve tener presente la completa assenza di traspirabilità dei materiali compositi. Conseguentemente gli interventi di rinforzo con FRP non devono interessare, di norma, estese superfici del paramento murario.

## **5.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

### **5.2.1 Modellazione della struttura**

(1)P Il progetto degli interventi di consolidamento deve basarsi su una modellazione meccanica che rispecchi il comportamento dell'organismo nelle condizioni di futuro esercizio.

(2) Possono essere adottati comprovati modelli non lineari in grado di simulare il comportamento anelastico della muratura ed in particolare la sua limitata, se non del tutto assente, resistenza a trazione. Con gli opportuni accorgimenti indicati al punto successivo, possono essere anche adottati modelli elastici lineari. L'analisi strutturale deve essere finalizzata alla valutazione di tutte le componenti della sollecitazione necessarie per le successive verifiche.

(3) Nei casi in cui le sollecitazioni siano determinate adottando distribuzioni approssimate, ma equilibrate, delle tensioni, anche non rispettose della congruenza, le eventuali tensioni di trazione devono essere assorbite direttamente dal rinforzo di FRP, all'uopo dimensionato e solidarizzato. Alle suddette distribuzioni tensionali non devono corrispondere rotture fragili a carico della muratura rinforzata.

(4) Nel caso di strutture con parti regolari o ripetitive, è possibile individuare, all'interno della costruzione, schemi strutturali parziali ma comunque idonei per una valutazione del comportamento globale della struttura rinforzata.

(5) Le verifiche nei confronti di specifici meccanismi di collasso locale (alcuni dei quali più appresso descritti) possono essere condotte sulla base di modelli semplificati, purché correttamente motivati.

A tal riguardo sono di ausilio i metodi dell'analisi limite.

### **5.2.2 Criteri di verifica**

(1)P Le modalità di crisi dei materiali costituenti la struttura muraria rinforzata con FRP sono:

- fessurazione per trazione della muratura;
- schiacciamento della muratura;
- taglio-scorrimento della muratura;
- rottura del composito fibrorinforzato;
- distacco del rinforzo di FRP dal supporto murario.

Il collasso delle strutture rinforzate consegue, in generale, alla concorrenza di più d'una delle suddette modalità di crisi.

### 5.2.3 Verifiche di sicurezza

(1)P La muratura è caratterizzata da comportamento non isotropo e non lineare anche per valori ridotti delle deformazioni. Il legame tensione-deformazione può variare in modo più che significativo da muratura a muratura in funzione della tessitura, del tipo di elementi resistenti (artificiali o naturali) e del tipo di malta.

(2) Sottoposta a prove di trazione monoassiale, la muratura presenta un comportamento fragile con valori della resistenza di gran lunga inferiori a quelli desumibili da prove di compressione. Un'ipotesi costitutiva ampiamente condivisa attribuisce un valore nullo alla resistenza a trazione della muratura. Essa è confortata, soprattutto per le costruzioni esistenti (antiche e monumentali), dall'aleatorietà della resistenza a trazione e dal suo progressivo decadimento nel tempo.

(3)P Per quanto riguarda il comportamento a compressione monoassiale, le esperienze di laboratorio dimostrano che, nella sua forma più completa, il legame costitutivo della muratura è:

- sostanzialmente lineare per bassi valori della contrazione;
- non lineare crescente fino ad un valore di picco della tensione di compressione;
- non lineare decrescente per valori più elevati della deformazione, con un ramo (softening) lungo il quale la resistenza del materiale decresce più o meno rapidamente in funzione del tipo di muratura.

(4)P Il comportamento a compressione dipende, inoltre, dal confinamento trasversale della muratura: incrementando la compressione trasversale si consegue un miglioramento della resistenza e della duttilità.

(5)P La resistenza a taglio della muratura dipende dalla compressione agente, essendo dovuta, per ogni tipo di tessitura, alla coesione interna del materiale ed all'attrito.

(6) La muratura *in situ* è caratterizzata dai valori medi delle proprietà meccaniche (§ 3.3.3(6)). Nel caso di murature con corsi di malta, si deve fare riferimento alle seguenti proprietà meccaniche:

- resistenza a compressione in direzione ortogonale ai corsi di malta,  $f_{mm}$ ;
- resistenza a compressione in direzione parallela ai corsi di malta,  $f_{mm}^h$ ;
- resistenza a taglio,  $f_{vm}$ .

Come valore orientativo della  $f_{mm}^h$  può assumersi il 50% della  $f_{mm}$ .

(7) I valori di progetto delle proprietà meccaniche della muratura devono essere calcolati in accordo con le indicazioni fornite nel § 3.3.3.

(8) Nella maggior parte delle applicazioni ingegneristiche, il legame costitutivo  $\sigma$ - $\varepsilon$  della muratura, per stati tensionali monoassiali, può essere schematizzato come segue:

- trazione: resistenza nulla;
- compressione: comportamento lineare fino alla resistenza di progetto,  $f_{md}$ , cui compete il valore  $\bar{\varepsilon}_m$  della deformazione; tensione nulla per deformazioni maggiori a quella ultima,  $\varepsilon_{mu}$ ; tensione costante, pari a  $f_{md}$ , per deformazioni comprese nell'intervallo  $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$ .

(9) In assenza di dati sperimentali la deformazione ultima di progetto,  $\varepsilon_{mu}$ , può essere assunta pari a 3.5‰.

(10) In alternativa, possono essere utilizzati legami costitutivi più completi, in grado di cogliere i diversi tipi di comportamento descritti al punto (3)P, purché adeguatamente comprovati sulla base di idonee indagini sperimentali.

(11) La deformazione massima attribuibile al rinforzo di FRP in sede di progettazione è:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\}, \quad (5.1)$$

dove  $\varepsilon_{fk}$  è la competente deformazione caratteristica a rottura, mentre  $\varepsilon_{fdd}$  è la deformazione massima nel sistema di rinforzo all'atto del distacco intermedio incipiente dal supporto murario (§5.3, formula (5.10)).

I valori da attribuire al fattore di conversione  $\eta_a$  ed al coefficiente parziale  $\gamma_f$  sono indicati, rispettivamente, nella Tabella 3-2 e nel § 3.4.1 delle presenti Istruzioni.

Nel caso di murature particolarmente esposte ad elevata umidità è suggerita l'adozione di valori particolarmente cautelativi del fattore di conversione  $\eta_a$ .

(12) Le verifiche di sicurezza devono essere condotte nei confronti del solo stato limite ultimo.

Si distinguono due possibili casi, in funzione del tipo di analisi strutturale effettuata.

Se si utilizzano modelli non lineari con l'impiego di legami costitutivi completi e di tecniche risolutive numeriche, si deve verificare che la capacità della struttura non risulti minore della domanda.

Quest'ultima deve essere valutata utilizzando le combinazioni di carico prescritte dalla Normativa vigente. Inoltre, si deve riporre particolare cura nel dimostrare che la soluzione utilizzata sia obiettiva, ovvero che non dipenda dalla particolare discretizzazione adottata.

Se la modellazione della struttura è ambientata in campo elastico lineare ovvero, più in generale, si avvale di schemi semplificati con l'adozione di distribuzioni tensionali equilibrate, anche eventualmente non congruenti, la verifica deve essere effettuata con riferimento alle sollecitazioni che competono ai singoli elementi strutturali. Più esplicitamente, la verifica deve assicurare che i tagli ed i momenti sollecitanti di progetto (valori specifici nel caso delle strutture bidimensionali) siano minori dei corrispondenti valori resistenti. Questi ultimi devono essere valutati in funzione dello sforzo normale agente, tenendo conto del comportamento non lineare dei materiali costituenti gli elementi strutturali, secondo il modello costitutivo adottato.

### 5.3 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO

(1)P Nel rinforzo di paramenti murari mediante applicazione di lamine o tessuti di materiale composito il ruolo dell'aderenza tra muratura e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile e, dunque, indesiderabile. Nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze tale meccanismo di crisi non deve precedere lo schiacciamento anelastico della muratura.

(2) Tenuto conto della notevole varietà di composizioni murarie esistenti, quali la muratura realizzata con blocchi artificiali di laterizio o calcestruzzo, la muratura con blocchi naturali di pietrame squadrato o non squadrato, l'applicazione del composito avviene su una superficie solitamente disomogenea. Peraltro, nel caso di murature con paramenti irregolari, allo scopo di realizzare un piano di posa adeguato per il rinforzo, si procede di norma all'apposizione di uno strato di malta di regolarizzazione sul quale effettuare l'incollaggio. In definitiva, uno stesso rinforzo lungo il suo sviluppo può risultare connesso a materiali differenti, caratterizzati da diverse proprietà di interfaccia.



(3) Qualora la resistenza dell'adesivo utilizzato per l'applicazione del rinforzo sia più elevata della resistenza del materiale su cui è apposto il rinforzo, la perdita di aderenza tra composito e muratura avviene per decoesione di uno strato superficiale di mattone o di blocco di pietra nonché della malta.

### 5.3.1 Considerazioni generali e modi di collasso

(1)P Il distacco dal paramento murario di lamine o tessuti ad esso applicati può avvenire secondo due diversi meccanismi: distacco a partire dalle estremità del rinforzo (*end debonding*), distacco intermedio a partire da giunti di malta o da fessure trasversali nella muratura (*intermediate crack debonding*). Infatti, sia alle estremità del rinforzo che nelle zone a cavallo di un giunto di malta o di una fessura, l'interfaccia FRP-muratura è sottoposta ad elevati sforzi sia tangenziali che normali, localizzati su lunghezze dell'ordine di 150÷200 mm a partire dalla sezione di discontinuità.

(2)P Il distacco di estremità (*end debonding*) può essere accompagnato dall'asportazione di un sottile strato di muratura (*rip-off failure*), soprattutto quando le tensioni tangenziali di estremità si associano a cospicui sforzi normali di trazione (Figura 5-1).

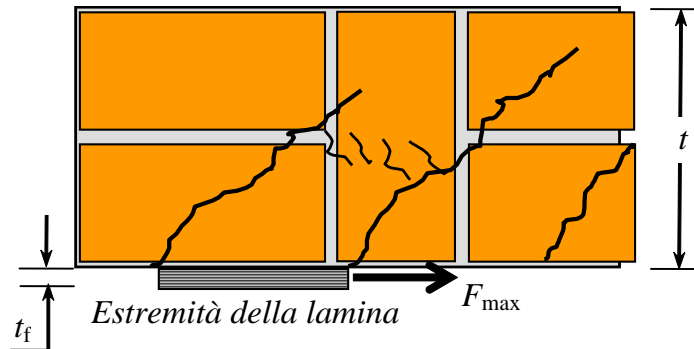


Figura 5-1 – Schema di rottura per estrazione del mattone di ancoraggio.

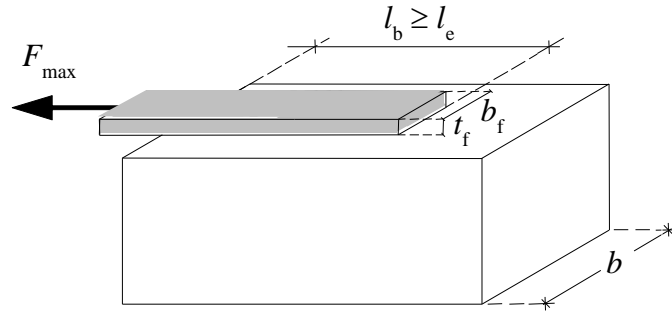
(3)P La forza di distacco dal supporto si riduce nei casi di sollecitazione composta, allorché il sistema di rinforzo sia sollecitato anche ortogonalmente al proprio asse. Nel caso di rinforzi applicati su superfici concave (intradosso di arco o di una volta) o quando la rigidità flessionale della lamina è elevata, si mobilitano significativi sforzi di trazione in direzione normale all'interfaccia (*peeling*) che contribuiscono a ridurre la suddetta forza di distacco.

(4)P Il contrasto esercitato da un sistema di rinforzo FRP nei confronti dell'allargamento di lesioni presenti nella muratura e di eventuali loro propagazioni è massimo quando la direzione delle fibre è ortogonale a quelle delle fessure.

### 5.3.2 Resistenza al distacco di estremità

(1)P Con riferimento ad una tipica prova di aderenza, come quella rappresentata schematicamente in Figura 5-2, il valore ultimo della forza sopportabile dal rinforzo di FRP, prima che subentri il distacco dal supporto, dipende, a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza,  $l_b$ , della zona incollata. Tale valore cresce con  $l_b$  fino ad attingere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza,  $l_e$ : ulteriori allungamenti della zona di incollaggio non comportano incrementi della forza trasmessa.

La lunghezza  $l_e$  viene definita lunghezza ottimale di ancoraggio. Essa corrisponde alla lunghezza minima di ancoraggio che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.



**Figura 5-2** – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

(2) La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto,  $l_{ed}$ , può essere stimata mediante la seguente formula:

$$l_{ed} = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}; 150 \text{ mm} \right\}. \quad (5.2)$$

In essa  $E_f$  e  $t_f$  sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del composito fibrorinforzato;  $\Gamma_{Fd}$  è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;  $\gamma_{Rd}$  è un coefficiente correttivo pari a 1.5 per murature di laterizio e tufi e pari a 1.25 per murature di calcareniti e di pietra leccese;  $f_{bd}$  è il valore di progetto della massima tensione tangenziale di aderenza, che può essere definito mediante la seguente relazione:

$$f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}, \quad (5.3)$$

essendo  $s_u$  il valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto, che, in assenza di dati sperimentali diretti, può essere posto pari a 0.4 per murature di laterizio o di tufo, ovvero pari a 0.3 mm per murature di calcarenite o pietra leccese (vedere Appendice D).

Il valore di progetto dell'energia specifica di frattura è fornito dalla seguente relazione:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{bm} \cdot f_{btm}}. \quad (5.4)$$

I simboli introdotti nella (5.4) hanno il significato di seguito specificato:

- $k_b$  è un coefficiente correttivo di tipo geometrico;
- $k_G$  è un ulteriore coefficiente correttivo tarato sulla base di risultati di prove sperimentali, espresso in mm e dipendente dal tipo di muratura, che nel caso di rinforzi impregnati *in situ*, vale:
  - per una muratura di laterizio:  $k_G = 0.031 \text{ mm}$ ;
  - per una muratura di tufo:  $k_G = 0.048 \text{ mm}$ ;
  - per una muratura di calcarenite o pietra leccese:  $k_G = 0.012 \text{ mm}$ ;
- $FC$  è un opportuno fattore di confidenza;

- $f_{bm}$  e  $f_{btm}$  sono, rispettivamente, il valore medio della resistenza a compressione e di quella a trazione dei blocchi che costituiscono la muratura; in mancanza di dati sperimentali, la resistenza media a trazione dei blocchi può essere assunta pari a  $0.10 f_{bm}$ .

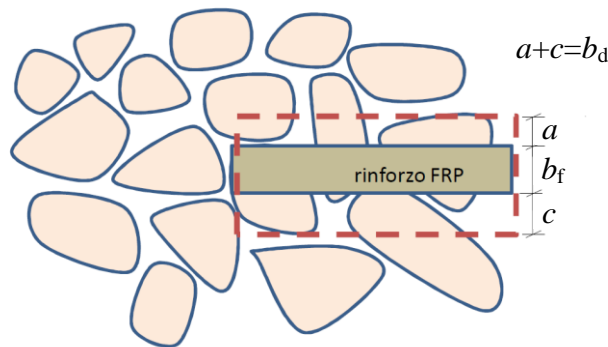
In assenza di dati sperimentali, il coefficiente  $k_b$  può essere valutato come segue:

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - b_f / b}{1 + b_f / b}}, \quad (5.5)$$

avendo indicato con  $b$  e  $b_f$ , rispettivamente, la larghezza dell'elemento rinforzato e quella del rinforzo.

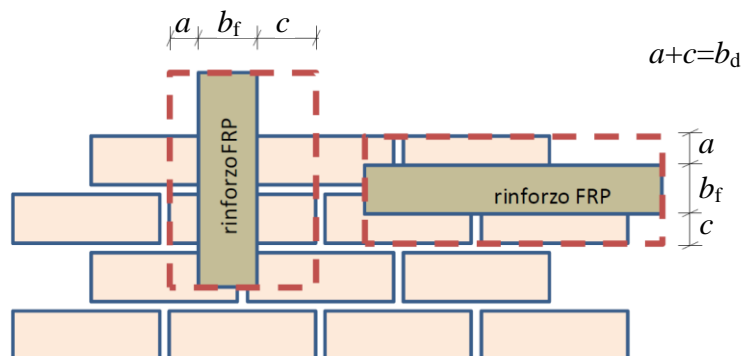
Il valore di calcolo di  $b$  può essere determinato sommando la quantità  $b_f$  con la larghezza della zona di diffusione delle tensioni di aderenza,  $b_d$ .

In prima approssimazione, nel caso di muratura irregolare, la dimensione  $b_d$  può essere assunta pari al diametro medio delle pietre (Figura 5-3).



**Figura 5-3** – Diffusione delle tensioni di aderenza.

Invece, nel caso di muratura regolare, la dimensione  $b_d$  può porsi pari alla dimensione del blocco costituente il supporto in direzione ortogonale all'asse del rinforzo (Figura 5-4).



**Figura 5-4** – Diffusione delle tensioni di aderenza nel caso di muratura regolare.

Per rinforzi pultrusi i valori di  $k_G$  indicati in precedenza devono essere ridotti almeno del 40%. Le formule sopra riportate hanno validità in presenza di resine caratterizzate da viscosità sufficientemente bassa da assicurare la loro penetrazione nei pori superficiali dei blocchi del substrato.

Resine ad elevata viscosità e supporti con ridotta porosità devono essere trattati con cautela.

(3) Con riferimento ad un distacco dal supporto che coinvolga lo strato superficiale della muratura e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto del rinforzo nei riguardi del distacco di estremità vale:

$$f_{\text{fdd}} = \frac{1}{\gamma_{\text{f,d}}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{\text{Fd}}}{t_f}}, \quad (5.6)$$

essendo  $\gamma_{\text{f,d}}$  il coefficiente parziale indicato nel § 3.4.1.

Nel caso di incollaggio su murature con giunti di malta ad una distanza inferiore alla lunghezza ottimale di ancoraggio, la tensione di progetto nel rinforzo deve essere ridotta all'85% del valore fornito dalla formula (5.6).

(4) Nel caso di lunghezze di ancoraggio,  $l_b$ , minori di quella ottimale,  $l_{\text{ed}}$ , la tensione di progetto deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

$$f_{\text{fdd,rid}} = f_{\text{fdd}} \cdot \frac{l_b}{l_{\text{ed}}} \cdot \left( 2 - \frac{l_b}{l_{\text{ed}}} \right). \quad (5.7)$$

(5) Quando si faccia ricorso a particolari dispositivi di ancoraggio (vedere § 5.3.5), la tensione di progetto alle estremità del composito, anch'essa indicata nel prosieguo con il simbolo  $f_{\text{fdd}}$ , deve essere valutata mediante apposite indagini sperimentali.

(6) Qualora il rinforzo non sia applicato direttamente sulla muratura ma su uno strato di regolarizzazione della superficie di incollaggio, da realizzare utilizzando malte a base epossidica, la verifica al distacco va effettuata all'interfaccia tra lo strato di regolarizzazione e la muratura sottostante, purché sia garantita la contemporanea reticolazione della resina epossidica della malta e della resina utilizzata per impregnare il tessuto di rinforzo. Per tali verifiche, salvo determinazioni più rigorose, è possibile ancora avvalersi delle formule (5.2)-(5.7).

A tale scopo, detti  $t_f$  ed  $E_r$  lo spessore medio ed il modulo elastico dello strato di regolarizzazione, lo spessore,  $t_h$ , ed il modulo elastico,  $E_h$ , del sistema omogeneizzato, costituito dal rinforzo e dallo strato di regolarizzazione, possono essere determinati per il tramite delle seguenti relazioni:

$$t_h = t_f + t_r, \quad E_h = \frac{E_f \cdot t_f + E_r \cdot t_r}{t_h}. \quad (5.8)$$

Lo spessore  $t_r$  dello strato di regolarizzazione può essere stinato a partire dal volume di materiale applicato, assimilando detto strato ad un solido cilindrico. La resistenza limite al distacco si determina utilizzando le formule (5.2)-(5.7), attribuendo alla larghezza  $b_h$  del sistema omogeneizzato il valore:  $b_h = b_f + 2 \cdot t_r$ .

### 5.3.3 Resistenza al distacco intermedio

(1) In assenza di determinazioni più precise, la verifica nei riguardi del distacco intermedio si effettua limitando la tensione nel rinforzo di FRP al valore di progetto:

$$f_{\text{fdd},2} = \alpha \cdot f_{\text{fdd}} \quad (1.0 \leq \alpha \leq 2.0). \quad (5.9)$$

In particolare, se la distanza dell'estremità libera è minore di  $3 \cdot l_e$ , si può porre  $\alpha = 1.5$ .

Avendo assunto nella (5.1):

$$\varepsilon_{\text{fdd}} = \frac{f_{\text{fdd},2}}{E_f}, \quad (5.10)$$

con  $E_f$  modulo di elasticità normale del composito FRP nella direzione delle fibre, la verifica nei riguardi del distacco intermedio è implicitamente soddisfatta. Resta comunque da soddisfare la verifica nei confronti del distacco di estremità secondo le indicazioni del § 5.3.2.

### 5.3.4 Resistenza al distacco in presenza di azione normale al piano di adesione

(1) La forza di distacco per azione normale al piano di adesione risulta di difficile quantificazione e dovrebbe in generale essere ottenuta da prove sperimentali condotte sul paramento sul quale sono previsti gli interventi di rinforzo.

(2) Per rinforzi caratterizzati da una modesta curvatura possono continuare ad essere utilizzate le formule predittive dei rinforzi piani.

### 5.3.5 Sistemi di ancoraggio meccanico

(1)P La forza di distacco può essere incrementata fino al raggiungimento della crisi per trazione del composito fibrorinforzato utilizzando l'utilizzo di sistemi meccanici di ancoraggio.

(2) L'efficacia dei sistemi di ancoraggio meccanico deve essere comprovata mediante opportune prove sperimentali di progetto in grado di simulare l'effettivo meccanismo di funzionamento del sistema adottato.

(3) Le soluzioni tecnologiche di maggiore diffusione consistono in:

- serraggio del rinforzo mediante piastre metalliche ancorate alla muratura con tirafondi;
- inserimento di perni ortogonali all'asse del rinforzo eseguito con barre, corde e sfocchi, sia in fibra che in altro materiale;
- inserimento di una barra trasversale di ancoraggio in un intaglio ortogonale all'asse del rinforzo;
- applicazione di una striscia di fasciatura dell'elemento strutturale, ortogonale all'asse del rinforzo.

(4) Alcuni sistemi di ancoraggio meccanici, utilizzati in combinazione con lamine pultruse, permettono di esercitare un'azione di pretensione su queste ultime. In tal caso, ai fini delle verifiche di resistenza, deve essere tenuto in conto lo stato di presollecitazione presente nella lamina.

## 5.4 VERIFICHE DI ELEMENTI STRUTTURALI RICORRENTI

(1) Sono di seguito esaminate alcune applicazioni di rinforzi FRP per contrastare specifici meccanismi di collasso locale particolarmente frequenti nella pratica tecnica.

### 5.4.1 Rinforzo di pannelli murari

(1) I pannelli di edifici murari possono essere rinforzati con FRP allo scopo di incrementarne portanza o duttilità nei confronti di azioni sia nel loro piano che al di fuori di esso.

Nel prosieguo sono suggerite alcune verifiche predittive per controllare il grado di sicurezza dei

pannelli murari. Tali verifiche non sono esaustive e devono essere eventualmente integrate con ulteriori controlli, adeguati alla complessità dello specifico caso in esame.

#### **5.4.1.1 Verifiche per azioni fuori dal piano**

(1) Il collasso di pannelli fuori dal proprio piano rappresenta uno dei meccanismi più frequenti di crisi locale di tali elementi. Il meccanismo può essere dovuto a varie cause, fra le quali l'azione sismica, la spinta di archi e volte, difetti di verticalità dei pannelli.

Può manifestarsi in varie forme:

- per ribaltamento semplice (§ 5.4.1.1.1);
- per flessione verticale (§ 5.4.1.1.2);
- per flessione orizzontale (§ 5.4.1.1.3).

##### **5.4.1.1.1 Verifica per ribaltamento semplice**

(1) Il meccanismo consiste nel ribaltamento intorno ad una cerniera cilindrica che si crea alla base del pannello murario per effetto della limitata resistenza a trazione della muratura. Benché la cerniera abbia una dimensione finita, corrispondente alla larghezza della muratura compressa, si può assumere, in prima approssimazione, che essa sia posizionata al filo esterno del pannello murario.

Il collasso per ribaltamento può interessare pareti non ammortate ad altre pareti ad esse ortogonali o anche pareti non trattenute in sommità. Il meccanismo dipende da vari fattori, quali le condizioni di vincolo, la snellezza della parete e le dimensioni della sezione muraria.

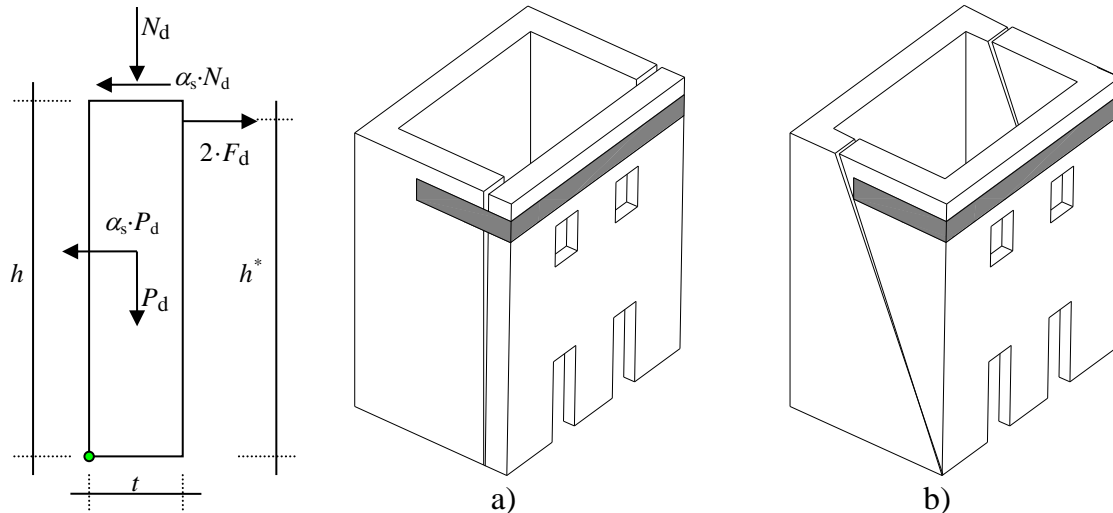
Un possibile intervento con rinforzi di FRP consiste nell'inserimento di uno o più elementi orizzontali, incollati alla sommità della faccia esterna della parete, risvoltati su quelle delle pareti ortogonali di estremità e ad esse ad ancorati. Nel caso in cui nelle pareti ortogonali siano presenti lesene la soluzione di sagomare il rinforzo FRP secondo il profilo della lesena può mobilitare elevate tensioni di trazione nel supporto con conseguente pericolo di distacco. È perciò consigliato il ricorso a opportuni provvedimenti quali ad esempio l'adozione di dispositivi di ancoraggio meccanico.

I maggiori benefici e la maggiore efficacia dell'intervento nei riguardi del ribaltamento semplice si conseguono cerchiando completamente, quando possibile, la fabbrica muraria. Particolare cura va posta nell'arrotondamento degli spigoli al fine di ridurre le concentrazioni di tensioni che qui si mobilitano, come specificato nel § 5.8.2.2.

A titolo esemplificativo, si considera il caso di un pannello murario soggetto alle seguenti azioni (valori di progetto):

- $P_d$  peso proprio del pannello,
- $N_d$  sforzo normale agente sulla sommità del pannello,
- $\alpha_s$  rapporto tra l'intensità dei carichi orizzontali e quella dei carichi verticali,
- $F_d$  sforzo nel rinforzo di FRP.

Si potrebbe tenere conto di ulteriori forze agenti in sommità e derivanti, ad esempio, dall'eventuale spinta del solaio di copertura.



**Figura 5-5** – Schema di calcolo per il meccanismo di collasso di ribaltamento semplice.

Con riferimento al meccanismo a) proposto in Figura 5-5, assumendo cioè che siano trascurabili le azioni di vincolo di eventuali solai e di muri ortogonali, l'intensità della forza di trazione nel rinforzo si determina mediante l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al piede del pannello:

$$F_d = \frac{1}{2 \cdot h^*} \cdot \left[ \alpha_s \cdot \left( P_d \cdot \frac{h}{2} + N_d \cdot h \right) - (P_d + N_d) \cdot t \right], \quad (5.11)$$

avendo indicato con  $h^*$  la distanza d'applicazione del composito di FRP dal piede del pannello. Per prevenire il ribaltamento semplice del pannello murario è necessario effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica a trazione del rinforzo di FRP

Indicando con  $A_f$  l'area del rinforzo di FRP e con  $f_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd}$  la corrispondente tensione di rottura di progetto, la massima forza esplicabile è  $F_{Rd} = A_f \cdot f_{fd}$ , per cui la verifica è soddisfatta se risulta:

$$F_d \leq F_{Rd}. \quad (5.12)$$

- Verifica al distacco del rinforzo di FRP dalle pareti ortogonali

Indicando con  $F_{pd} = A_f \cdot f_{fdd}$  la massima forza di ancoraggio del composito di FRP applicato su ciascuna delle due pareti ortogonali al pannello, la verifica è soddisfatta se risulta:

$$F_d \leq F_{pd}. \quad (5.13)$$

In genere, la seconda verifica è più gravosa della prima. In presenza di cerchiatura completa con un'adeguata sovrapposizione essa risulta superflua.

In assenza di cerchiatura completa, il composito FRP deve essere esteso sulle pareti ortogonali per una lunghezza sufficiente ad evitare la formazione di un meccanismo a cuneo del tipo in Figura 5-5 b) che contenga l'intero sistema di rinforzo. La verifica può essere condotta avvalendosi dell'analisi limite e trascurando, a vantaggio di sicurezza, il contributo delle tensioni coesive nella muratura. Il meccanismo di collasso ipotizzato in Figura 5-5 b) identifica le superfici di rottura nei piani passanti per la cerniera cilindrica e per le due sezioni terminali del rinforzo.

(2) Devono essere inoltre verificate a pressoflessione ed a taglio le sezioni orizzontali del pan-

nello in accordo con la Normativa vigente.

#### 5.4.1.1.2 Verifica per flessione della striscia muraria verticale

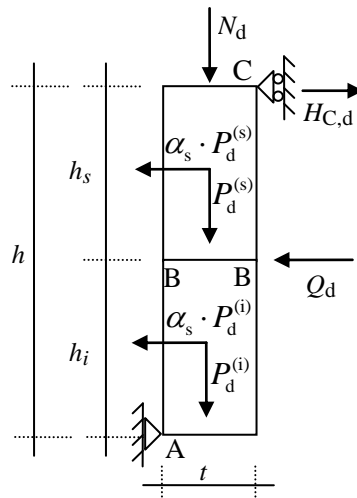
(1) Un pannello di muratura ben vincolato sia al piede che in sommità, allorché soggetto ad azioni orizzontali, può collassare per effetto delle sollecitazioni flessionali che si instaurano in esso. Il collasso avviene per formazione di tre cerniere: una al piede, una in sommità e la terza in posizione intermedia.

Sono interessati dal fenomeno i pannelli particolarmente alti e/o vincolati a maschi murari ortogonali molto distanti tra loro.

In presenza di sisma, sono particolarmente sensibili a questo tipo di collasso pannelli sui quali gravano, da parti opposte, solai ubicati a quote differenti per la presenza di interpiani di diversa altezza. In questi casi, applicando sui paramenti del pannello sistemi FRP con fibre verticali, adeguatamente ancorati, si realizza una “muratura armata” nella quale gli sforzi di compressione associati alla flessione sono assorbiti dalla muratura e quelli di trazione dal rinforzo di FRP.

A titolo esemplificativo, si faccia riferimento (Figura 5-6) ad una striscia di larghezza unitaria di pannello murario, soggetta alle seguenti azioni di progetto:

- $P_d^{(s)}$  peso proprio della parte superiore del pannello,
- $P_d^{(i)}$  peso proprio della parte inferiore del pannello,
- $N_d$  sforzo normale agente sulla sommità del pannello,
- $\alpha_s$  rapporto tra l'intensità dei carichi orizzontali e quella dei carichi verticali,
- $Q_d$  azione dovuta ad un'eventuale ulteriore spinta orizzontale.



**Figura 5-6** – Schema di calcolo per il meccanismo di collasso per flessione verticale.

Il valore di calcolo della reazione esplicita dal vincolo in C può essere determinato mediante l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno alla cerniera in A:

$$H_{C,d} = \frac{h_i \cdot (2 \cdot Q_d + \alpha_s \cdot P_d^{(i)}) + \alpha_s \cdot P_d^{(s)} \cdot (2 \cdot h - h_s) - t \cdot (N_d + P_d^{(s)} + P_d^{(i)})}{2 \cdot h} \quad (5.14)$$

La sezione muraria B-B, in corrispondenza della quale deve essere applicato il composito fibrorinforzato per inibire la formazione della cerniera, è soggetta ad uno sforzo normale e ad un momento flettente, rispettivamente, pari a:



$$\begin{aligned} N_{sd} &= N_d + P_d^{(s)}, \\ M_{sd} &= H_{C,d} \cdot h_s - \alpha_s \cdot P_d^{(s)} \cdot \frac{h_s}{2}. \end{aligned} \quad (5.15)$$

La verifica a flessione verticale è soddisfatta se:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}. \quad (5.16)$$

Il valore del momento resistente,  $M_{Rd}$ , della sezione di muratura rinforzata è esprimibile in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e del composito fibrorinforzato (§ 5.2.3), dello spessore,  $t$ , della muratura, del valore dello sforzo normale agente e del competente coefficiente parziale di modello,  $\gamma_{Rd}$ , da assumersi pari a 1.00 (Tabella 3-1 del § 3.4.2).

Per le porzioni del pannello che non risentono dell'efficacia del composito FRP, il valore del momento resistente,  $M_{Rd}$ , deve essere calcolato prescindendo dal contributo di quest'ultimo.

(2) In maniera semplificata, la verifica a pressoflessione delle sezioni di muratura rinforzata può essere condotta assumendo un diagramma delle tensioni di compressione costante e pari a  $0.85 f_{md}$ , esteso ad una porzione di sezione profonda  $0.6 \div 0.8 x$ , essendo  $x$  la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso.

(3) Deve essere inoltre verificato che il valore del taglio,  $V_{sd}$ , nella concomitante condizione di carico, non ecceda in alcuna sezione quello resistente:

$$V_{Rd,m} = 1 \cdot x \cdot f_{vd}, \quad (5.17)$$

essendo  $f_{vd}$  la resistenza di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente, in funzione della tensione normale media calcolata come rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area della superficie compresa tra l'estremo lembo e l'asse neutro.

(4) Deve essere altresì effettuata la verifica del rinforzo nei confronti del distacco di estremità.

(5) I rinforzi verticali devono essere posizionati ad un interasse,  $p_f$ , soddisfacente la limitazione:

$$p_f \leq 3 \cdot t + b_f, \quad (5.18)$$

dove  $b_f$  è la larghezza dei rinforzi adottati. Distanze maggiori devono essere attentamente valutate.

#### 5.4.1.1.3 Verifica per flessione della striscia orizzontale

(1) Nel caso di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti di spina ma non trattenuti superiormente da apposite strutture, come cordoli o solette armate, si possono manifestare meccanismi in grado di provocare crolli di una porzione di parete come esemplificato in Figura 5-7.

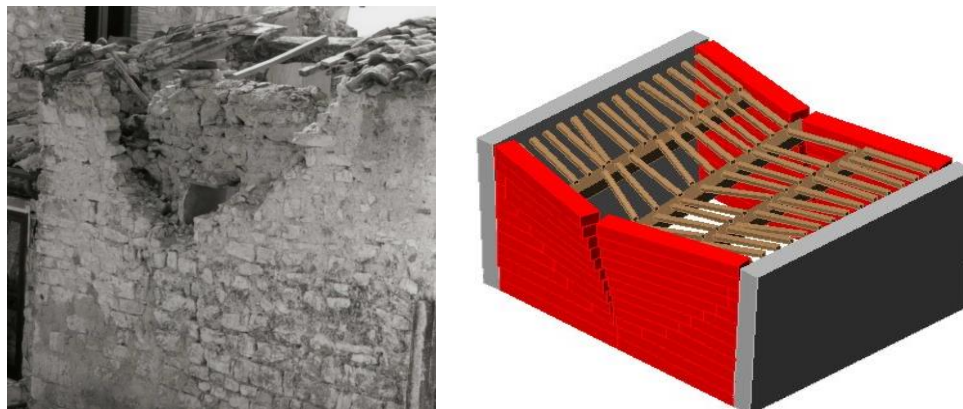
Nella situazione appena descritta la resistenza alle azioni orizzontali è garantita da un funzionamento ad arco della striscia di sommità, come rappresentato in Figura 5-8.

Il valore ultimo del carico orizzontale uniformemente ripartito per unità di superficie,  $q_d$ , che il suddetto arco è in grado di sopportare, può essere valutato utilizzando la relazione:

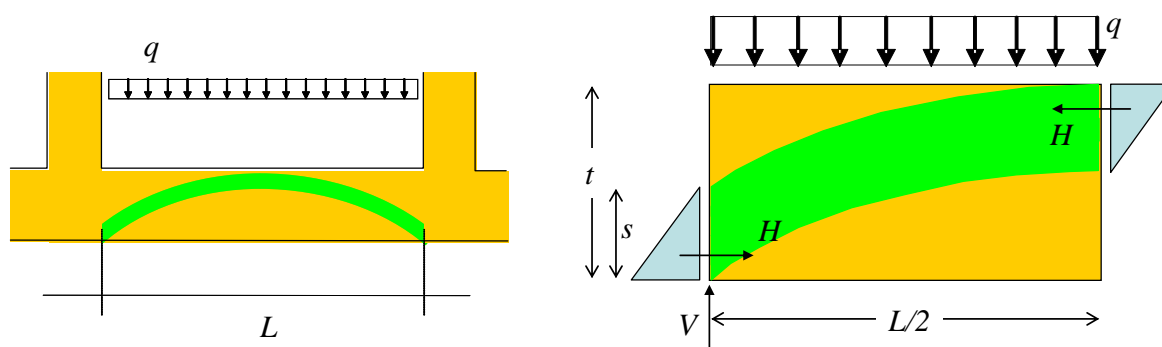
$$q_d = \frac{2 \cdot t^2}{3 \cdot L^2} \cdot f_{md}^h, \quad (5.19)$$

dove  $L$  è la larghezza del pannello e  $f_{md}^h$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale.

È possibile elevare il valore di  $q_d$  ricorrendo all'applicazione di sistemi di rinforzo FRP.



**Figura 5-7** – Collasso per flessione orizzontale.



**Figura 5-8** – Collasso per inflessione orizzontale.

L'applicazione di materiali compositi, adeguatamente ancorati, consente di contrastare il meccanismo, conferendo capacità di resistenza a flessione alla fascia sommitale del pannello, così trasformata in una trave di "muratura armata". Salvo più precise valutazioni dell'estensione della fascia da rinforzare, si può attribuire a quest'ultima un'altezza pari alla metà di quella dell'intero pannello.

Nel caso esaminato, il momento sollecitante di progetto,  $M_{Sd}$ , viene determinato con riferimento all'azione sismica che compete alla sola inerzia della parete o all'azione del vento.

(2) Un'ulteriore verifica della striscia orizzontale deve essere eseguita in corrispondenza di eventuali solai interagenti con la parete o di coperture spingenti. In tal caso lo spessore della striscia orizzontale resistente all'azione esercitata dalle suddette strutture può essere determinata ipotizzando una diffusione a 45° delle tensioni.

(3) La verifica a flessione orizzontale è soddisfatta se risulta verificata la disequazione (5.16), dove il momento resistente,  $M_{Rd}$ , è determinabile in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e del composito fibrorinforzato, nonché dello spessore,  $t$ , della muratura. In assenza di valutazioni, adeguatamente giustificate, dello sforzo normale orizzontale generato dal contrasto dei muri trasversali, il valore di quest'ultimo deve essere assunto pari a zero.

(4) Occorre inoltre verificare a taglio almeno le sezioni di attacco tra il pannello e le pareti ortogonali. La verifica deve essere effettuata con le stesse modalità indicate nel §5.4.1.1.2(3) assumen-

do per  $f_{vd}$  il valore corrispondente ad una compressione nulla.

- (5) Deve essere altresì condotta la verifica del composito nei confronti del distacco di estremità.
- (6) Va infine eseguita la verifica dei muri ortogonali nei confronti della sollecitazione di trazione che li cimenta in prossimità dell'innesto del pannello.

#### 5.4.1.2 Verifiche per azioni nel piano del pannello

- (1) Le verifiche da effettuare per i pannelli murari soggetti a sollecitazioni nel piano sono:
  - a pressoflessione nel piano,
  - a taglio.

##### 5.4.1.2.1 Pressoflessione nel piano

- (1) Allo scopo di incrementare la portanza a pressoflessione nel piano di pannelli murari, si può prevedere l'applicazione di rinforzi FRP verticali, disposti simmetricamente sui due paramenti del pannello ed opportunamente ancorati.
- (2) In forma semplificata, la verifica a pressoflessione nel piano può essere condotta in analogia a quanto indicato nel §5.4.1.1.2(2).
- (3) In particolare, la verifica deve riguardare anche le sezioni di estremità dei campi di pannello delimitati dalla fondazione e dal primo solaio, ovvero da due solai di interpiano successivi. In assenza di dispositivi meccanici di ancoraggio, la verifica deve prescindere dal contributo del composito.

##### 5.4.1.2.2 Taglio

- (1)P La resistenza a taglio di un pannello murario rinforzato a pressoflessione con compositi FRP a fibre verticali, disposti simmetricamente sui due paramenti, può essere incrementata con l'applicazione di ulteriori compositi FRP con fibre disposte preferibilmente nella direzione dello sforzo di taglio, anch'essi disposti simmetricamente sui due paramenti del pannello. In tal modo, al classico meccanismo di resistenza a taglio per attrito della muratura, viene ad affiancarsi un ulteriore meccanismo resistente per la formazione di un traliccio in grado di trasmettere taglio per equilibrio interno.
- (2) Qualora sia garantita la formazione del traliccio resistente, la resistenza di progetto a taglio della muratura rinforzata,  $V_{Rd}$ , può essere calcolata come somma del contributo dovuto all'attrito della muratura,  $V_{Rd,m}$ , e di quello del rinforzo di FRP,  $V_{Rd,f}$ , fino al valore limite  $V_{Rd,max}$  che provoca la rottura delle bielle compresse del traliccio:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,m} + V_{Rd,f} ; V_{Rd,max} \}. \quad (5.20)$$

Nel caso in cui il rinforzo a taglio sia disposto parallelamente ai corsi di malta, i contributi sopra definiti possono essere valutati come segue:

$$V_{Rd,m} = x \cdot t \cdot f_{vd}, \quad (5.21)$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.6 \cdot d \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fd}) \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f}, \quad (5.22)$$

essendo:

- $x$  la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso,
- $t$  lo spessore della parete,
- $f_{vd}$  la resistenza di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area,  $x \cdot t$ ,
- $E_f$  il modulo di elasticità del composito FRP nella direzione delle fibre,
- $\varepsilon_{fd}$  la deformazione di progetto del rinforzo di FRP fornita dalla (5.1),
- $t_f$  lo spessore del rinforzo di FRP,
- $b_f$  e  $p_f$ , rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione delle fibre (nel caso di strisce poste in adiacenza si assume  $b_f/p_f=1.0$ ).

Il valore del coefficiente parziale relativo al modello di resistenza,  $\gamma_{Rd}$ , deve essere assunto pari a 1.20 (Tabella 3-1 del § 3.4.2).

Qualora l'angolo d'attrito,  $\varphi$ , dei corsi di malta sia minore di  $45^\circ$ , il valore del taglio  $V_{Rd,f}$  fornito dalla relazione (5.22) deve essere ridotto mediante un fattore moltiplicativo pari a  $\text{ctg}(90^\circ - \varphi)$ .

Si osserva che l'angolo  $\varphi$  può essere valutato in base ai valori di resistenza a trazione e compressione della malta.

(3) Per la formazione del traliccio è necessario predisporre un rinforzo FRP in direzione verticale in grado di assorbire lo sforzo di trazione che gli compete come tirante nel funzionamento del suddetto traliccio. A tal riguardo, deve essere tenuta in debito conto la consueta regola di traslazione del diagramma del momento flettente.

(4) La massima resistenza a taglio del pannello murario,  $V_{Rd,max}$ , corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio, vale:

$$V_{Rd,max} = 0.3 \cdot f_{md}^h \cdot t \cdot d, \quad (5.23)$$

dove  $f_{md}^h$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione dell'azione tagliante, cioè parallela ai letti di malta.

(5)P Nel caso di parete consolidata con soli sistemi di rinforzo FRP a fibre verticali, atti ad assorbire la trazione generata dalla flessione, il valore della resistenza a taglio risulta comunque esaltato. Ciò è conseguenza dell'incremento dello sforzo di compressione agente sulla muratura per effetto della flessione. Il valore del taglio resistente della muratura è in tal caso dato dalla relazione seguente:

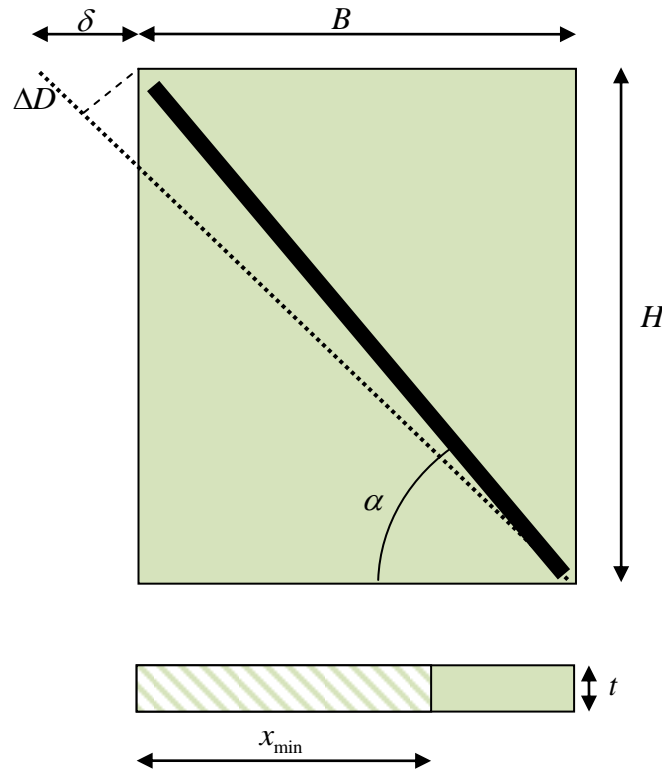
$$V_{Rd,m} = x \cdot t \cdot f_{vd}, \quad (5.24)$$

dove  $f_{vd}$  è la tensione di progetto a taglio della muratura, valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area della superficie compresa tra l'estremo lembo compresso e l'asse neutro,  $x \cdot t$ .

(6) Pareti murarie, composte da più pannelli delimitati da interpiani strutturali, possono essere rinforzate a taglio ricorrendo, in alternativa a quanto sopra indicato, all'applicazione di rinforzi FRP disposti lungo le diagonali dei singoli pannelli. Ciò purché in corrispondenza degli interpiani siano presenti cordoli o catene capaci di assicurare uno spostamento orizzontale sostanzialmente uniforme

della sezione di sommità del pannello. Di norma, si dispone una coppia di rinforzi diagonali, applicati simmetricamente sui due facce del pannello.

(7) La capacità resistente del pannello murario di base  $B$  ed altezza  $H$  con rinforzi disposti secondo direzioni inclinate di un angolo  $\alpha$  rispetto all'orizzontale (Figura 5-9), può essere valutata come di seguito indicato, trascurando il contributo del composito compresso.



**Figura 5-9** – Pannello con rinforzo a taglio disposto secondo una direzione inclinata di un angolo  $\alpha$  rispetto all'orizzontale

Con riferimento alla Figura 5-9, si assume che lo spostamento orizzontale esibito dalla sezione di sommità del pannello rinforzato valga:

$$\delta_{\text{Rd},1} = 0.005 \cdot H . \quad (5.25)$$

In corrispondenza di tale sezione si attiva la forza massima di taglio sopportabile dal pannello:

$$V_{\text{Rd},m} = x_{\min} \cdot t \cdot f_{\text{vd}} , \quad (5.26)$$

essendo  $x_{\min}$  la distanza minima dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso,  $f_{\text{vd}}$  la tensione di progetto a taglio della muratura valutata in accordo con la Normativa vigente in funzione della tensione normale media pari al rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area  $x_{\min} \cdot t$ .

D'altra parte, il massimo spostamento orizzontale che può essere esibito dalla testa del pannello, compatibilmente con la deformazione di progetto del rinforzo FRP in condizione di incipiente distacco dal supporto, vale:

$$\delta_{Rd,2} = \frac{\Delta D_{fdd}}{\cos \alpha} = \varepsilon_{fdd} \frac{H}{\sin \alpha \cos \alpha} = \frac{f_{fdd} \cdot H}{E_f \cdot \sin \alpha \cos \alpha}. \quad (5.27)$$

Posto allora:

$$\frac{\delta_{Rd}}{H} = \frac{1}{H} \min \{ \delta_{Rd,1}, \delta_{Rd,2} \} = \min \left\{ 0.005, \frac{f_{fdd}}{E_f \cdot \sin \alpha \cos \alpha} \right\}, \quad (5.28)$$

il taglio massimo sopportabile dal pannello murario rinforzato vale:

$$V_{Rd} = \frac{\delta_{Rd}}{H} \left( \frac{V_{Rd,m}}{0.005} + \sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f \right), \quad (5.29)$$

essendo  $\frac{\delta_{Rd}}{H} (\sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f)$  la componente orizzontale della forza esplicita dal rinforzo in corrispondenza dello spostamento  $\delta_{Rd}$ .

(8) In presenza di soli rinforzi a taglio FRP, disposti secondo le diagonali dei singoli pannelli, devono essere eseguite le verifiche a pressoflessione delle sezioni orizzontali di questi ultimi in accordo con la Normativa vigente, senza tener conto del contributo del composito.

#### 5.4.2 Architrave e fascia di piano

(1)P Le zone di connessione tra i maschi murari di una parete sono denominate fasce di piano. Oltre a sostenere la muratura gravante in luce alle aperture, esse hanno lo scopo di vincolare maschi murari contigui ad assumere deformate congruenti sotto l'azione di forze orizzontali.

(2) Per effetto dei carichi verticali, nelle zone sovrastanti le aperture presenti in una parete devono essere tenute in conto le due seguenti circostanze. In primo luogo, a causa della limitata resistenza a trazione, la zona di muratura sovrastante l'apertura non è in grado di portare autonomamente il proprio peso e deve essere sostenuta da un architrave in grado di reagire a taglio e a momento flettente. Inoltre, quando i maschi murari che contornano l'apertura sono particolarmente esili, tanto da non sopportare la spinta orizzontale dovuta alla presenza dell'apertura stessa, l'architrave deve funzionare come una catena il cui sforzo di trazione possa garantire l'equilibrio complessivo della parete.

(3) Con riferimento alla Figura 5-10, tenuto conto della funzione statica degli architravi e delle fasce di piano, si individuano i seguenti procedimenti di verifica.

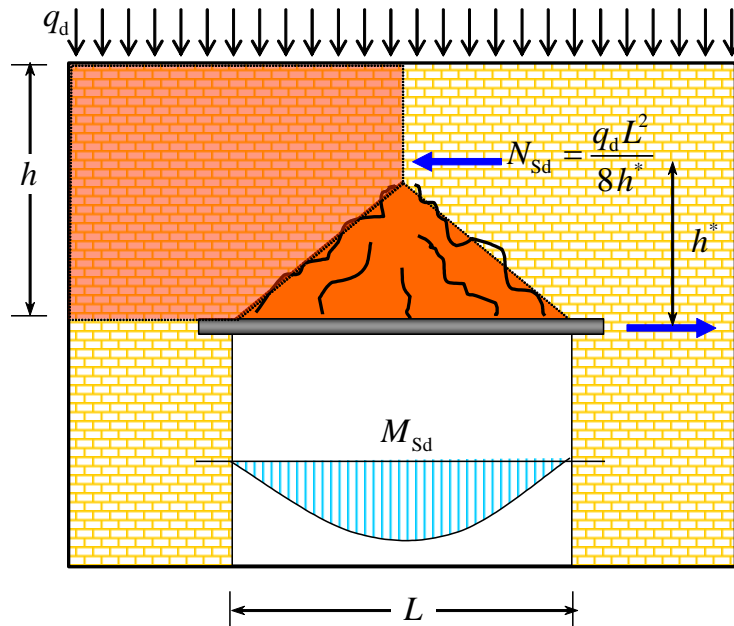


Figura 5-10 – Schema di calcolo degli architravi a tensoflessione.

#### 5.4.2.1 Verifica per funzionamento ad architrave

- (1) Gli architravi possono essere realizzati utilizzando membrature dotate di resistenza assiale e flessionale, ovvero di sola resistenza assiale. Nel primo caso la membratura è in grado di garantire entrambi i comportamenti strutturali di trave e di catena.
- (2) Il sostentamento della zona inerte della parete deve essere assicurato dalla formazione di una trave di muratura "armata" situata al di sopra dell'apertura, nella quale le trazioni siano assorbite da rinforzi di FRP. Per il dimensionamento di questi ultimi si può procedere come già indicato nel § 5.4.1.1.3, tenuto conto della resistenza a compressione della muratura,  $f_{md}^h$ , nella direzione parallela ai giunti di malta.
- (3) La sezione di muratura "armata" dell'architrave deve esplicitare un momento resistente di progetto,  $M_{Rd}$ , maggiore di quello sollecitante:

$$M_{Sd} = \gamma_G \cdot \frac{1}{24} \cdot g \cdot t \cdot L^3, \quad (5.30)$$

dove  $g$  e  $t$  sono, rispettivamente, il peso specifico e lo spessore della muratura,  $L$  è la luce netta dell'apertura e  $\gamma_G$  è il coefficiente parziale che compete al peso proprio allo SLU.

Il rinforzo applicato deve inoltre assorbire una forza di trazione pari a:

$$N_{Sd} = \frac{q_d \cdot L^2}{8 \cdot h^*}, \quad (5.31)$$

dove  $q_d$  è il carico verticale di progetto allo SLU trasmesso all'architrave dalla sovrastante parte dell'edificio (somma di carichi permanenti più carichi variabili) ed  $h^*$  è il braccio della coppia interna, non maggiore del minimo tra la luce  $L$  dell'apertura e l'altezza  $h$  della fascia di piano.

#### 5.4.2.2 Verifica per funzionamento a fascia di piano

- (1) Il funzionamento della fascia di piano, rinforzata con FRP, deve essere verificato nei con-

fronti delle sollecitazioni flettenti, taglianti ed assiali presenti nelle sezioni di connessione con i maschi murari. I valori delle azioni resistenti vanno calcolati con le stesse regole valide per i pannelli murari, tenuto conto della resistenza a compressione della muratura,  $f_{md}^h$ , nella direzione parallela ai giunti di malta.

(2) I rinforzi possono essere posizionati parallelamente all'asse delle fasce di piano, ad una quota prossima a quella dei solai o nelle zone di confine, superiore ed inferiore, delle fasce stesse. Possono essere sia continui che discontinui e devono essere preferibilmente applicati in modo simmetrico sia sulle pareti esterne che su quelle interne. In particolare, l'azione di rinforzo sulle pareti esterne può essere affidata a sistemi FRP utilizzati per la cerchiatura perimetrale della fabbrica muraria.

(3) Per assicurare un comportamento soddisfacente nei confronti delle azioni taglianti, è possibile anche ricorrere all'applicazione di rinforzi secondo le diagonali dei pannelli murari sovrastanti le aperture. Pure in questo caso è opportuno che i rinforzi siano applicati simmetricamente rispetto al piano medio del muro, sia sulla faccia esterna che su quella interna delle fasce di piano.

## 5.5 RINFORZO DI ELEMENTI A SEMPLICE E DOPPIA CURVATURA

(1)P Gli elementi strutturali a singola o a doppia curvatura collassano per la formazione di cerniere che nascono a causa della limitata resistenza a trazione della muratura.

(2)P L'impiego di sistemi di rinforzo FRP, consentendo di realizzare una "muratura armata", è in grado di migliorare il comportamento strutturale di tali elementi. Le competenti verifiche possono essere condotte nello spirito del metodo degli stati limite.

(3)P Le caratteristiche della sollecitazione di progetto, valutate allo SLU, devono essere maggiorate dalle corrispondenti resistenze, in analogia a quanto prescritto per i pannelli murari (§ 5.4.1). Per strutture bidimensionali le suddette caratteristiche e resistenze sono da intendersi riferite all'unità di lunghezza.

(4)P Il rinforzo di FRP deve essere applicato sulla struttura in modo da contrastare le formazioni delle cerniere responsabili di possibili meccanismi di collasso. In prima approssimazione tali cerniere possono ritenersi ubicate all'intradosso o all'estradosso dell'elemento strutturale. Conseguentemente, lo sforzo normale trasmesso da tali cerniere è eccentrico rispetto alla superficie media della struttura e la sua eccentricità è pari alla metà dello spessore di quest'ultima.

(5)P Un sistema di rinforzo FRP, adeguatamente ancorato, contrasta il meccanismo di rotazione e quindi l'apertura dei cigli fessurativi. Pertanto, è possibile ricorrere all'impiego di compositi fibrorinforzati per interdire la formazione di cerniere in corrispondenza della superficie opposta a quella di applicazione.

(6)P L'impiego di sistemi di rinforzo FRP non risulta specificamente idoneo ad incrementare la resistenza nei confronti del taglio o dello schiacciamento della muratura, a meno che, nel secondo caso, non si tratti di lamine pultruse disposte come arco di rinforzo intradossale ben ancorato alla muratura.

(7) Sistemi di rinforzo FRP applicati su volte non strutturali (in foglio, incannucciate, etc.) consentono il consolidamento di queste ultime, migliorandone l'efficienza delle connessioni ed il comportamento nei confronti della stabilità.



### 5.5.1 Archi

(1) Nei riguardi delle verifiche rispetto alla formazione di un meccanismo di collasso, le presenti Istruzioni forniscono specifiche indicazioni per i seguenti due schemi strutturali, ricorrenti nelle applicazioni:

- schema ad arco, per archi insistenti su imposte fisse;
- schema arco-piedritto, detto anche schema a portale, per archi insistenti su piedritti.

(2)P Generalmente, un arco o un portale collassa per la formazione di almeno quattro cerniere.

(3) Esse possono essere sia proprie che improprie (doppi pendoli). Non è infrequente il caso di meccanismi conseguenti alla formazione di tre cerniere proprie e di una impropria, quest'ultima responsabile dello slittamento a taglio di una parte dell'arco rispetto all'altra.

#### 5.5.1.1 Schema ad arco

(1)P Nello schema ad arco, per ostacolare la formazione di cerniere all'intradosso (risp. estradosso), si può ricorrere all'applicazione di sistemi di rinforzo FRP all'estradosso (risp. intradosso).

(2)P Le cerniere possono formarsi sia all'interno dell'arco che alle imposte. Soltanto l'adozione di specifici interventi può escludere la formazione di queste ultime.

(3) Evidenze sperimentali hanno dimostrato che l'applicazione di sistemi di rinforzo FRP sulle superfici laterali dell'arco non comporta sensibili miglioramenti strutturali. Infatti, è stato rilevato un prematuro distacco del composito fibrorinforzato dal paramento murario, che, partendo dalle zone compresse per effetto di instabilità locale, si estende progressivamente a tutta la superficie di incollaggio.

(4) La tecnica di applicare il rinforzo sia all'estradosso che all'intradosso dell'arco, per prevenire la formazione di meccanismi, è meno frequente ed in generale di difficile realizzazione.

(5) Gli interventi di rinforzo parziali, eseguiti su parte dell'estradosso o dell'intradosso, non escludono la formazione di meccanismi di collasso. Tuttavia, se opportunamente concepiti e realizzati, tali interventi contribuiscono ad incrementare il valore del carico di collasso.

(6) Di norma è preferibile:

- eseguire interventi completi sull'estradosso o sull'intradosso;
- collegare i rinforzi con le strutture verticali;
- utilizzare tessuti di FRP piuttosto che lamine, soprattutto nel caso di interventi estradosso su geometrie irregolari del supporto murario.

#### 5.5.1.2 Schema a portale

(1) Nello schema a portale può risultare non sufficiente limitarsi ad apporre il rinforzo di FRP all'estradosso o all'intradosso dell'arco per impedire il meccanismo ad apertura delle imposte. Può infatti risultare necessario intervenire anche sui piedritti.

(2) Le verifiche da effettuare sono le stesse di quelle previste per lo schema ad arco, considerando anche i meccanismi dovuti a cedimenti delle imposte.

### 5.5.2 Volte a semplice curvatura: volte a botte

(1) In situazioni frequenti, lo studio di volte a botte, realizzate con mattoni disposti lungo la generatrice o ad essa ortogonali, è riconducibile a quello di un arco di profondità unitaria il cui profilo corrisponde alla curva direttrice della volta. Ne consegue che le volte a botte possono essere rinforzate mediante compositi FRP applicati lungo la direttrice su tutto lo sviluppo longitudinale della volta. L'interasse dei rinforzi, funzione sia dallo spessore che dalla luce della volta, deve ostacolare la formazione di cinematismi anche in tale direzione. Sono consigliati interassi  $p_f$  che soddisfino le disuguaglianze:

$$p_f \leq 5 \cdot t + b_f \quad b_f \leq 2t, \quad (5.32)$$

dove  $t$  è lo spessore della volta e  $b_f$  è la larghezza dei rinforzi adottati. Nel caso di volte a botte nervate lo spessore di calcolo deve essere quello della vela e non quello della nervatura.

(2) Rinforzi longitudinali, disposti lungo le generatrici, hanno una funzione di cucitura tra gli archi ideali formanti la volta a botte e possono contribuire, se adeguatamente posizionati, ad impedire la formazione di meccanismi lungo lo sviluppo longitudinale della volta. Tale azione può risultare rilevante in presenza di azioni orizzontali.

(3) Si consiglia di disporre lungo le generatrici della volta una quantità di rinforzo per unità di area pari al 10% di quella disposta lungo la direttrice. La predetta percentuale deve essere innalzata fino al 25% in zona sismica.

(4) Nel caso di volte ubicate in edifici cellulari con vani di modeste dimensioni è opportuno privilegiare l'intervento di rinforzo sulla gabbia muraria, la cui integrità e rigidità può consentire alla volta di equilibrare i carichi verticali con soluzioni membranali che prevedano un impegno a trazione minimo o nullo. Tale intervento, di norma, consente di evitare o ridurre quello sulla superficie curva della volta.

### 5.5.3 Volte a doppia curvatura: cupole

(1)P Le cupole presentano un regime tensionale sia di tipo membranale che flessionale.

#### 5.5.3.1 Regime membranale

(1)P In una cupola soggetta a soli carichi verticali si instaura uno stato tensionale con tensioni normali di trazione dirette lungo i paralleli. Esso è localizzato in prossimità dell'imposta della cupola e si estende sin oltre le reni. La modestissima resistenza a trazione della muratura giustifica il classico quadro fessurativo che frequentemente si instaura nelle cupole: le lesioni si dispongono lungo i meridiani, con l'apice posizionato all'incirca alla metà di questi ultimi, e si estendono fino all'imposta. La fessurazione lungo i meridiani modifica lo stato di equilibrio preesistente mobilitando valori considerevoli della spinta all'imposta, con eventuali ripercussioni sulla sottostante struttura. L'intervento mediante sistemi di rinforzo FRP, disposti lungo la circonferenza in prossimità della base della cupola, può servire a contrastare l'estensione della zona fessurata mitigando l'incremento di spinta all'imposta.

(2) Per valutare il grado di sicurezza della cupola rinforzata vanno effettuate:

- la verifica a trazione del composito;
- la verifica nei confronti del distacco dal supporto, come indicato al §5.3.4.

### 5.5.3.2 Regime flessionale

(1)P Il regime flessionale è generalmente localizzato all'imposta della cupola o lungo il bordo di eventuali lanterne.

In particolare, il regime flessionale può provocare il collasso degli spicchi delimitati dalle fessure meridiane. Se la portanza degli spicchi è dettata da un meccanismo con apertura delle imposte, la cupola può essere presidiata applicando i suddetti rinforzi circonferenziali all'imposta. Se la portanza dei segmenti arcuati è invece dettata da un meccanismo con imposte fisse, i rinforzi circonferenziali all'imposta risultano inerti. In tal caso, per presidiare la cupola, i rinforzi vanno applicati lungo i meridiani oppure lungo i paralleli in corrispondenza delle reni.

(2) Per valutare il grado di sicurezza della cupola rinforzata vanno effettuate:

- la verifica a pressoflessione;
- la verifica a taglio;
- la verifica al distacco dal supporto.

Per la verifica a pressoflessione e per quella nei confronti del taglio complanare con il generico elementino di volta si procede in termini di caratteristiche specifiche (cioè riferite all'unità di lunghezza), in analogia con quanto già precedentemente indicato nei §§5.4.1.2.1 e 5.4.1.2.2.

Occorre tenere in debito conto le eventuali riduzioni di resistenza derivanti dalle interazioni tra le varie componenti di tensione agenti contemporaneamente sulle quattro facce contenute nello spessore del generico elementino di volta. Almeno, va considerata l'interazione tra le due pressoflessioni nonché quella tra i due tagli complanari.

Per quanto attiene alle pressoflessioni, particolare attenzione va riservata al caso in cui le zone tese e compresse in una delle due direzioni siano invertite rispetto all'altra direzione.

In tal caso, in via approssimata, salvo determinazioni più rigorose, si può assumere che la somma dei valori assoluti dei due momenti sollecitanti di progetto, ciascuno rapportato al competente valore assoluto del momento resistente di progetto, calcolato in presenza del concomitante sforzo normale sollecitante, sia minore o al più uguale all'unità.

In caso contrario, la resistenza flessionale specifica in ciascuno dei due piani può assumersi, salvo determinazioni più rigorose, pari a quella risultante in una situazione di sollecitazione monoassiale.

Per quanto attiene ai tagli complanari all'elementino, si può ragionare in una maniera analoga a quanto già fatto per il primo dei due casi sopra trattato.

Si rileva che le resistenze flessionali e taglianti di calcolo vanno valutate con riferimento alle competenti resistenze di progetto a compressione della muratura, tenendo conto delle differenze esibite da quest'ultima nei riguardi della compressione in direzione ortogonale e parallela alla tessitura (§ 5.2.3(6)P).

Ai fini della verifica nei confronti del taglio ortogonale al piano dell'elementino non si deve tener conto del rinforzo di FRP e si deve procedere come nel caso delle murature non rinforzate, operando sempre in termini di caratteristiche specifiche e tenendo in debito conto gli effetti delle interazioni tra sollecitazioni diverse.

Per la verifica al distacco dal supporto va tenuto in conto l'azione normale al piano di adesione secondo quanto indicato al § 5.3.4.

(3) Per garantire il corretto funzionamento del rinforzo all'imposta della cupola, quest'ultimo deve essere opportunamente esteso ed ancorato alla struttura sottostante, ricorrendo eventualmente a dispositivi meccanici.

### 5.5.4 Volte a doppia curvatura su pianta quadrata

(1) L'intervento di rinforzo di volte a vela, ovvero volte di traslazione su pianta quadrata, spesso

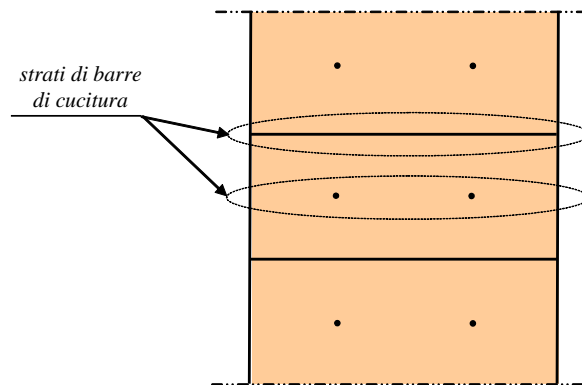
presenti in edifici cellulari con vani di modeste dimensioni, deve innanzitutto interessare la gabbia muraria: l'integrità e la rigidità di quest'ultima consente alla struttura voltata di equilibrare i carichi verticali con stati tensionali di sola compressione. Ove non si ritenga di poter conseguire pienamente tale risultato, i rinforzi sulla volta possono limitarsi ai "pennacchi" d'angolo, nei quali la trazione è prevista in direzione ortogonale alle diagonali del vano.

## 5.6 CONFINAMENTO DI COLONNE DI MURATURA

(1)P Il confinamento di elementi strutturali di muratura, sottoposti a prevalente sollecitazione di sforzo assiale, si attua attraverso la predisposizione di un sistema di elementi resistenti a trazione che, contrastando la dilatazione trasversale dell'elemento strutturale, conferiscono alla muratura un benefico stato di compressione triassiale. Simili interventi sono praticati sia per la riparazione di elementi danneggiati o deteriorati, sia per il rinforzo di elementi integri in vista di un adeguamento statico o sismico della struttura di appartenenza.

(2) Il confinamento può essere realizzato con tessuti, lamine e barre (altrimenti dette tiranti) di FRP. I tessuti sono applicati sul contorno come fasciatura esterna continua (ricoprimento) o discontinua (cerchiatura); le barre sono disposte all'interno della colonna per realizzare cuciture armate opportunamente diffuse.

(3) Le cuciture interne vengono realizzate alloggiando le barre di FRP in fori praticati secondo due direzioni ortogonali della sezione trasversale. L'insieme delle barre disposte alla stessa quota secondo ognuna di tali direzioni forma uno "strato" (Figura 5-11). Le cuciture sono in grado di contrastare le dilatazioni trasversali che nascono nell'elemento strutturale in conseguenza della compressione assiale. Le barre di cucitura sono rese solidali alla muratura mediante saturazione del foro con materiale adesivo o per mezzo di sistemi di contrasto alle estremità.



**Figura 5-11** – Sezione longitudinale di una colonna con barre disposte in due direzioni ortogonali.

(4) Nel caso in cui si realizzi un intervento di confinamento che preveda sia cuciture interne che una fasciatura esterna, si consiglia di utilizzare barre e tessuti di caratteristiche meccaniche simili.

(5) Qualora le colonne esibiscano fessurazioni verticali è opportuno realizzare confinamenti provvisori forzati, prima dell'inserimento delle barre trasversali. Per colonne a sezione rettangolare possono anche essere predisposti agli angoli rinforzi (profili ad L eventualmente in legno) con dispositivi di contrasto a cinture di forzatura provvisoria.

(6) Nella quantificazione degli effetti del confinamento su elementi compressi di muratura, si utilizzano i parametri meccanici di progetto determinati sperimentalmente o definiti dalla Normati-

va vigente sulla base dei materiali componenti.

### 5.6.1 Resistenza di progetto a compressione centrata dell'elemento confinato

1) La verifica di elementi strutturali confinati viene condotta valutando l'azione esercitata dalla fasciatura e dai tiranti, in funzione della geometria e del tipo di sistema di rinforzo FRP utilizzato.

(2) Per la valutazione della pressione di confinamento è buona norma disporre le fibre in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento. In caso di disposizione ad elica l'efficacia del confinamento va opportunamente valutata.

(3) La verifica dell'elemento confinato consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{Sd} \leq N_{Rmc,d}, \quad (5.33)$$

essendo  $N_{Sd}$  il valore di progetto dell'azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e  $N_{Rmc,d}$  il valore di progetto della resistenza della colonna confinata.

(4) La resistenza assiale di progetto,  $N_{Rmc,d}$ , è definita come segue:

$$N_{Rmc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md}, \quad (5.34)$$

dove il coefficiente parziale  $\gamma_{Rd}$  deve essere assunto pari a 1.10 ad eccezione dei casi di confinamento interno mediante sole barre in colonne a sezione non circolare, per i quali si prescrive  $\gamma_{Rd} = 1.25$  (Tabella 3-1, § 3.4.2), il simbolo  $A_m$  rappresenta l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato,  $f_{md}$  rappresenta la resistenza a compressione della muratura non confinata e  $f_{mcd}$  è il valore di progetto della resistenza a compressione dell'elemento confinato.

(5) Alla resistenza di progetto,  $f_{mcd}$ , di un elemento confinato soggetto ad un valore  $f_1$  della pressione di confinamento (definita nel seguito in funzione delle caratteristiche del sistema confinante), contribuisce soltanto una quota parte di quest'ultima,  $f_{1,eff}$ , detta "pressione efficace di confinamento":

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[ 1 + k' \cdot \left( \frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right], \quad (5.35)$$

dove  $k'$  è un coefficiente (adimensionale) di incremento della resistenza ed  $\alpha_1$  è un esponente al quale, in mancanza di comprovati risultati sperimentali, può essere assegnato il valore 0.5.

(6) Il valore del coefficiente di incremento della resistenza  $k'$  può essere stabilito sulla base di risultati sperimentali ottenuti su provini di muratura dalle caratteristiche analoghe a quelle da confinare. In alternativa è possibile avvalersi della seguente relazione:

$$k' = \alpha_2 \cdot \left( \frac{g_m}{1000} \right)^{\alpha_3}, \quad (5.36)$$

essendo  $g_m$  la densità di massa della muratura espressa in  $\text{kg/m}^3$  ed  $\alpha_2$  e  $\alpha_3$  coefficienti ai quali cautelativamente può essere attribuito il valore 1.0, in mancanza di risultati sperimentali che ne giustifichino assunzioni diverse.

(7) La pressione efficace di confinamento,  $f_{1,\text{eff}}$ , è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento.

Indicato con  $V_m$  il volume dell'elemento murario e con  $V_{c,\text{eff}}$  il volume della porzione efficacemente confinata, si introduce il seguente coefficiente di efficienza:

$$k_{\text{eff}} = \frac{V_{c,\text{eff}}}{V_m}, \quad (5.37)$$

in funzione del quale può essere definita la pressione efficace di confinamento. Il coefficiente di efficienza,  $k_{\text{eff}}$ , può essere espresso come prodotto di un coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , per uno di efficienza verticale,  $k_V$ :

$$f_{1,\text{eff}} = k_{\text{eff}} \cdot f_1 = k_H \cdot k_V \cdot f_1. \quad (5.38)$$

(8) L'efficacia dell'intervento di confinamento può essere altresì influenzata da un'eventuale disposizione a spirale della fasciatura esterna. Se  $\alpha_f$  è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto al piano della sezione trasversale dell'elemento, si introduce il seguente coefficiente  $k_\alpha$ :

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + \text{tg}^2 \alpha_f}. \quad (5.39)$$

Tale coefficiente, moltiplicativo della pressione di confinamento,  $f_1$ , penalizza la pressione efficace di confinamento,  $f_{1,\text{eff}}$ , indotta dalla fasciatura esterna per effetto dell'inclinazione da essa presentata. Il contributo di eventuali tiranti disposti ortogonalmente all'asse della colonna non è affetto dal suddetto coefficiente.

(9) Al fine di limitare deformazioni assiali e danneggiamenti in condizioni di esercizio, è opportuno contenere l'incremento tensionale a carico dell'elemento confinato entro valori non superiori al 50% della tensione di progetto,  $f_{\text{md}}$ , del materiale non confinato.

### 5.6.2 Confinamento di colonne circolari

(1) Si definisce la seguente quantità adimensionale corrispondente alla percentuale geometrica della fasciatura esterna (Figura 5-12):

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot p_f}, \quad (5.40)$$

dove:

- $t_f$  è lo spessore del rinforzo,
- $b_f$  è l'altezza delle strisce che formano la fasciatura discontinua,

- $D$  è il diametro esterno della sezione trasversale,
- $p_f$  è il passo delle strisce (misurato in asse).

Nel caso di fasciatura continua il rapporto  $\rho_f$  si specializza in  $4 \cdot t_f / D$ .

(2) In condizione di equilibrio limite, la pressione di confinamento,  $f_1$ , può essere calcolata con la relazione che segue:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}, \quad (5.41)$$

essendo  $E_f$  il modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP (nella direzione delle fibre) ed  $\varepsilon_{fd,rid}$  un opportuno valore ridotto di calcolo della deformazione del rinforzo all'atto del collasso della colonna.

(3)P La deformazione ridotta di calcolo del composito,  $\varepsilon_{fb,rid}$ , può essere assunta pari a:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_f; 0.004\}, \quad (5.42)$$

essendo  $\eta_a$  il fattore di conversione ambientale (Tabella 3-2),  $\varepsilon_{fk}$ ,  $\gamma_f$ , rispettivamente, la deformazione ultima e il coefficiente parziale del composito fibrorinforzato (§ 3.4.1); 0.004 è una deformazione limite convenzionale del composito (vedere § 4.5.1).

(4) Il coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , è pari a 1. Lo stesso accade per il coefficiente di efficienza verticale,  $k_V$ , ma solo nel caso di fasciatura continua.

(5) Nel caso invece di fasciatura discontinua, realizzata con strisce di altezza  $b_f$  disposte ad interasse  $p_f$ , si ha una riduzione del volume confinato per effetto della diffusione tensionale schematizzabile mediante una legge parabolica con angoli di attacco pari a  $45^\circ$  (Figura 5-12). Il coefficiente di efficienza verticale,  $k_V$ , può essere calcolato mediante la relazione:

$$k_V = \left(1 - \frac{p_f}{2 \cdot D}\right)^2, \quad (5.43)$$

dove  $p_f$  è la distanza netta tra le strisce.

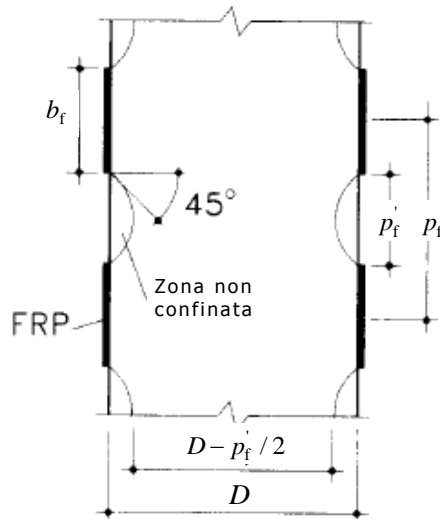


Figura 5-12 – Sezione circolare confinata con fasciatura discontinua.

- (6) L'interasse  $p_f$  non deve essere maggiore di  $D/2$ .

### 5.6.3 Confinamento di colonne quadrate o rettangolari

(1)P Il confinamento mediante FRP di elementi a sezione quadrata o rettangolare consente di conseguire solo modesti incrementi della resistenza a compressione. Applicazioni di questo genere devono pertanto essere attentamente vagliate ed analizzate.

(2) In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino l'efficacia, non va considerato l'effetto del confinamento esterno su sezioni rettangolari (Figura 5-13) per le quali  $b/h > 2$ , ovvero  $\max\{b, h\} > 900\text{mm}$ .

(3) Con i simboli già introdotti nel § 5.6.2(1), la pressione di confinamento,  $f_1$ , esercitata su un elemento di sezione rettangolare di dimensioni  $b \times h$  da una fasciatura esterna discontinua e da barre di cucitura interne, può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \min \left\{ \rho_{f,x} \cdot E_f + 2 \cdot \rho_{b,x} \cdot E_b ; \rho_{f,y} \cdot E_f + 2 \cdot \rho_{b,y} \cdot E_b \right\} \cdot \varepsilon_{fd,rid}, \quad (5.44)$$

nella quale (Figura 5-13) i parametri adimensionali  $\rho_{f,x}$ ,  $\rho_{f,y}$ ,  $\rho_{b,x}$ ,  $\rho_{b,y}$  sono definiti come:

$$\rho_{f,x} = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{h \cdot p_f}, \quad \rho_{f,y} = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{b \cdot p_f}, \quad \rho_{b,x} = \frac{n_{b,x} \cdot A_b}{p_b \cdot h}, \quad \rho_{b,y} = \frac{n_{b,y} \cdot A_b}{p_b \cdot b}, \quad (5.45)$$

essendo  $n_{b,x}$  ed  $n_{b,y}$  il numero di barre disposte negli strati orditi nelle direzioni  $x$  e  $y$ , rispettivamente,  $A_b$  l'area della sezione della singola barra,  $p_b$  la distanza (misurata in asse) tra due strati consecutivi di barre disposte lungo la medesima direzione.

Nel caso di fasciatura continua l'espressione delle quantità  $\rho_{f,x}$  e  $\rho_{f,y}$  fornite dalla (5.45) si specializzano in:

$$\rho_{f,x} = \frac{4 \cdot t_f}{h}, \quad \rho_{f,y} = \frac{4 \cdot t_f}{b}. \quad (5.46)$$



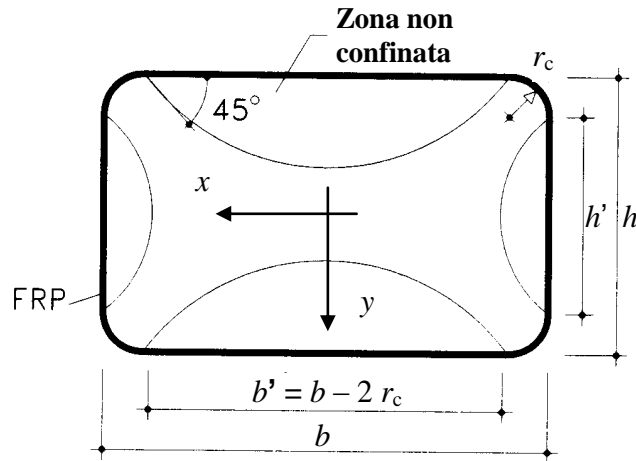
Nel caso particolare di sezione rettangolare soggetta a sola fasciatura continua, ovvero discontinua, la (5.44) si specializza, rispettivamente, in:

$$f_1 = 2 \cdot \frac{t_f \cdot E_f}{\max\{b, h\}} \cdot \varepsilon_{fd,rid}, \quad f_1 = \frac{2t_f b_f E_f}{\max\{b, h\} p_f} \cdot \varepsilon_{fd,rid}. \quad (5.47)$$

Nel caso invece di sole barre, la stessa relazione si specializza in:

$$f_1 = \min\{\rho_{b,x} \cdot E_b; \rho_{b,y} \cdot E_b\} \cdot \varepsilon_{fd,rid}. \quad (5.48)$$

(4) Per una sezione rettangolare confinata solamente da una fasciatura esterna (Figura 5-13), si può ritenere che l'area di muratura effettivamente confinata sia solo una parte di quella complessiva per l'instaurarsi di un "effetto arco" dipendente dal raggio di curvatura con cui sono stati arrotondati i vertici della sezione.



**Figura 5-13** – Confinamento di sezioni rettangolari con fasciatura esterna.

Il competente coefficiente di efficienza orizzontale è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale,  $A_m$ :

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_m}, \quad (5.49)$$

dove  $b'$  e  $h'$  sono le dimensioni indicate in Figura 5-13.

(5) Se la fasciatura di cui al punto (4) è discontinua un analogo fenomeno si instaura anche in sezione verticale (Figura 5-12).

Il competente coefficiente di efficienza verticale vale:

$$k_V = \left(1 - \frac{p_f'}{2 \cdot \min\{b, h\}}\right)^2. \quad (5.50)$$

Nel caso invece di fasciatura continua il coefficiente  $k_v$  è assunto unitario.

(6) L'interasse  $p_f$  deve soddisfare la relazione:

$$p_f \leq \frac{1}{2} \cdot \min\{b, h\}. \quad (5.51)$$

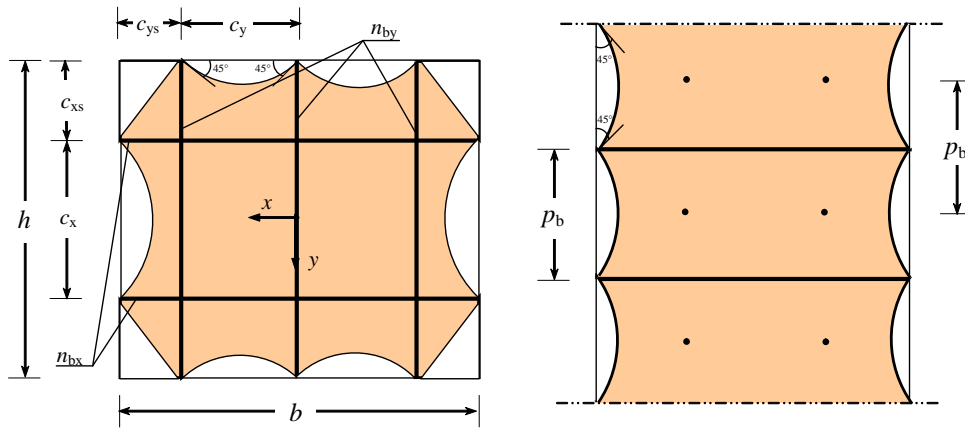
(7) In assenza di valutazioni più approfondite del volume efficacemente confinato (Figura 5-14), il coefficiente di efficienza,  $k_{\text{eff}}$ , nel caso di soli tiranti interni può essere determinato come segue:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_v = \left[ 1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot h} \cdot \left( c_x^2 \cdot (n_{bx} - 1) + c_y^2 \cdot (n_{by} - 1) + 6 \cdot c_{xs} \cdot c_{ys} \right) \right] \cdot \left( 1 - \frac{p_b}{2 \min\{b, h\}} \right)^2. \quad (5.52)$$

Nel caso di sezioni quadrate di lato  $b$  la relazione (5.52) si specializza nel modo seguente:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_v = \left[ 1 - \frac{1}{3 \cdot b^2} \cdot \left( 2 \cdot c_b^2 \cdot (n_b - 1) + 6 \cdot c_{bs}^2 \right) \right] \cdot \left( 1 - \frac{p_b}{2 \cdot b} \right)^2, \quad (5.53)$$

avendo assunto  $n_{bx} = n_{by} = n_b$ ,  $c_x = c_y = c_b$ ,  $c_{xs} = c_{ys} = c_{bs}$ .



**Figura 5-14** – Zone di confinamento dei tiranti nella sezione trasversale e longitudinale.

(8) Nell'ambito delle barre di uno stesso strato, la distanza di quella più esterna dal lato della sezione parallelo alle barre non deve essere più grande di 1/4 della lunghezza del lato ad esse ortogonale. Inoltre deve risultare:

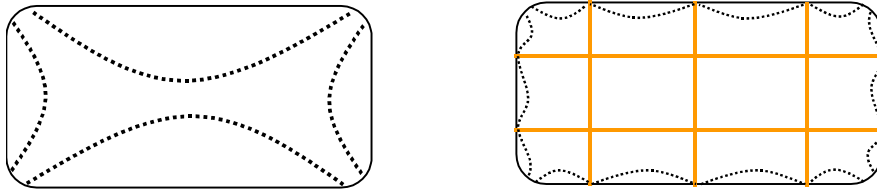
$$c_x \leq \frac{h}{5}, \quad c_y \leq \frac{b}{5}. \quad (5.54)$$

Infine, il passo  $p_b$  deve soddisfare la relazione  $p_b \leq \max\{c_x, c_y\}$ .

(9) Al fine di assicurare che l'azione di confinamento esercitata dalle barre si estenda fino alla superficie della colonna, la lunghezza di ancoraggio non deve essere più grande di 10 volte il dia-

metro delle barre. Nel caso che tale lunghezza sia maggiore di 1/5 di quella delle barre, deve essere previsto un opportuno dispositivo di ancoraggio.

(10)P L'utilizzo combinato di una fasciatura esterna e di cuciture interne, realizzate con barre, può contribuire ad aumentare, per sezioni rettangolari, l'area della sezione efficacemente confinata in sezioni rettangolari (Figura 5-15).



**Figura 5-15** – Confinamento di elementi di muratura per mezzo di tessuti, senza e con barre di FRP.

(11) Nel caso di utilizzo combinato di una fasciatura continua e di tiranti interni, il coefficiente di efficienza,  $k_{\text{eff}}$ , di cui alle relazioni (5.37) e (5.38), può essere determinato come:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_v = \left[ 1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot h} \cdot \left( c_x^2 \cdot (n_{bx} - 1) + c_y^2 \cdot (n_{by} - 1) + 2 \cdot (c_{xs} - r_c)^2 + 2 \cdot (c_{ys} - r_c)^2 \right) \right] \cdot 1. \quad (5.55)$$

Nel caso particolare di sezioni quadrate di lato  $b$  il coefficiente di efficienza si specializza nella forma:

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_v = \left[ 1 - \frac{1}{3 \cdot b \cdot h} \cdot \left( 2 \cdot c_b^2 \cdot (n_b - 1) + 4 \cdot (c_{bs} - r_c)^2 \right) \right] \cdot 1, \quad (5.56)$$

avendo assunto  $n_{bx} = n_{by} = n_b$ ,  $c_x = c_y = c_b$ ,  $c_{xs} = c_{ys} = c_{bs}$  ed essendo  $r_c$  il raggio di curvatura relativo all'arrotondamento degli spigoli.

## 5.7 INTERVENTI IN ZONA SISMICA

### 5.7.1 Generalità

(1)P I sistemi di rinforzo FRP possono essere utilmente impiegati in zona sismica per intervenire su strutture non soddisfacenti i requisiti di sicurezza nei confronti di uno o più SLU.

La redazione delle specifiche Istruzioni di seguito riportate per gli interventi in zona sismica recepiscono le prescrizioni della Normativa vigente, nonché le indicazioni fornite nella letteratura scientifica e nelle linee guida internazionali più recenti su:

- valutazione della sicurezza sismica;
- requisiti di sicurezza (verifica di stati limite);
- livelli di protezione antisismica (intensità dell'azione sismica associata);
- metodi di analisi;
- criteri di verifica (distinzione fra elementi “duttili” e “fragili”);
- caratteristiche dei materiali.

### 5.7.2 Principi generali di intervento

(1)P La scelta del tipo e dell'estensione dell'intervento con FRP deriva da un'attenta valutazione della sicurezza sismica della costruzione, tenendo conto degli aspetti sottoelencati:

- murature di qualità insufficiente a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui sono sottoposte vanno adeguatamente consolidate o sostituite;
- pareti confluenti in martelli murari o in spigoli devono essere opportunamente collegate;
- collegamenti inadeguati tra solai e pareti o tra copertura e pareti devono essere resi efficaci;
- spinte di coperture, archi e volte devono essere assorbite da idonei elementi strutturali;
- i solai devono assicurare, mediante collegamento alle pareti verticali ed irrigidimento, anche limitato, nel proprio piano, il trasferimento delle competenti azioni orizzontali alle pareti disposte nella direzione del sisma e costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano;
- elementi a forte vulnerabilità, sui quali non sia possibile intervenire, vanno di regola eliminati;
- interventi con FRP non possono di regola correggere, in un edificio, situazioni sfavorevoli derivanti da forti irregolarità (in termini di resistenza e/o rigidità), anche se possono, applicati solamente su un ridotto numero di elementi, conferire ad esso una maggiore regolarità in resistenza;
- interventi con FRP volti a migliorare la duttilità locale (cerchiatura di pilastri) sono sempre opportuni;
- l'introduzione di rinforzi locali con FRP non deve ridurre la duttilità globale della struttura.

(2)P Gli interventi con FRP hanno generalmente lo scopo di:

- rinforzare, sostituire o ricostruire in tutto o in parte alcuni elementi (interventi selettivi);
- collegare fra loro i vari elementi strutturali, migliorando il comportamento complessivo dell'organismo strutturale.

(3)P Il progetto dell'intervento con FRP deve comprendere le seguenti attività:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi;
- analisi strutturale che tenga conto delle caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifiche della struttura post-intervento eseguite sugli elementi esistenti, modificati e nuovi (per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati, le verifiche devono essere eseguite in accordo con quanto indicato nelle presenti Istruzioni).

## 5.8 INSTALLAZIONE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

(1)P Il funzionamento ottimale di un sistema di rinforzo è subordinato a diversi fattori. Oltre ai fattori già richiamati nei precedenti paragrafi giocano un ruolo rilevante la preparazione preventiva del substrato su cui il rinforzo deve essere applicato e la messa in opera del composito.

### 5.8.1 Controllo e preparazione preventiva del substrato

(1)P L'applicazione di un sistema di rinforzo con FRP richiede il preventivo controllo delle condizioni di deterioramento del substrato, adottando provvedimenti atti a migliorarne lo stato, ovvero rimuovendo e ricostruendo le parti degradate per umidità, per presenza di microvegetazione o alterazione dei materiali lapidei o di laterizio.

(2)P I sistemi tecnologici utilizzati per l'ancoraggio delle estremità di lamine o tessuti devono essere oggetto di idonee indagini sperimentali condotte secondo criteri normalizzati. Il protocollo di applicazione deve riguardare sia i materiali utilizzati (adesivi e rinforzi) che la successione delle fasi indicate dal Produttore e/o dal Fornitore per la preparazione del substrato, i tempi di esecuzione, le condizioni ambientali, ecc.. L'indagine deve saggiare anche l'eventuale sensibilità dei risultati nei confronti di tali parametri.

#### **5.8.1.1 Valutazione del deterioramento del substrato**

(1) Prima dell'applicazione del rinforzo è necessario verificare le caratteristiche del substrato eseguendo prove di omogeneità su tutta l'area da rinforzare ed effettuando il rilievo strutturale del degrado del materiale, per esempio mediante reticoli metallici. Il periodo di osservazione non dovrebbe essere inferiore a sei mesi.

(2) Le prove di caratterizzazione meccanica della muratura vanno previste in ragione di almeno 1 prova per 100 m<sup>2</sup> di area da rinforzare, con un minimo di 2 prove per ogni zona omogenea, secondo una almeno delle seguenti modalità:

- prova di compressione su campione di muratura;
- prova a taglio su campione di muratura;
- prova con martinetti piatti;
- prova di taglio con martinetto;
- prova dilatometrica per muratura a sacco;
- prove con ultrasuoni.

(3) Le prove di omogeneità su tutta l'area da rinforzare, qualora eseguite, vanno distribuite secondo una griglia a maglia quadrata con passo di 1 m per estensioni inferiori a 5 m<sup>2</sup> e proporzionalmente maggiore per estensioni superiori, ad eccezione delle zone critiche. Esse possono essere effettuate mediante:

- ispezioni manuali a mezzo di battitura;
- analisi radiografica;
- velocità degli ultrasuoni in modalità omeosuperficiale;
- velocità di impulsi sonici (con martello strumentato e accelerometri);
- penetrometria;
- termografia;
- tomografia.

#### **5.8.1.2 Rimozione e ricostruzione del substrato**

(1) Il substrato della muratura può risultare danneggiato a causa di un deterioramento fisico-chimico, fisico-meccanico, biologico o in conseguenza di un eventuale impatto. La muratura ammalorata va rimossa da tutta la zona danneggiata.

(2) La suddetta rimozione consente di accertare lo stato del materiale lapideo, naturale o artificiale, e della malta e quindi di eseguire gli eventuali interventi atti eliminare ove possibile le cause del deterioramento della muratura. Tali interventi sono assolutamente necessari prima di procedere alla ricostruzione delle parti murarie rimosse. Se è in corso un processo di esfoliazione, di polverizzazione, di fessurazione o un attacco chimico-fisico, è necessario rimuovere lo strato deteriorato mediante spazzolatura o sabbiatura e poi trattare la superficie con idonei inibitori del processo in at-

to.

(3) Una volta che il substrato deteriorato sia stato rimosso e siano stati adottati gli opportuni provvedimenti per bloccare i processi di degrado dei materiali, nonché tutti gli altri fenomeni che siano causa di esso (ad esempio infiltrazioni d'acqua o presenza di microvegetazione), si può procedere alla ricostruzione delle parti rimosse mediante l'utilizzo di prodotti compatibili con la muratura stessa.

Al ripristino delle parti di murature ammalorate è opportuno associare il livellamento di eventuali asperità superficiali superiori a 10 mm, da effettuarsi con stucco epossidico compatibile; nel caso in cui la zona da colmare abbia profondità superiore a 20 mm si deve utilizzare un apposito materiale di apporto. Infine, se l'elemento da rinforzare presenta delle fessure di ampiezza superiore a 0.5 mm, è opportuno che queste ultime siano sigillate mediante iniezione prima di applicare il rinforzo.

### **5.8.1.3 Preparazione del substrato**

(1) Dopo aver accertato la qualità del substrato ed aver eventualmente provveduto al ripristino della muratura ammalorata, può essere opportuno ricorrere ad un ulteriore provvedimento di sabbiatura a carico della superficie interessata dal rinforzo. La sabbiatura deve assicurare un grado di ruvidezza almeno pari a 0.3 mm, valutabile mediante appositi strumenti quali, ad esempio, un profilometro *laser* oppure un'apparecchiatura per rugosimetria ottica.

(2) Nel caso in cui si operi su una superficie di muratura che non necessiti di ripristino, ma che sia di qualità scadente, è opportuno valutare la possibilità di applicare su di essa un consolidante prima della stesura del *primer*.

(3) È necessario assicurarsi che le parti degli elementi interessate dal rinforzo con composito siano perfettamente pulite, rimuovendo da esse polveri, grassi, idrocarburi e tensioattivi.

### **5.8.2 Raccomandazioni per l'esecuzione a regola d'arte**

(1) La qualità dell'esecuzione del rinforzo con materiali compositi dipende fortemente dalle condizioni di temperatura ed umidità ambientali, nonché da quelle del substrato su cui il rinforzo è applicato.

#### **5.8.2.1 Condizioni di umidità e temperatura dell'ambiente e del substrato**

(1) Si sconsiglia di installare rinforzi di composito se l'ambiente è molto umido in quanto un elevato grado di umidità può ritardare la stagionatura delle resine nonché inficiare la perfetta realizzazione del composito nel caso di sistemi con polimerizzazione *in situ*.

(2) I compositi devono essere applicati nelle condizioni igrometriche e termiche definite nelle schede tecniche.

(3) In condizioni di pioggia, eccessivo soleggiamento, forti gradienti termici, elevata umidità o in presenza di polveri può essere opportuno avvalersi di teli protettivi o di altri provvedimenti succedanei.

#### **5.8.2.2 Particolari costruttivi e norme di esecuzione**

(1) Deve essere prevista una lunghezza di ancoraggio almeno pari a 150 mm. In alternativa è possibile ricorrere all'impiego di connettori meccanici.

(2) In tutti i casi in cui il materiale composito di rinforzo debba essere applicato su spigoli, è

opportuno procedere ad un preventivo arrotondamento di questi ultimi, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione ivi localizzate, che potrebbero provocare una rottura prematura del composito. Il raggio di curvatura,  $r_c$ , dell'arrotondamento deve essere almeno pari a 20 mm.

(3) Nella messa in opera di sistemi di rinforzo realizzati *in situ* le fibre deve essere disposte secondo l'orientamento previsto in progetto e devono essere esenti da ondulazioni.

(4) In vista di prove di controllo semi-distruttive da doversi eseguire successivamente, è buona norma prevedere zone aggiuntive ("testimoni") di rinforzo in parti della struttura opportunamente selezionate. Tali zone, suddivise in fazzoletti di dimensioni superiori a  $500 \times 300 \text{ mm}^2$ , devono presentare un'estensione totale minima di  $0.15 \text{ m}^2$  e comunque non inferiore allo 0.5% di quella complessiva del rinforzo. I fazzoletti vanno realizzati contestualmente all'intervento di rinforzo, con gli stessi materiali e tecniche costruttive, in zone in cui la loro rimozione non comporti alterazione dei meccanismi di collasso, curando che siano esposti alle stesse condizioni ambientali del rinforzo principale. Se sono più di uno i fazzoletti devono essere distribuiti in maniera uniforme rispetto all'intervento complessivo.

### 5.8.2.3 Protezione del sistema di rinforzo

(1) Nel caso di applicazioni in ambiente esterno è opportuno proteggere il sistema di rinforzo dall'azione diretta dell'irraggiamento solare, che può produrre alterazioni chimico-fisiche nella matrice epossidica. Ciò può essere ottenuto mediante l'impiego di vernici acriliche protettive, sia in dispersione acquosa sia in solvente, previa pulitura della superficie del composito mediante l'uso di una spugna satura d'acqua saponata.

(2) In alternativa, una protezione più elevata può essere garantita dall'applicazione sul composito di intonaci o malte (preferibilmente di natura cementizia). Tali intonaci, i cui spessori sono generalmente consigliati dai Produttori e/o Fornitori, vanno posati sul sistema di rinforzo previa preparazione della superficie mediante applicazione di resina epossidica con successivo spolvero "fresco su fresco" di polvere di quarzo.

(3) Ai fini della protezione al fuoco possono essere adottate due tecniche differenti: l'uso di pannelli intumescenti o l'applicazione di intonaci protettivi. In entrambi i casi i Produttori e/o i Fornitori devono indicare il grado di protezione in relazione allo spessore del rivestimento. I pannelli – in genere a base di calciosilicati – vengono posati sul rinforzo previo inserimento di tasselli che non devono mai tagliare o forare fibre.

L'intonaco intumescente, corrispondente alla soluzione maggiormente utilizzata come strato protettivo, deve essere applicato sul composito seguendo le indicazioni riportate al punto (2).

## 5.9 ESEMPI NUMERICI

Alcune applicazioni numeriche relative al rinforzo con FRP di strutture di muratura sono riportate nell'Appendice H.

## 6 CONTROLLO E MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO

(1)P È richiesto il controllo di accettazione dei sistemi di rinforzo.

(2)P Una volta che l'intervento di rinforzo sia stato realizzato, è necessario procedere al suo controllo ai fini del collaudo ed, in seguito, al suo eventuale monitoraggio nel tempo. In entrambi i casi è possibile ricorrere sia a prove non distruttive che a prove parzialmente distruttive.

Per l'esecuzione di tali prove sono richieste specifiche qualifiche del personale addetto, come precisato nel § 6.3.

(3) Qualora la configurazione del rinforzo lo consenta, come ad esempio nel caso di applicazioni in avvolgimento, ovvero in presenza di idonei dispositivi di ancoraggio, talune verifiche a carico del substrato possono essere omesse.

### 6.1 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

(1)P I sistemi di rinforzo FRP devono essere assoggettati ad una serie di controlli in cantiere che assicurino un livello adeguato delle caratteristiche meccaniche e fisiche e la rispondenza delle stesse ai requisiti richiesti dal Progettista.

(2) I controlli di accettazione in cantiere sono effettuati mediante prove distruttive su provini. Per il numero ed il tipo di prove si rinvia alla *Linea Guida per la Qualificazione ed il Controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*.

### 6.2 CONTROLLO DI QUALITÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO

(1) Le prove semi-distruttive sono soprattutto indicative per la caratterizzazione meccanica del sistema di rinforzo messo in opera. L'eventuale presenza di difetti nella realizzazione può invece essere rilevata mediante prove non distruttive.

(2)P Il tipo e la numerosità delle prove da eseguire devono essere commisurati all'importanza dell'intervento, valutando l'incidenza delle zone trattate in rapporto alle dimensioni della struttura. In particolare, meritano una maggiore attenzione le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità.

#### 6.2.1 Prove semi-distruttive

(1) Possono essere eseguite sia prove di strappo normale che prove di strappo a taglio. Le prove semi-distruttive vanno condotte sui testimoni (§§ 4.8, 5.8) e, dove possibile, anche in zone del rinforzo non critiche in ragione di una prova per ogni 30 m<sup>2</sup> di applicazione per le strutture di c.a., e di una prova per ogni 50 m<sup>2</sup> di applicazione per quelle murarie. La loro numerosità non deve essere comunque inferiore a 3 per ogni tipo di prova ritenuta significativa in sede di definizione della campagna di controllo.

(2) Prova di strappo normale. La prova, utile per l'accertamento delle proprietà del substrato, viene eseguita utilizzando generalmente piastre circolari di acciaio di spessore 20 mm e di diametro non inferiore a 50 mm. Propedeuticamente alla prova, il rinforzo deve essere ritagliato lungo il bordo della piastra. Può essere utilizzata una fresa cilindrica retta di spessore non maggiore di 3 mm, avendo cura di non surriscaldare il composito e di incidere contestualmente il substrato per una profondità di almeno 2 mm.

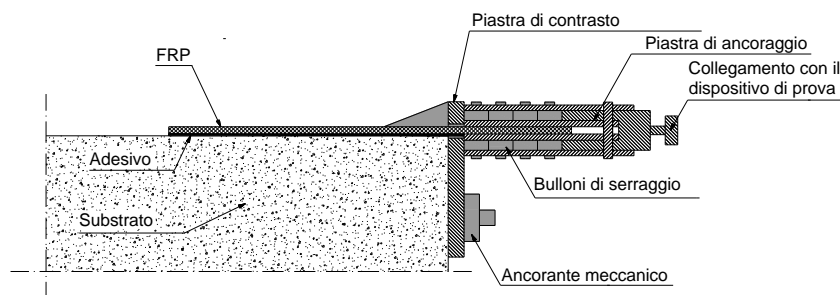
Per garantire l'ortogonalità della direzione di applicazione della forza di strappo alla superficie del



rinforzo, è richiesta l'adozione di specifici presidi, quali ad esempio i giunti sferici.

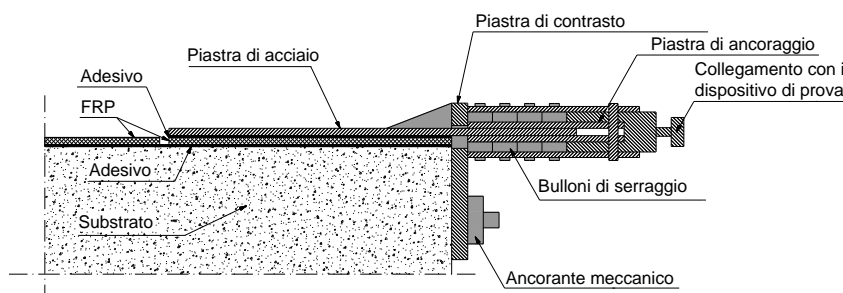
Il substrato può ritenersi idoneo se almeno l'80% delle prove (almeno due su tre nel caso di sole tre prove) forniscono, sulla superficie circolare isolata, una tensione di picco allo strappo non inferiore a 0.9 MPa, nel caso di elementi di c.a., ovvero non inferiore al 10% della resistenza (media) a compressione del supporto, nel caso di murature. Inoltre la superficie di strappo deve essere contenuta all'interno del substrato e non coincidere con l'interfaccia composito-substrato. Nel caso in cui la superficie di strappo coincide con l'interfaccia composito-substrato, l'accettazione della prova è lasciata alla discrezionalità del Direttore dei Lavori.

(3) **Prova di strappo a taglio.** Tale prova è utile per l'accertamento della qualità dell'incollaggio e della preventiva preparazione del supporto. Un modo per eseguirla è di seguito descritto. L'esecuzione avviene in corrispondenza di uno spigolo libero della struttura su cui il rinforzo è incollato (prova di tipo "diretto", Figura 6-1). È richiesta la disponibilità di un'opportuna porzione libera di materiale composito (cioè non incollata), in continuità del materiale incollato. Su di essa va applicata l'azione radente utilizzando come contrasto il suddetto spigolo.



**Figura 6-1** – Prova di strappo a taglio di tipo "diretto".

In assenza di testimoni, la prova può essere ugualmente eseguita su uno dei rinforzi messi in opera, adottando la procedura di tipo "indiretto" (Figura 6-2). La porzione di materiale composito da sottoporre a prova, anch'essa vicina ad uno spigolo della struttura, deve essere preventivamente sezionata dalla parte rimanente. Sulla faccia a vista di tale porzione deve essere incollata una piastra metallica con una parte aggettante rispetto allo spigolo, la cui lunghezza garantisca l'afferraggio da parte del dispositivo di prova. Tipiche dimensioni della piastra sono: larghezza non inferiore a 45 mm, spessore non superiore a 6 mm. Sulla faccia a contatto con il composito è consigliata la presenza di scanalature atte a migliorare l'aderenza.



**Figura 6-2** – Prova di strappo a taglio di tipo "indiretto".

Per entrambi i tipi di prova, la lunghezza della porzione di FRP incollata deve risultare non inferiore a 200 mm nel caso di strutture di c.a., ovvero a 150 mm nel caso di strutture murarie. In ogni caso, essa deve risultare non inferiore a 1.1 volte la lunghezza ottimale di ancoraggio del rinforzo di FRP (§§4.1.2, 5.3.2).

Nel caso della prova di tipo “indiretto”, la porzione di piastra metallica adesiva al campione sezionato di FRP deve sovrapporsi perfettamente a quest’ultimo.

La qualità dell’incollaggio e della preventiva preparazione della superficie di applicazione possono ritenersi accettabili se almeno l’80% delle prove (almeno due su tre nel caso di sole tre prove) forniscono una forza di strappo di intensità non inferiore all’85% del valore della forza di progetto massima, ricavato dall’equazione (10.2), attribuendo un valore unitario al coefficiente  $k_b$ .

### 6.2.2 Prove non distruttive

(1) L’intervento di rinforzo è da ritenersi non collaudabile in presenza di difetti di incollaggio equivalenti ad imperfezioni cilindriche di altezza e di diametro superiori, rispettivamente, a 0.5 e 25 mm.

(2) Nella Tabella 6-1, per le situazioni più ricorrenti, sono esposti valori consigliati delle dimensioni della maglia di mappatura e del diametro del difetto che la prova deve essere in grado di rilevare.

**Tabella 6-1** – Dimensioni della maglia di mappatura e risoluzione della prova.

Trasferimento di tensioni tangenziali all’interfaccia	Tipo di applicazione	Controllo non distruttivo	Dimensioni della maglia di mappatura (mm)	Diametro minimo del difetto rilevabile (mm)
Assente	confinamento, con eccezione della zona di sovrapposizione nel caso di realizzazioni a singolo strato	facoltativo	250	3
Debole	zona centrale di rinforzi bidimensionali molto estesi	facoltativo	250	3
Moderato o potenziale	zona centrale di rinforzi monodimensionali a flessione	consigliato	100	0.5
Critico	zone di ancoraggio, zone di sovrapposizione tra strati, rinforzo a taglio, zone di interfaccia con connettori, zone con vistose asperità o fessurazioni del substrato	obbligatorio	50	0.1

(3) Prove di tipo acustico stimolato. Si basano sul diverso comportamento oscillatorio dello strato di composito in presenza o in assenza di adesione con il substrato sottostante. Nella sua versione più elementare, la prova può essere eseguita da un tecnico esperto percuotendo la superficie del composito con una bacchetta rigida ed ascoltando la sonorità che scaturisce dall’impatto. Risultati più oggettivi possono essere ottenuti con sistemi automatizzati.

(4) Prove ultrasoniche ad alta frequenza. Devono essere eseguite impiegando metodologie in riflessione con frequenze non inferiori a 1.0 MHz e sonde con diametro non superiore a 25 mm. Per la localizzazione dei difetti è consigliata la tecnica basata sulla variazione dell’ampiezza del primo picco.

(5) Prove termografiche. Risultano efficaci solo in presenza di materiali di rinforzo caratterizzati da bassa conducibilità termica (fibre di vetro e aramidiche). Non sono pertanto eseguibili su compositi rinforzati con fibre di carbonio, a meno che non vengano utilizzati particolari accorgimenti. Il riscaldamento impartito nel corso della prova non deve danneggiare il rinforzo esponendolo a temperature prossime a quella di transizione vetrosa.

(6) Prove in emissione acustica. Consentono di rilevare la presenza di difetti di incollaggio all'interno di un elemento strutturale caricato e di seguirne l'evoluzione, "ascoltando" e registrando i "rumori" generati dalla propagazione della decoesione tra substrato e rinforzo.

### 6.3 QUALIFICA DEGLI OPERATORI PER L'ESECUZIONE DELLE PROVE

(1) I profili professionali degli operatori preposti alle prove devono corrispondere ai seguenti tre livelli di qualifica appresso specificati (Tabella 6-2), in conformità con la normativa di riferimento UNI EN 473 e UNI EN 45013.

**Tabella 6-2** – Livelli di specializzazione per l'esecuzione di prove di monitoraggio e collaudo.

Livello 1	Regolare l'apparecchiatura; eseguire le prove; registrare e classificare i risultati in relazione a criteri scritti; stendere un resoconto sui risultati.
Livello 2	Scegliere la modalità operativa della prova da utilizzare; definire i limiti di applicazione della prova per la quale la persona di livello 2 è qualificata; comprendere le norme e le specifiche di prova e tradurle in istruzioni pratiche di prova adattate alle condizioni reali di lavoro; regolare e tarare le apparecchiature; effettuare e sorvegliare le prove; interpretare e valutare i risultati in funzione delle norme, dei codici o delle specifiche da rispettare; redigere le istruzioni scritte di prova per il livello 1; svolgere e sorvegliare tutti gli incarichi propri di un livello 1; addestrare o guidare il personale di livello inferiore al livello 2; organizzare i risultati di una prova e redigere il relativo rapporto.
Livello 3	Assumere l'intera responsabilità di un laboratorio di prova e del relativo personale; stabilire e convalidare le tecniche e le procedure di prova; interpretare le norme, i codici, le specifiche e le procedure; stabilire le prove specifiche e le procedure che è opportuno utilizzare; avere la competenza per valutare ed interpretare i risultati in relazione alle norme, ai codici ed alle specifiche esistenti; avere una sufficiente conoscenza pratica dei materiali, della fabbricazione e della tecnologia dei vari prodotti interessati al fine di poter scegliere i metodi, stabilire le tecniche e collaborare alla definizione di criteri di accettazione quando non ne esistano di prestabiliti; avere una conoscenza nei diversi campi di applicazione; avere la capacità di guidare il personale di livello inferiore al livello 3.

### 6.4 MONITORAGGIO DELL'INTERVENTO DI RINFORZO

(1) L'attuale esigenza disponibilità di dati relativi al comportamento a lungo termine dei materiali compositi consiglia, in situazioni di particolare rilevanza (con riferimento alla destinazione d'uso della struttura sulla quale si è intervenuti, al numero di elementi rinforzati e all'entità degli incrementi di resistenza conseguiti), un adeguato monitoraggio delle applicazioni. Esso può consistere nell'esecuzione periodica di prove sia non distruttive che semi-distruttive, o di prove mediante sensori incorporati. Lo scopo è quello di tenere sotto controllo i seguenti parametri o solo alcuni di essi:

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

(2) Il tipo e la numerosità delle prove previste per il monitoraggio devono anche essere inserite nel manuale di manutenzione.

## 7 APPENDICE A (FASI COSTITUENTI DEGLI FRP E LORO CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE)

### 7.1 GENERALITÀ

In generale come materiali compositi si intendono quei materiali che soddisfano i seguenti requisiti:

- sono costituiti da due o più materiali (fasi) di natura diversa e “macroscopicamente” distinguibili;
- almeno due delle fasi presentano proprietà fisiche e meccaniche “sufficientemente” diverse tra loro, in modo da impartire al composito proprietà differenti da quelle dei costituenti.

I compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) soddisfano entrambe le suddette caratteristiche: sono infatti 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 7-1.

**Tabella 7-1** – Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione (valori indicativi).

	Modulo di elasticità normale $E$	Resistenza a trazione $\sigma_T$	Deformazione a rottura $\varepsilon_T$	Coefficiente di dilatazione termica $\alpha$	Densità $\rho$
	[GPa]	[MPa]	[%]	[ $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ]	[ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]
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

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 un materiale FRP:

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

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).

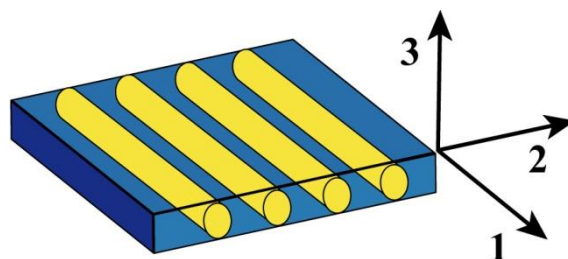
I laminati sono materiali costituiti da strati di qualche decimo di millimetro di spessore (detti lamine) sovrapposti tra loro. Nel caso più semplice, le fibre sono contenute esclusivamente nel piano della lamina (non sono presenti fibre disposte perpendicolarmente a tale piano). Le dimensioni dei laminati sono intermedie fra quelle delle fibre di rinforzo e quelle delle strutture di interesse ingegneristico (Tabella 7-2). 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.

**Tabella 7-2** – Scala dei compositi fibrosi a matrice polimerica.

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

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 7-1 è illustrato il caso di un rinforzo unidirezionale.



**Figura 7-1** – Assi di riferimento per lamine unidirezionali.

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 7-3 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;  $\sigma_{ri}$ : sforzo di rottura;  $\alpha_i$ : coefficiente di dilatazione termica).

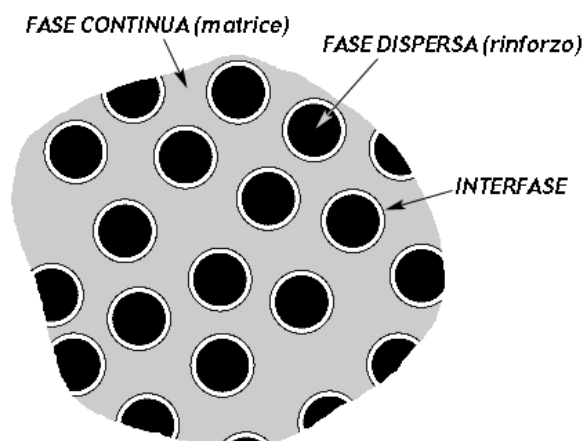
**Tabella 7-3** – Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati (valori indicativi).

	$E_1/E_2$	$E_1/G_{12}$	$\sigma_{r1}/\sigma_{r2}$	$\alpha_1/\alpha_2$
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

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": 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 7-2). 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 7-2** – Rappresentazione schematica delle fasi costituenti un composito.

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.

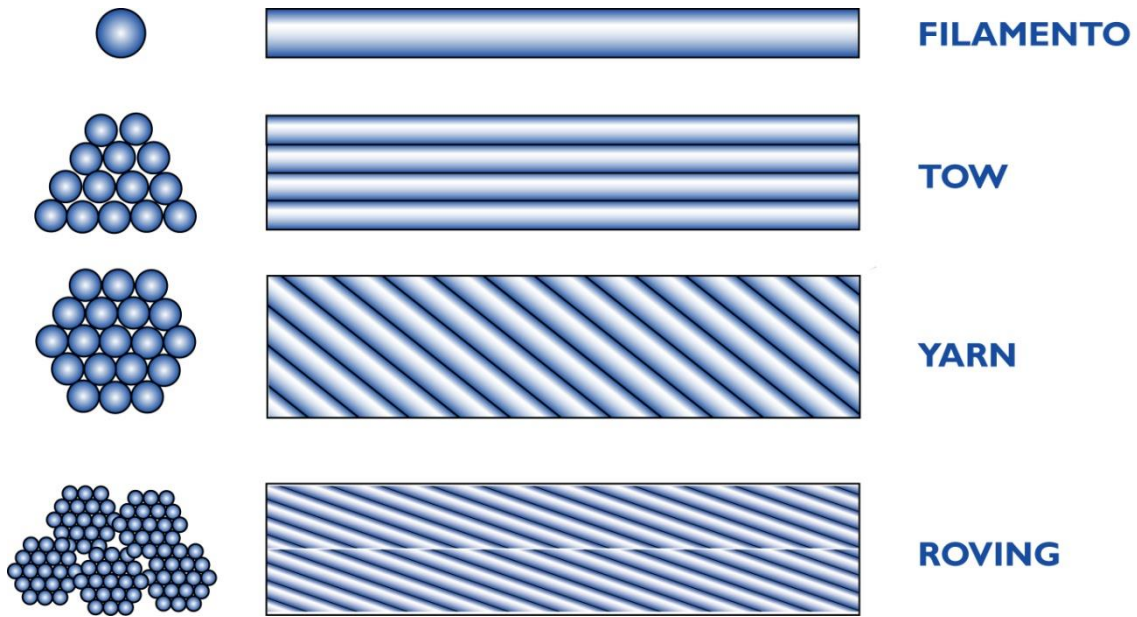
## 7.2 FIBRE DEI COMPOSITI FRP

Le fibre più usate per la produzione di materiali compositi FRP, trattati nelle presenti Istruzioni, sono quelle di vetro, di carbonio e le fibre aramidiche. La particolare geometria filiforme, ancorché molto versatile per la realizzazione dei compositi, 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: ciò è dovuto alla minore densità di difetti che tipicamente compete alla configurazione monodimensionale rispetto a quest'ultima.

### 7.2.1 Tipi di fibre disponibili in commercio e classificazione

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 7-3):

- 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 (spun yarn): filo formato da fibre tenute insieme da torsione;
- filo assemblato (roving): fascio costituito da filati assemblati parallelamente e senza torsione intenzionale.



**Figura 7-3** – Tipologie di fibre.

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

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 1144:1973(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  $\mu\text{m}$ ) 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 7-4), 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).





Torsione negativa (S).

Torsione positiva (Z).

**Figura 7-4** – Definizione dei due possibili sensi di torsione.

Alcuni esempi di designazione, con la relativa interpretazione, sono elencati di seguito:

- EC10 40: filamento continuo di vetro E, di 10  $\mu\text{m}$  di diametro e di massa lineare pari a 40 Tex.
- EC9 34 Z 40: filamento continuo in vetro E, avente 9  $\mu\text{m}$  di diametro e di massa lineare pari a 34 Tex, ritorto a 40 giri/m. La lettera Z indica una torsione definita come positiva secondo la norma ISO 1139:1973(E) (la torsione negativa viene indicata con la lettera S).
- EC9 34 Z 160 x 4 S 150: la lettera “x” indica che si tratta di un filo costituito da più filamenti identici. La sigla che precede la “x” identifica le caratteristiche dei filamenti, come visto in precedenza; il numero successivo (4) indica il numero dei filamenti e la lettera S una torsione negativa, effettuata a 150 giri/m.
- EC9 x 4 S 150: designazione semplificata del precedente filamento.

Alcuni filati (*yarn*), comunemente usati per i compositi strutturali, corrispondono alla sigla EC5 10 x 2, a base di vetro E, oppure alla sigla SC5 4 x 2, a base di vetro S.

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*).

### 7.2.1.1 Fibre di vetro

Sono fibre comunemente usate in campo navale ed industriale per la fabbricazione di compositi con prestazioni medio-alte. Si caratterizzano per la loro elevata resistenza.

Il vetro è composto principalmente da silice ( $\text{SiO}_2$ ) in struttura tetraedrica ( $\text{SiO}_4$ ). Sono aggiunti in varie proporzioni ossidi di alluminio ed altri ioni metallici (Tabella 7-4) per facilitare le operazioni di lavorazione o per modificare alcune proprietà (ad esempio le fibre di vetro S rispetto alle E esibiscono una resistenza a trazione più elevata, come mostrato in Tabella 7-1).

**Tabella 7-4** – Composizione tipica delle fibre di vetro (% in peso).

	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

Nelle sue linee essenziali la tecnologia di produzione delle fibre di vetro è basata sulla filatura di una miscela (*batch*) costituita principalmente da sabbia, allumina e calcare. I componenti sono miscelati a secco e portati a fusione (circa 1260 °C) in una fornace a refrattari (*tank*). Il vetro fuso viene alimentato direttamente su filiere di platino (*bushings*) e fatto passare per gravità attraverso appositi fori praticati sul fondo.

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 7-5) 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/m<sup>2</sup>.

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.



Fibre discontinue.



Mat a fibre discontinue.

**Figura 7-5** – Mat in fibra di vetro.

### 7.2.1.2 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, di gran lunga 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.

### 7.2.1.3 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 7-6 e Figura 7-7). 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. La resistenza sotto carico a lungo termine è simile a quella delle fibre di vetro, ma la resistenza a trazione è più elevata, mentre la deformazione a lungo termine (rilassamento) è molto più marcata e progressiva nel tempo. Anche la resistenza a fatica flessionale è più elevata di quella delle fibre vetro.

Per le implicazioni dei suddetti comportamenti ai fini progettuali, si rimanda al Capitolo 3, in cui sono trattati i problemi speciali di progetto.

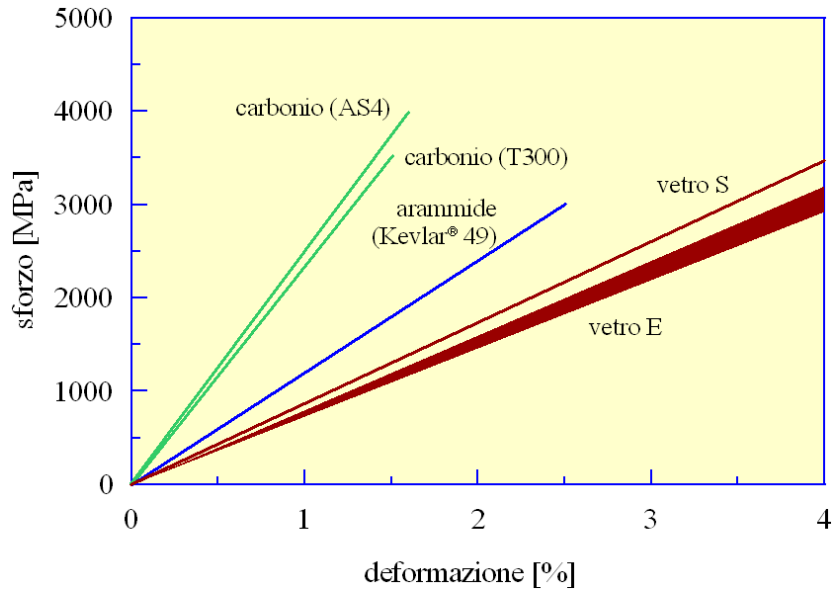
La tecnologia di produzione delle fibre aramidiche si basa sull’estrusione ad alta temperatura ed alta velocità del polimero in soluzione con successivo raffreddamento veloce (*quenching*) ed essic-

cemento. La sintesi del polimero viene effettuata a monte dell'apparecchiatura di estrusione con l'impiego di soluzioni fortemente acide.

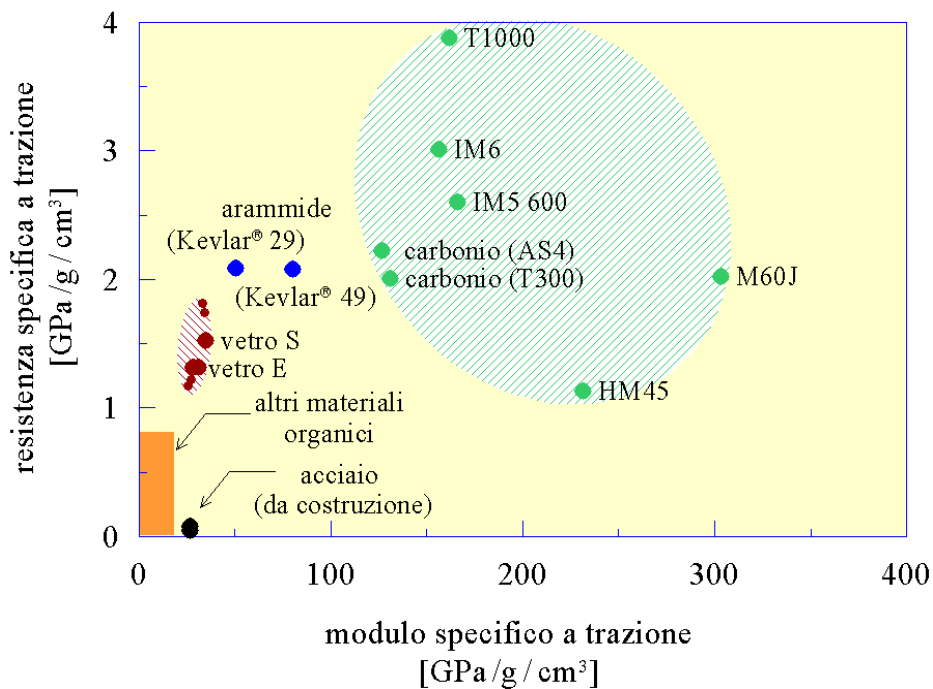
È possibile sottoporre le fibre così prodotte ad un trattamento di orientazione a caldo per avvolgimento su bobine rotanti ad elevata velocità (*post-spinning*) allo scopo di migliorarne le caratteristiche meccaniche.

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 7-6** – Confronto tra le più comuni fibre di rinforzo: comportamento a trazione monoassiale.



**Figura 7-7** – Confronto tra le più comuni fibre di rinforzo: i valori del modulo e della resistenza sono rapportati alla densità (valori “specifici”).

#### 7.2.1.4 Caratteristiche tecniche del filato

I filati non sono commercializzati come materiali per il rinforzo strutturale, in quanto costituiscono la materia prima per la fabbricazione dei tessuti. Le aziende produttrici possono mettere a disposizione le caratteristiche del filato ed i relativi certificati di conformità allo scopo di tutelare i loro clienti. Di seguito viene proposta la struttura di una scheda tecnica tipo del filato. Essa risulta esauriente per numero e tipo di informazioni fornite. La normativa internazionale di riferimento è la ISO 2113:1996(E).

Per determinare o verificare il titolo di un filato è possibile operare secondo la norma ISO 1889:2009(E). Si preleva, cioè, dal tessuto un campione di filato di lunghezza definita e se ne effettua la pesatura; il valore del titolo è dato dal rapporto:

$$T_x = \frac{P \cdot 1000}{L}, \quad (7.1)$$

essendo  $T_x$  il titolo del filato, espresso in Tex [g/km];  $P$  la massa del campione, espresso in grammi;  $L$  la lunghezza del campione, espressa in metri.

L'area, in  $\text{mm}^2$ , della sezione trasversale di un filo o di una matassa (*yarn, tow* o *roving*),  $A$ , è determinabile a partire dal titolo e dalla densità del filato mediante la seguente relazione:

$$A = \frac{T_x}{\rho \cdot 1000}, \quad (7.2)$$

essendo  $\rho$  la densità di massa del filato, espressa in  $\text{g/cm}^3$ , e  $T_x$  il titolo, espresso in Tex.

La valutazione delle suddette quantità può essere utile per un controllo di qualità del prodotto fornito.

#### 7.2.2 Tessuti non impregnati

Il tessuto non impregnato di resina è comunemente contraddistinto dall'attributo "secco". Il tessuto più semplice è ottenuto a partire dal *roving* ed è detto stuoia (*woven roving*). Poiché il *roving* è essenzialmente privo di ritorcitura, il filo tende a schiacciarsi all'incrocio tra trama e ordito. Il tessuto che si ottiene è adatto a realizzare manufatti di grandi dimensioni ed elevato spessore.

Per applicazioni più specifiche, richiedenti un'ottimizzazione del peso strutturale, si utilizzano tessuti ottenuti direttamente dalla tessitura dei fili (*yarn*), caratterizzati da maggiore leggerezza e compattezza.

Un composito laminato ricavato da tessuti presenta sempre una frazione volumetrica di fibre inferiore rispetto a quella di un laminato composto da lamine di fibre unidirezionali, a causa dell'ondulazione (*crimp*) imposta dalla tessitura.

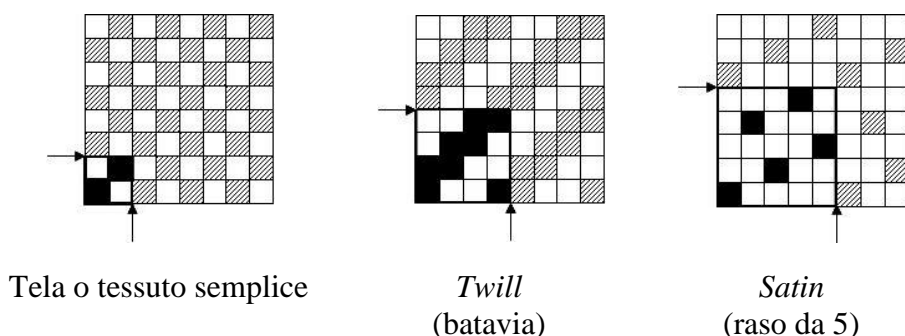
Le tipologie di tessuto più comuni sono la tela, il batavia ed il raso. La tela (*plain*) presenta la struttura più rigida e stabile, in quanto possiede una trama molto fitta. I principali svantaggi sono la difficoltà di impregnazione con la resina e il fatto che trama e ordito si presentano molto ondulati. Quest'ultima caratteristica implica una minore efficienza del rinforzo nel piano del laminato. L'ondulazione di questo tipo di tessuto è pari a circa il 10%.

Il batavia (*twill*, 2 fili sopra e 2 fili sotto) e ancor più il tessuto raso (*satin*) sono più flessibili e, in proporzione, più facilmente danneggiabili in fase di manipolazione. Il tessuto *satin* è intrinsecamente il più rigido nel piano di laminazione, presentando la minore ondulazione delle fibre in entrambe le direzioni.

Accanto alle suddette tipologie, ne esistono altre quali, ad esempio, il *crowfoot*, il *basket* e il leno.

In Figura 7-8 sono riportate le geometrie dei tessuti che più frequentemente ricorrono nelle applicazioni correnti. La rappresentazione è conforme alla seguente convenzione:

- casella nera o tratteggiata = filo di trama sopra il filo di ordito;
- casella bianca = filo di trama sotto il filo di ordito.



**Figura 7-8** – Esempi di tessuti.

Esistono anche tessuti multiassiali, nei quali le fibre sono orientate in più di due direzioni del piano. Essi possono essere costituiti da fili intessuti o semplicemente cuciti tra di loro.

Sono infine disponibili anche tessuti tridimensionali, in cui la presenza di una seconda “trama” in direzione ortogonale al piano impartisce maggiore resistenza e conferisce al prodotto proprietà particolari (ad esempio, la capacità di rigonfiarsi quando vengono impregnati con la resina).

### 7.2.2.1 Caratteristiche tecniche dei tessuti non impregnati

I tessuti per il rinforzo strutturale sono comunemente distribuiti allo stato secco ed in rotoli, da utilizzare per l’impregnazione in cantiere con apposite resine. Possono essere unidirezionali, con le fibre tutte orientate nella direzione della lunghezza e tenute insieme da un trama leggera di tipo non strutturale; bidirezionali, costituiti da una tessitura trama-ordito ortogonale di solito bilanciata (stessa percentuale di fibre nelle due direzioni); multiassiali, con fibre orientate in diverse direzioni del piano.

La normativa generale di riferimento è la UNI 8099:1980.

Per tessuti multiassiali, oltre alle indicazioni generali riguardanti il tipo di filato e le altre caratteristiche del tessuto, deve essere riportata anche l’orientazione di ciascuno strato di fibre.

Nel seguito sono illustrati esempi relativi alla determinazione di alcune quantità caratteristiche dei tessuti utilizzati per il rinforzo strutturale.

Nel caso in cui siano forniti solo il titolo del filato e la geometria, la determinazione della massa per unità di superficie delle fibre (grammatura) in una determinata direzione può essere eseguita attraverso la seguente relazione:

$$p_x = \frac{T_x \cdot N_f}{10}, \quad (7.3)$$

nella quale  $p_x$  è la massa del tessuto o della componente del tessuto nella direzione interessata, espressa in  $g/m^2$ ,  $T_x$  è il titolo del filato riferito alla direzione in esame, espresso in Tex [ $g/km$ ],  $N_f$  è il numero di fili per unità di larghezza riferiti alla direzione in esame [ $n^0/cm$ ].

Ad esempio, dato un tessuto unidirezionale caratterizzato da 3.8 fili/cm e da un titolo del filato di 800 Tex, la massa per unità di superficie risulta essere:

$$p_x = \frac{800 \text{ [Tex]} \cdot 3.8 \text{ [fili/cm]}}{10} = 304 \text{ g/m}^2.$$

Nel caso in cui sia necessario determinare il numero di fili disposti in un'assegnata direzione per unità di lunghezza nella direzione ortogonale, si può operare secondo la norma ISO 4602:1997(E): si contano cioè i fili disposti in direzione ortogonale su una base prefissata del tessuto (larga ad esempio 10 cm) e si riconduce tale numero proporzionalmente all'unità di lunghezza prescelta.

### 7.3 MATRICI DEI COMPOSITI FRP

Le matrici più utilizzate per la fabbricazione dei compositi fibrorinforzati sono quelle polimeriche a base di resine termoindurenti. Tali resine sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Per miscelazione con un opportuno reagente esse polimerizzano (reticolano) fino a diventare un materiale solido vetroso; la reazione può essere accelerata agendo sulla temperatura. I vantaggi da esse presentati sono diversi: sono caratterizzate da una bassa viscosità allo stato fluido e quindi da una relativa facilità di impregnazione delle fibre, da ottime proprietà adesive, dalla possibilità di avere formulazioni che reticolano a temperatura ambiente, da una buona resistenza agli agenti chimici, dall'assenza di una temperatura di fusione, ecc. I principali svantaggi sono invece rappresentati dall'ampiezza del campo di temperature di esercizio, limitato superiormente dalla temperatura di transizione vetrosa, dalla modesta tenacità a frattura (comportamento "fragile") e dalla sensibilità all'umidità in fase di applicazione sulla struttura.

Le resine termoindurenti più diffuse nel settore civile sono le epossidiche. Anche impiegate sono le resine poliesteri o vinilesteri.

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.

Sono anche disponibili materiali compositi fibrorinforzati con matrici polimeriche termoplastiche, che possono richiedere tecniche di applicazione diverse dalle precedenti. Ad 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.

Infine, risultano disponibili compositi fibrorinforzati che utilizzano come matrice resine elastomeriche con comportamento elastico e non fragile, caratterizzate da elevata tenacità e elevato allungamento a rottura.

#### 7.3.1 Resine epossidiche

Le resine epossidiche sono caratterizzate da una buona resistenza all'umidità ed agli agenti chimici ed inoltre presentano ottime proprietà adesive. Sono perciò particolarmente indicate per la realizzazione di compositi da impiegare nel settore civile.

La temperatura massima di esercizio dipende dalla formulazione e dalla temperatura di reticolazione. Per temperature di esercizio superiori a 60 °C, la resina deve essere opportunamente selezionata tenendo conto delle competenti variazioni delle sue caratteristiche meccaniche. Al contrario non sussistono, di solito, limiti significativi per la temperatura minima di esercizio.

Il reagente principale è costituito da liquidi organici a basso peso molecolare che contengono un certo numero di gruppi epossidici (Figura 7-9), anelli composti da un atomo di ossigeno e da due atomi di carbonio.

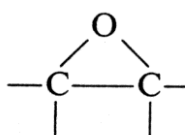


Figura 7-9 – Gruppo epossidico.

Tali sostanze possono, ad esempio, essere prodotte per reazione di epichloridrina con composti aminici o acidi del bisfenolo A.

Il prepolimero epossidico, solitamente, è un fluido viscoso, la cui viscosità dipende dal grado di polimerizzazione. Alla suddetta miscela, che in termini di composizione costituisce il reagente principale, viene aggiunto un agente reticolante (di solito un'ammina alifatica).

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

La struttura chimica della resina può essere variata a piacere in base alla composizione chimica del prepolimero epossidico.

La resina epossidica più comunemente utilizzata per materiali compositi è il diglicidil etero del bisfenolo A (DGEBA).

### 7.3.2 Resine poliestere

Le resine poliestere sono caratterizzate da una viscosità inferiore rispetto a quella delle epossidiche e presentano una notevole versatilità ed un'elevata reattività. La resistenza meccanica e le proprietà adesive sono solitamente inferiori rispetto alle analoghe esibite dalle resine epossidiche.

Le poliestere insature sono polimeri lineari ad alto peso molecolare, che contengono doppi legami C=C in grado di reagire chimicamente. Il grado di polimerizzazione, e quindi la lunghezza della molecola, può essere variato; tuttavia, a temperatura ambiente, la resina si presenta solitamente come una sostanza solida. Per poter essere impiegata deve quindi essere disciolta in un opportuno solvente: di solito quest'ultimo consiste in un monomero reattivo, che riduce la viscosità della resina e facilita quindi il processo di impregnazione delle fibre. Il monomero (in genere stirene) deve contenere anch'esso dei doppi legami C=C, che consentano di creare dei ponti di reticolazione tra le molecole di poliestere.

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

La struttura chimica delle resine poliestere può essere variata a piacere, sia cambiando l'acido e il glicole utilizzati nella sintesi del polimero, sia impiegando un monomero reattivo diverso. La famiglia delle resine poliestere per materiali compositi è costituita essenzialmente da isoftaliche, ortoftaliche e bisfenoliche.

### 7.3.3 Altri tipi di resine

I limiti intrinseci delle resine termoindurenti, sopra elencati, in particolare la modesta tenacità, le temperature di esercizio piuttosto basse e la tendenza ad assorbire umidità dall'ambiente, hanno portato in anni recenti allo sviluppo di compositi a matrice termoplastica. Tali resine sono caratterizzate dalla capacità di fluire una volta riscaldate ad una temperatura sufficientemente elevata, superiore, cioè, alla  $T_g$  (temperatura di transizione vetrosa) nel caso di materiali amorfi e superiore alla  $T_{mat}$  (temperatura di fusione) nel caso di materiali semicristallini. La forma dei componenti può quindi essere modificata a piacere, riscaldando semplicemente il materiale ad un'opportuna temperatura (formatura a caldo). Pur essendo al momento il loro impiego in campo civile piuttosto limitato, sono allo studio applicazioni di potenziale notevole importanza (ad esempio barre di rinforzo per conglomerato cementizio armato). Rispetto alle resine termoindurenti, quelle termoplastiche sono mediamente più tenaci e, in alcuni casi, presentano temperature di esercizio più elevate. Sono inoltre caratterizzate da una migliore resistenza nei confronti dei fattori ambientali.

La principale limitazione al loro uso è rappresentata dalla viscosità elevata, che rende problematica l'impregnazione delle fibre e richiede apparecchiature di lavorazione complesse e costose.

Per impieghi ad elevata temperatura in ambienti chimicamente aggressivi, sono state sviluppate le resine vinilestere, che, dal punto di vista applicativo, rappresentano un compromesso tra le presta-



zioni delle resine poliestere tradizionali e quelle delle resine epossidiche.

Vanno infine ricordate le matrici di natura inorganica (cementizie, metalliche, ceramiche, ecc.), il cui utilizzo per la realizzazione di compositi fibrorinforzati in campo civile - soprattutto quelle cementizie - sta progressivamente diffondendosi. Pur non essendo esaminate nel presente documento, il loro impiego è tuttavia ritenuto possibile a condizione che risulti suffragato da una documentazione tecnica e da una campagna sperimentale adeguata, comprovanti un'efficacia almeno pari a quella delle matrici organiche qui trattate.

#### **7.4 ADESIVI**

La messa in opera di alcuni tipi di rinforzo strutturale a base di FRP, come ad esempio le lamine pultruse, richiede l'utilizzo di adesivi. La scelta più appropriata dell'adesivo e del tipo di trattamento superficiale da effettuare prima dell'applicazione va fatta in base alla natura del substrato della struttura da riparare e del materiale di rinforzo. Risulterebbe quindi complesso trattare in modo analitico l'argomento, in quanto sarebbe necessario innanzitutto distinguere i vari casi (strutture di acciaio, conglomerato armato, muratura o legno) secondo un'articolazione esuberante per i limiti del presente documento.

Le schede tecniche dei materiali da rinforzo riportano solitamente indicazioni sul tipo di adesivo da utilizzare in funzione della natura della struttura che si intende rinforzare. Anche l'applicazione di tessuti secchi da impregnare in cantiere può essere considerata in senso lato come un caso di assemblaggio mediante adesivi, in quanto la stessa resina utilizzata per l'impregnazione svolge la funzione di adesivo.

Molto importante, per il corretto utilizzo degli adesivi, è il tipo di trattamento superficiale da eseguire prima della loro applicazione. Per tale motivo si è ritenuto utile in questo paragrafo soffermarsi soprattutto sui motivi che rendono necessaria un'adeguata preparazione del substrato, illustrando i meccanismi fisici, chimici e meccanici alla base dell'adesione.

Per una trattazione più approfondita si rimanda ai test specifici sull'argomento.

Si definisce adesivo un materiale, quasi sempre di natura polimerica, in grado di realizzare un collegamento tra almeno due superfici e di trasmettere forze di entità anche rilevante (collegamento strutturale). Esistono molte tipologie di adesivi naturali e sintetici (elastomeri, resine termoplastiche e termoindurenti mono o bicomponente); i più adatti per i materiali compositi sono gli adesivi a base di resine epossidiche. 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.

I vantaggi 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 tensionali, resistenza a fatica, minori costi di intervento.

## 8 APPENDICE B (TECNICHE DI PRODUZIONE)

### 8.1 TECNICHE DI PRODUZIONE

In questa appendice sono descritte le tecniche di produzione dei compositi FRP preformati di interesse per l'Ingegneria Civile.

#### 8.1.1 Pultrusione

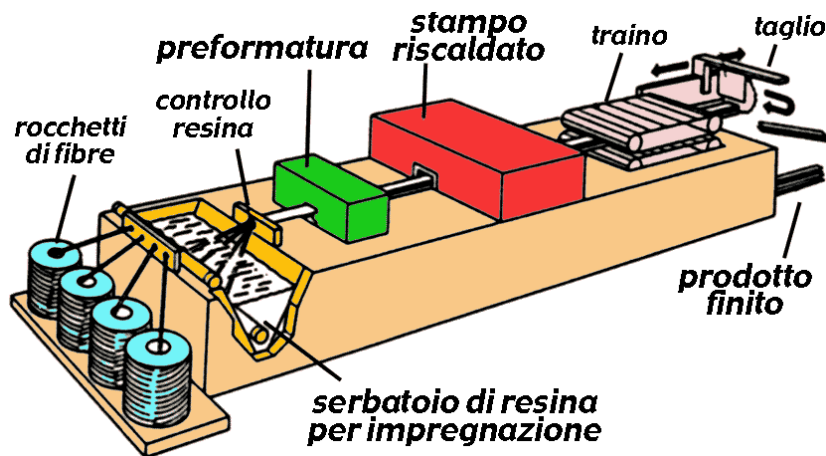
La pultrusione è una tecnologia utilizzata principalmente per la produzione di lamine fibrorinforzate, di largo impiego in ambito civile.

Essa si basa su un processo continuo di produzione, articolato essenzialmente in tre fasi:

- formatura,
- impregnazione,
- consolidamento.

Nella versione più comune, concepita per matrici termoindurenti, i componenti (resina e fibre) sono alimentati separatamente in una macchina in grado di afferrare e trascinare le fibre attraverso i diversi stadi di produzione.

Una versione molto diffusa del processo è quella con impregnazione a bagno di resina, illustrata in Figura 8-1.



**Figura 8-1** – Schema di funzionamento della pultrusione con impregnazione a bagno di resina.

Le fibre sono prelevate da un gruppo di rocchetti e convogliate, attraverso rastrelliere che ne uniformano la disposizione, verso un bagno di resina, dove avviene l'impregnazione. Il fascio di fibre impregnate entra quindi in uno stampo riscaldato (*die*), nel quale il materiale si consolida sotto pressione. Durante questa fase i vuoti presenti tra le fibre sono eliminati, garantendo così la continuità del materiale in direzione trasversale.

Il calore viene di solito fornito attraverso resistenze elettriche e la temperatura è controllata mediante termocoppie opportunamente posizionate. Il tempo di permanenza in temperatura è regolato dalla velocità di produzione. All'uscita dallo stampo, la matrice si è solidificata e il composito può essere afferrato dal dispositivo di traino che lo trascina a velocità costante. Una sega circolare taglia il prodotto nella lunghezza desiderata in prossimità della parte terminale della linea di produzione. È possibile aggiungere strati di *mat* o tessuti per rinforzare il materiale anche in direzioni diverse da quella di traino. Con speciali apparecchiature è anche possibile la tessitura, l'avvolgimento e l'intreccio

di fibre direttamente sulla linea di produzione.

I compositi pultrusi sono leggeri, resistenti alla corrosione e presentano una sezione costante con spessori che possono raggiungere anche alcuni centimetri. I classici manufatti pultrusi sono lamine, barre, profili a sezione sagomata (ad angolo, a “C”, a doppio “T”, ecc.), pannelli e piastre. Tali manufatti trovano impiego come rinforzi esterni ed interni in campo civile, come componenti strutturali nel settore dei trasporti, come canaline passacavi nell’edilizia, come tiranti e montanti per scale, come supporti per illuminazione e cartellonistica stradale, come “*riser*” per l’industria petrolifera, ecc.

### 8.1.2 Laminazione

La laminazione trova impiego quasi esclusivamente per la fabbricazione di compositi innovativi. Si tratta di un processo di tipo discontinuo, che permette di produrre laminati compositi di spessore massimo fino ad alcuni centimetri, con struttura molto complessa.

Rispetto alla pultrusione consente una libertà pressoché assoluta in termini di orientazione delle fibre nelle diverse lamine e di curvatura dei pezzi prodotti. La principale limitazione consiste nella lentezza del ciclo di produzione, che è caratterizzato da una velocità dell’ordine di 0.5 kg/h per componenti non troppo complessi.

Nella realizzazione di un laminato tipico, è possibile identificare le seguenti fasi fondamentali:

- preparazione (dello stampo e del materiale);
- laminazione (taglio del materiale, sovrapposizione degli strati e compattazione);
- confezionamento del sacco da vuoto;
- reticolazione del materiale (a temperatura ambiente, in forno o in autoclave);
- ispezione (visiva, con ultrasuoni e con raggi X);
- finitura (taglio dei bordi con fresa o getto d’acqua ad alta pressione).

La laminazione (*lay-up*) può essere eseguita a partire da fibre secche che devono essere impregnate di resina durante l’applicazione, oppure a partire da un preimpregnato a fibre continue, unidirezionali o tessute.

La fase successiva della laminazione (fase c) prevede la preparazione del sacco da vuoto: una tipica composizione di quest’ultimo, con l’indicazione dei vari componenti, è illustrata in Figura 8-2.

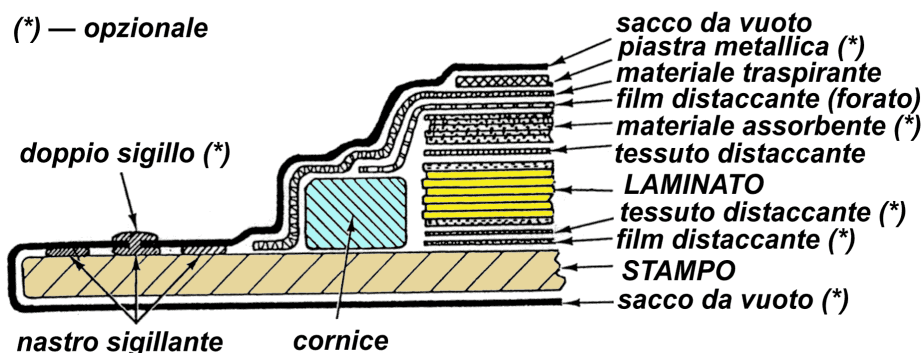


Figura 8-2 – Rappresentazione del sistema per laminazione.

All’interno del sacco viene praticato il vuoto attraverso una valvola collegata ad una pompa. Il vuoto ha essenzialmente il compito di consentire la rapida estrazione dei solventi e dell’aria contenuti nel laminato e di compattare gli strati tra di loro prima della reticolazione completa della resina. Il sacco da vuoto assolve, inoltre, a diverse funzioni molto importanti per lo svolgimento del successivo processo di reticolazione (fase d), ma non è indispensabile.

Il principale vantaggio della suddetta tecnologia è l’estrema versatilità di impiego, che consente di

produrre componenti di forma anche molto complessa senza richiedere stampi costosi. Le applicazioni principali riguardano il settore aeronautico e quello aerospaziale, l'automobilismo da competizione, la nautica e il trasporto in generale. Un esempio di applicazione della laminazione (manuale) in campo civile è rappresentato dal confinamento di colonne o dal rinforzo a taglio di travi mediante l'applicazione di un tessuto secco (o un preimpregnato) sulla superficie delle membrature con successiva impregnazione di resina mediante rullatura.

### 8.1.3 Wet lay-up

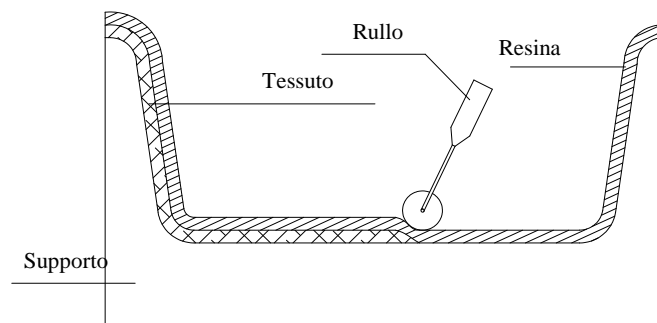
La laminazione a umido (*wet lay-up*) è una delle più semplici e tradizionali tecniche utilizzate per la preparazione dei compositi *in situ*.

Essa si articola in due fasi: una di stratificazione ed una di polimerizzazione.

Nel dettaglio, la prima consiste nel disporre manualmente, su uno specifico supporto, uno strato di tessuto che viene successivamente impregnato di resina premiscelata al catalizzatore (Figura 8-3).

L'impregnazione è realizzata manualmente con rulli o pennelli ed è seguita da un'accurata rullatura finalizzata alla compattazione del materiale ed all'eliminazione delle bolle d'aria in esso intrappolate.

Simile procedura può essere ripetuta per ogni ulteriore strato di tessuto aggiunto singolarmente, fino al raggiungimento dello spessore desiderato.



**Figura 8-3** – Formatura per contatto manuale.

La fase di polimerizzazione segue la stratificazione e si sviluppa a temperatura ambiente ed in tempi sufficientemente brevi senza la necessità di riscaldare la superficie del composito.

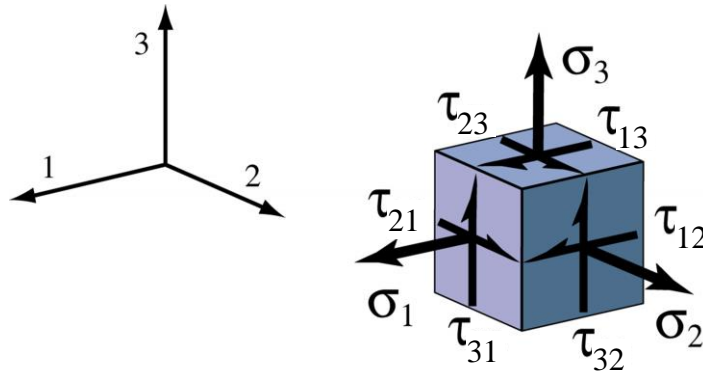
## 9 APPENDICE C (LEGAME COSTITUTIVO DEGLI FRP E CRITERI DI ROTTURA)

### 9.1 LEGAMI COSTITUTIVI

I materiali compositi fibrorinforzati sono materiali eterogenei (cioè costituiti da materiali diversi) e anisotropi (cioè aventi proprietà diverse nelle diverse direzioni). Poiché la scala delle applicazioni che interessano l'ingegneria civile è di gran lunga più grande di quella relativa alla microstruttura del materiale (cfr. Tabella 7-2), è possibile trascurare l'eterogeneità schematizzando il materiale reale con un continuo omogeneo. Com'è noto, se si assume che gli stati di sforzo e di deformazione in un punto generico del continuo siano rappresentabili dalle componenti del tensore degli sforzi,  $\underline{\sigma}$  (Figura 9-1), e dalle relative componenti del tensore di deformazione,  $\underline{\varepsilon}$ , il comportamento meccanico di un solido omogeneo elastico e anisotropo è definibile mediante 21 costanti elastiche indipendenti per il tramite di una relazione matriciale del tipo:

$$\underline{\sigma} = [C] \underline{\varepsilon} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{15} & C_{25} & C_{35} & C_{45} & C_{55} & C_{56} \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & C_{46} & C_{56} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix}, \quad (9.1)$$

nella quale  $[C]$  è la matrice di rigidezza.



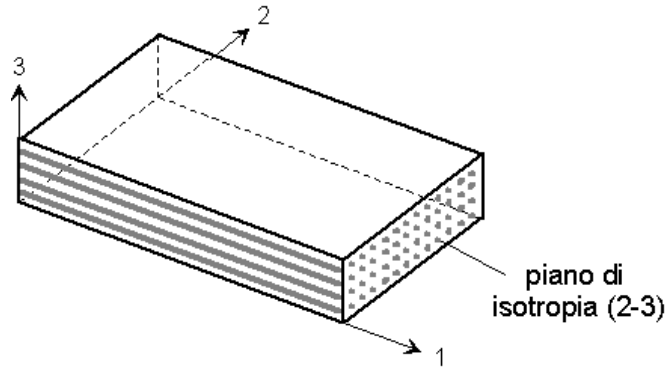
**Figura 9-1** – Rappresentazione dello stato tensionale agente su un elemento infinitesimo.

La caratterizzazione completa della matrice di rigidezza richiederebbe dunque la valutazione delle suddette 21 costanti attraverso opportune combinazioni di prove di trazione e di taglio. Il numero di prove può ridursi sensibilmente se il materiale possiede qualche tipo di simmetria, circostanza che si verifica per la quasi totalità dei materiali compositi di interesse ingegneristico.

Molti compositi unidirezionali costituiti di fibre allineate in un'unica direzione possono essere considerati trasversalmente isotropi, come nel caso di Figura 9-2, dove il piano 2-3 perpendicolare alle fibre è il piano di isotropia. In tal caso le costanti elastiche indipendenti si riducono a 5 e la matrice di rigidezza assume la forma:

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{23} & C_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(C_{22} - C_{23}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (9.2)$$

Nella pratica è spesso conveniente riferirsi alle cosiddette costanti “ingegneristiche”:  $E$  (modulo di elasticità normale o modulo di Young),  $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale o di Poisson) e  $G$  (modulo di elasticità tangenziale) per le quali esistono tecniche consolidate di caratterizzazione sperimentale. Tali costanti hanno in generale valori distinti nelle diverse direzioni. È lecito ad esempio attendersi che il modulo di elasticità normale diretto in direzione delle fibre,  $E_1$ , sia maggiore di quello in direzione trasversale,  $E_2$ , che a sua volta può essere diverso da quello in direzione 3,  $E_3$ . Le stesse considerazioni valgono per i moduli  $G_{12}$ ,  $G_{13}$ ,  $G_{23}$  (le direzioni 1, 2 e 3 sono definite in Figura 9-2).



**Figura 9-2** – Composito unidirezionale con piano di isotropia trasversale.

In funzione delle costanti ingegneristiche, la matrice di deformabilità del materiale,  $[S]$ , cioè l’inversa della matrice di rigidezza  $[C]$  (eq. (9.2)), può essere espressa nella maniera seguente:

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot (1 + \nu_{23})}{E_2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \quad (9.3)$$

Le costanti ingegneristiche indipendenti sono ovviamente anch’esse in numero di cinque e risultano

essere:

$$E_1, E_2, \nu_{12}, \nu_{23}, G_{12}.$$

## 9.2 STATI PIANI DI TENSIONE

Nel caso più particolare di una lamina unidirezionale sottile in stato piano di tensione, la matrice di deformabilità si specializza nella forma:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix}. \quad (9.4)$$

In tal caso il comportamento meccanico della lamina unidirezionale può essere caratterizzato da quattro costanti elastiche indipendenti. Per la determinazione delle suddette costanti si effettuano solitamente prove di trazione monoassiale con le fibre inclinate di un angolo predefinito,  $\theta$ , rispetto alla direzione del carico applicato. Ponendo  $\theta = 0^\circ$ , cioè con le fibre parallele alla direzione di carico, è possibile ricavare  $E_1$  e  $\nu_{12}$ ; mentre con  $\theta = 90^\circ$  (fibre perpendicolari alla direzione di carico) si valuta  $E_2$ . Per quanto riguarda la determinazione di  $G_{12}$ , la scelta dell'angolo  $\theta$  sarà funzione della particolare geometria del rinforzo.

È anche possibile stimare, con buona approssimazione, alcuni valori delle costanti elastiche mediante semplici modelli “micromeccanici” basati sulle proprietà dei singoli costituenti (fibra e matrice) e sulle loro frazioni in volume. In particolare, nel caso di lamine unidirezionali, le proprietà in direzione longitudinale possono essere valutate utilizzando una relazione nota con il nome di “regola delle miscele”. Essa deriva dall'applicazione di un semplice modello micromeccanico (*Slab Model*) in cui le fibre e la matrice “lavorano” in parallelo. Il modello fornisce con ottima approssimazione il valore del modulo di elasticità normale in direzione delle fibre,  $E_1$ , e quello del coefficiente di Poisson,  $\nu_{12}$ :

$$\begin{aligned} E_1 &= V_{\text{fib}} \cdot E_{\text{fib}} + (1 - V_{\text{fib}}) \cdot E_{\text{mat}}, \\ \nu_{12} &= V_{\text{fib}} \cdot \nu_{\text{fib}} + (1 - V_{\text{fib}}) \cdot \nu_{\text{mat}}, \end{aligned} \quad (9.5)$$

essendo  $V_{\text{fib}}$  la frazione in volume delle fibre (rapporto tra il volume delle fibre ed il volume totale del composito);  $E_{\text{fib}}$  e  $E_{\text{mat}}$ , rispettivamente, i moduli di elasticità normale delle fibre e della matrice;  $\nu_{\text{fib}}$  e  $\nu_{\text{mat}}$  i corrispondenti coefficienti di Poisson.

Spesso, in luogo delle frazioni in volume, sono note quelle in peso per fibre e matrice: rispettivamente  $P_{\text{fib}}$  e  $P_{\text{mat}}$ . Se  $\rho_{\text{fib}}$  e  $\rho_{\text{mat}}$  sono, nell'ordine, le densità della fibra e della matrice, è agevole verificare che risulta:

$$\begin{aligned} V_{\text{fib}} &= \frac{P_{\text{fib}} / \rho_{\text{fib}}}{P_{\text{fib}} / \rho_{\text{fib}} + P_{\text{mat}} / \rho_{\text{mat}}}, \\ P_{\text{fib}} + P_{\text{mat}} &= 1. \end{aligned} \quad (9.6)$$

A titolo di esempio viene riportato il calcolo della frazione in volume relativa alle fibre per un com-

posito a base di fibre di vetro, la cui frazione in peso sia pari al 60%. Le caratteristiche dei componenti sono riportate in Tabella 9-1.

**Tabella 9-1**

	Frazione in peso	Densità [g/cm <sup>3</sup> ]
Fibra	0.60	2.5
Matrice	0.40	1.2

Applicando la (9.6) si ricava un valore della frazione in volume delle fibre di vetro pari al 42%. Infine, noti i valori delle proprietà meccaniche delle fibre ( $E_{\text{fib}} = 80$  GPa,  $\nu_{\text{fib}} = 0.3$ ) e della matrice ( $E_{\text{mat}} = 3$  GPa,  $\nu_{\text{mat}} = 0.34$ ), si ottengono i seguenti valori delle costanti elastiche del composito:

$$E_1 = 35.2 \text{ GPa,}$$

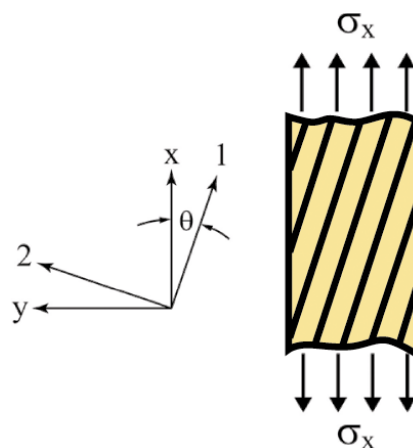
$$\nu_{12} = 0.32.$$

Per maggiori dettagli sui modelli micromeccanici si rimanda ai testi specialistici.

### 9.2.1 Effetto di carichi agenti in direzioni diverse dalle direzioni di simmetria del materiale

Una volta note le costanti elastiche del materiale, il comportamento del composito fibrorinforzato è completamente determinato per qualunque direzione di sollecitazione, comunque essa sia orientata rispetto agli assi di simmetria del materiale. Questi ultimi non coincidono necessariamente con gli assi di simmetria del corpo o del sistema di carico.

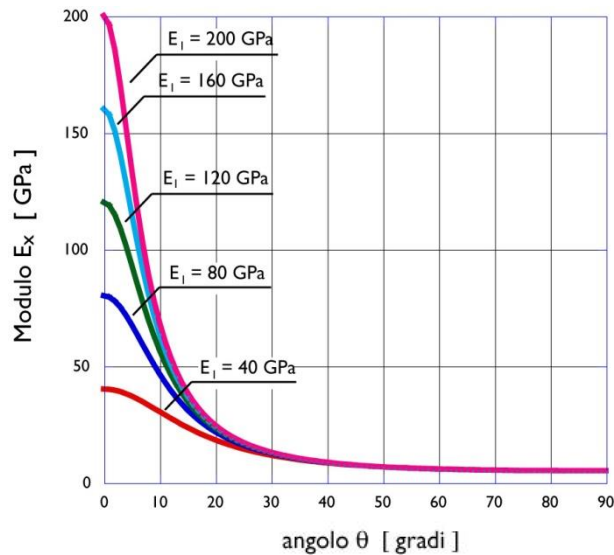
Ad esempio, prendendo in esame la situazione rappresentata in Figura 9-3, relativa ad una lamina a fibre continue e unidirezionali, è possibile calcolare le costanti elastiche “equivalenti”,  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $G_{xy}$  e  $\nu_{xy}$ , riferite agli assi di riferimento  $x$  ed  $y$  del sistema di carico, ruotati di un angolo  $\theta$  rispetto agli assi di simmetria del materiale, 1 e 2, in funzione di  $\theta$  e delle costanti elastiche del materiale,  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $G_{12}$ ,  $\nu_{12}$ .



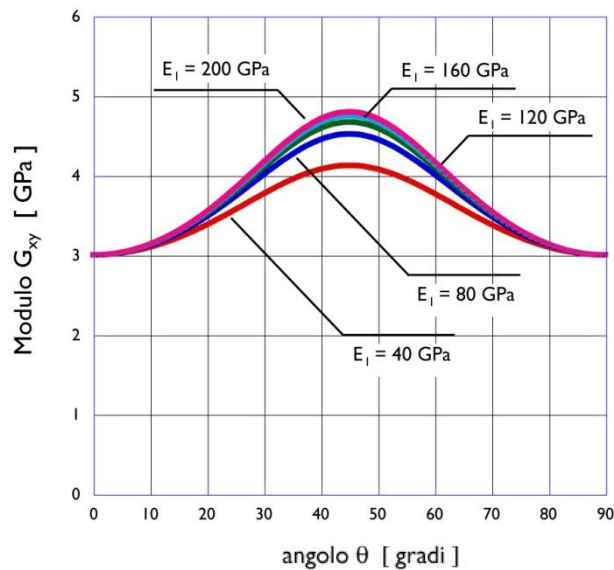
**Figura 9-3** – Definizione dei sistemi di riferimento  $x$ ,  $y$  e 1, 2.

In Figura 9-4 e Figura 9-5 sono diagrammati gli andamenti del modulo di elasticità  $E_x$  e del modulo di elasticità tangenziale  $G_{xy}$  al variare dell'angolo  $\theta$  tra la direzione delle fibre e la direzione di carico per diversi valori del modulo  $E_1$ .





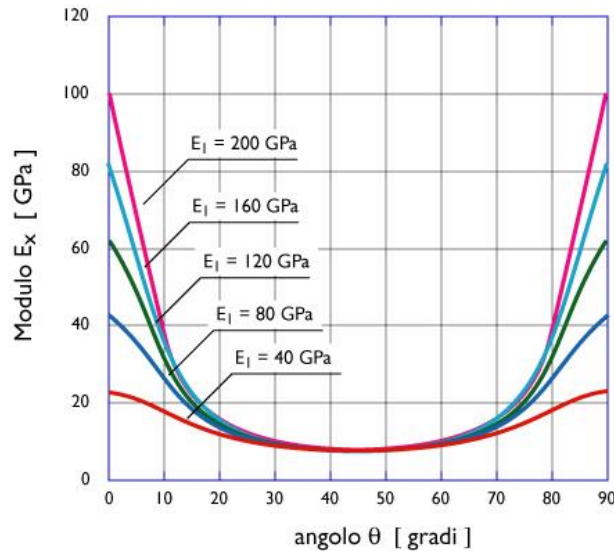
**Figura 9-4** – Modulo di elasticità normale  $E_x$  al variare dell'angolo di rotazione  $\theta$  per compositi fibrorinforzati con diverso valore del modulo di elasticità normale  $E_1$  ( $E_2 = 5$  GPa;  $G_{12} = 3$  GPa;  $\nu_{12} = 0.35$ ).



**Figura 9-5** – Modulo di elasticità tangenziale  $G_{xy}$  al variare dell'angolo di rotazione  $\theta$  per compositi fibrorinforzati con diverso valore del modulo di elasticità normale  $E_1$  ( $E_2 = 5$  GPa;  $G_{12} = 3$  GPa;  $\nu_{12} = 0.35$ ).

Sono evidenti le variazioni significative dei moduli  $E_x$  e  $G_{xy}$  al variare dell'angolo  $\theta$ .

Nel caso di tessuti è necessario considerare che le fibre sono disposte lungo due o più direzioni (tessuti multiassiali). Trascurando l'effetto dell'ondulazione del filo dovuto alla tessitura e assumendo il tessuto come costituito da due strati sovrapposti di fibre unidirezionali orientati a  $90^\circ$ , è possibile stimare il modulo di elasticità normale  $E_x$  mediante metodi approssimati basati sull'ipotesi che non vi siano scorrimenti relativi tra gli strati. Nel caso di un tessuto semplice bilanciato, cioè con la stessa percentuale di fibre nelle due direzioni, l'andamento di  $E_x$  al variare dell'angolo  $\theta$  è mostrato in Figura 9-6.



**Figura 9-6** – Modulo di elasticità normale  $E_x$  al variare dell'angolo di rotazione  $\theta$  per un tessuto semplice bilanciato con diversi valori del modulo di elasticità normale  $E_1$  ( $E_2 = E_1$ ;  $G_{12} = 3$  GPa;  $\nu_{12} = 0.35$ )

### 9.3 CRITERI DI ROTTURA

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

Nel caso di una lamina soggetta ad uno stato piano di tensione, uno dei criteri di rottura più semplici è quello dello sforzo massimo.

Indicando con  $\sigma_{1u,t}$  ( $\sigma_{1u,c}$ ) e  $\sigma_{2u,t}$  ( $\sigma_{2u,c}$ ), rispettivamente, le tensioni di rottura a trazione (a compressione) nelle direzioni di simmetria e con  $\tau_{12u}$  la corrispondente tensione di rottura a taglio, tale criterio si traduce analiticamente nelle seguenti disuguaglianze:

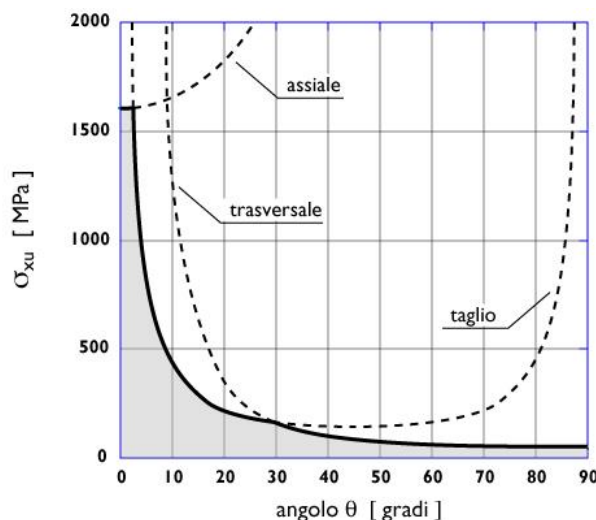
$$\begin{aligned}
 \sigma_1 & \begin{cases} \leq \sigma_{1u,t} & \text{per } \sigma_1 > 0, \\ \geq \sigma_{1u,c} & \text{per } \sigma_1 < 0, \end{cases} \\
 \sigma_2 & \begin{cases} \leq \sigma_{2u,t} & \text{per } \sigma_2 > 0, \\ \geq \sigma_{2u,c} & \text{per } \sigma_2 < 0, \end{cases} \\
 |\tau_{12}| & \leq \tau_{12u}.
 \end{aligned} \tag{9.7}$$

Si osserva che il criterio è indipendente dal segno dello sforzo di taglio ed inoltre non contempla le interazioni tra i diversi modi di rottura. Questi ultimi, infatti, possono manifestarsi l'uno indipendentemente dall'altro.

Con riferimento alla situazione di Figura 9-3, lo sforzo massimo che la lamina è in grado di sopportare è rappresentato dal minore tra i seguenti valori:

$$\begin{aligned}\sigma_{xu} &< \frac{\sigma_{1u}}{\cos^2 \theta}, \\ \sigma_{xu} &< \frac{\sigma_{2u}}{\sin^2 \theta}, \\ \sigma_{xu} &< \frac{\tau_{12u}}{\sin \theta \cdot \cos \theta}.\end{aligned}\tag{9.8}$$

La variazione di tale sforzo in funzione dell'angolo  $\theta$  è diagrammata in Figura 9-7.



**Figura 9-7** – Criterio dello sforzo massimo: sforzo a rottura a trazione al variare dell'angolo di rotazione  $\theta$  per una lamina unidirezionale ( $\sigma_{1u} = 1600$  MPa;  $\sigma_{2u} = 40$  MPa;  $\tau_{12u} = 70$  MPa).

In genere, il criterio dello sforzo massimo è in ragionevole accordo con i dati sperimentali solo per prove condotte a trazione ad angoli inferiori a  $15^\circ$  e superiori a  $45^\circ$ . I valori misurati in compressione sono invece notevolmente superiori.

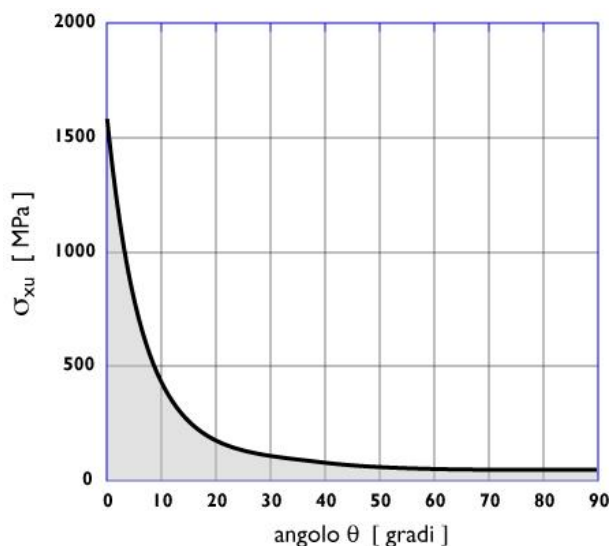
Un altro criterio molto utilizzato per prevedere la rottura di una lamina ed abbastanza aderente alla realtà è quello di Tsai-Hill, esprimibile nella forma:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1u}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{2u}}\right)^2 - \frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2}{\sigma_{1u}^2} + \left(\frac{\tau_{12}}{\tau_{12u}}\right)^2 \leq 1.\tag{9.9}$$

Sempre con riferimento alla situazione di Figura 9-3, il valore dello sforzo a rottura, al variare dell'angolo  $\theta$ , è fornito dalla seguente relazione:

$$\sigma_{xu} = \left[ \frac{\cos^4 \theta}{\sigma_{1u}^2} + \left( \frac{1}{\tau_{12u}^2} - \frac{1}{\sigma_{1u}^2} \right) \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta + \frac{\sin^4 \theta}{\sigma_{2u}^2} \right]^{-1/2}\tag{9.10}$$

ed è diagrammato in Figura 9-8.



**Figura 9-8** – Criterio di Tsai-Hill: sforzo a rottura a trazione al variare dell'angolo di rotazione  $\theta$  per una lamina unidirezionale ( $\sigma_{1u} = 1600$  MPa;  $\sigma_{2u} = 40$  MPa;  $\tau_{12u} = 70$  MPa).

Le considerazioni sopra riportate evidenziano ulteriormente la forte variabilità delle proprietà elastiche e di resistenza dei materiali fibrorinforzati al variare della direzione delle fibre rispetto alla direzione di carico.

## 10 APPENDICE D (DISTACCO DAL SUPPORTO)

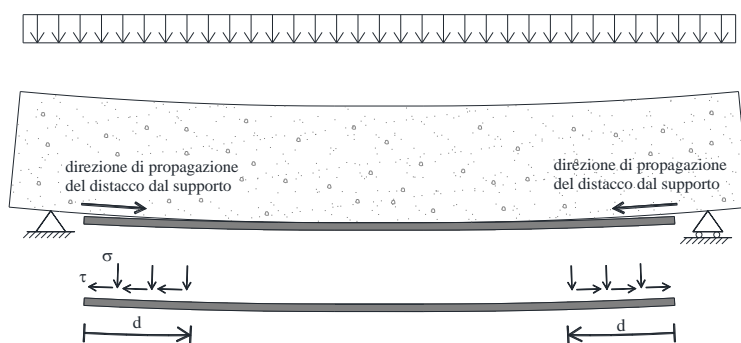
### 10.1 MODI DI ROTTURA PER DISTACCO DA UN SUPPORTO DI CALCESTRUZZO

I principali modi di crisi di elementi strutturali rinforzati con FRP a causa del fenomeno del distacco dal supporto sono le seguenti:

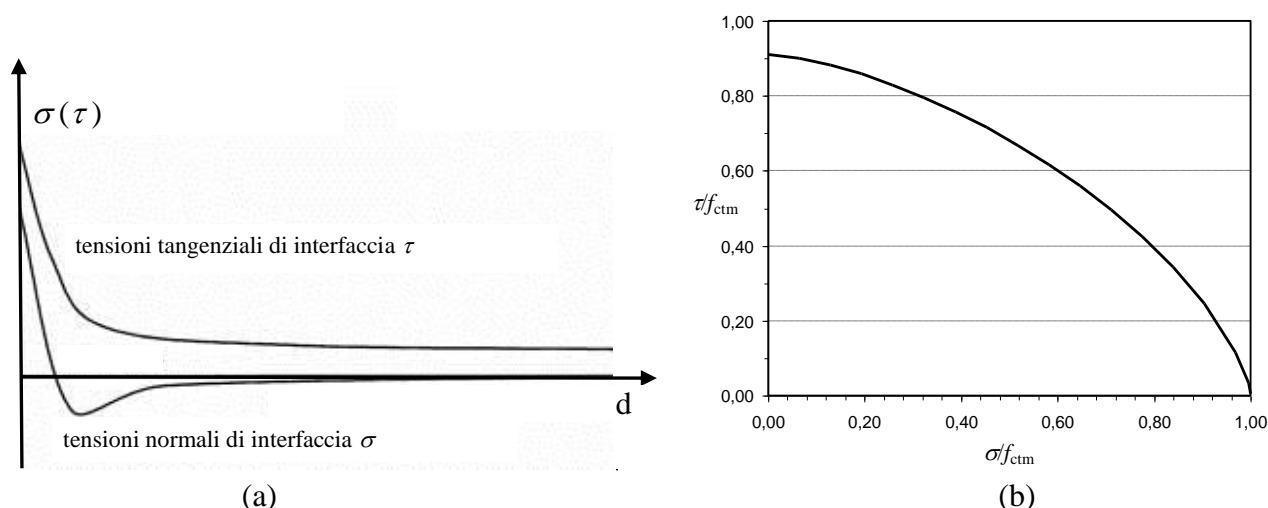
- **Modo 1 (Distacco di estremità)** (Figura 10-1). Le zone terminali del rinforzo, chiamate ad assolvere ad una funzione di ancoraggio del composito al supporto, sono soggette ad elevate tensioni tangenziali di interfaccia. Generalmente tali zone hanno una lunghezza di circa 100÷200 mm.

Nel caso particolare di rinforzo con lamine, la rigidezza flessionale posseduta da queste ultime può indurre anche significative tensioni di trazione in direzione normale all'interfaccia (tensioni di *peeling*) (Figura 10-2(a)). Tali tensioni possono penalizzare sensibilmente il valore massimo della concomitante tensione tangenziale rispetto a quello da modo II di frattura, come si può evincere dal dominio di resistenza riportato in Figura 10-2(b).

Il modo di collasso per distacco alle estremità del rinforzo è particolarmente fragile.



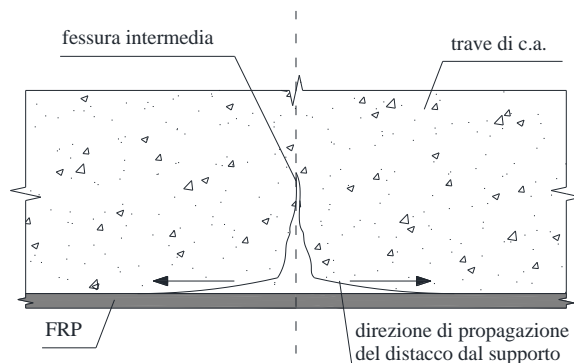
**Figura 10-1** – Distacco alle estremità del rinforzo.



**Figura 10-2** – (a) Concentrazione delle tensioni tangenziali e normali all'interfaccia in prossimità dell'estremità del placcaggio (ottenute mediante un calcolo elastico-lineare); (b) Dominio di resistenza in termini di tensioni tangenziali e normali di interfaccia.

- **Modo 2 (Distacco causato da fessure per flessione nella trave)** (Figura 10-3). Le discontinui-

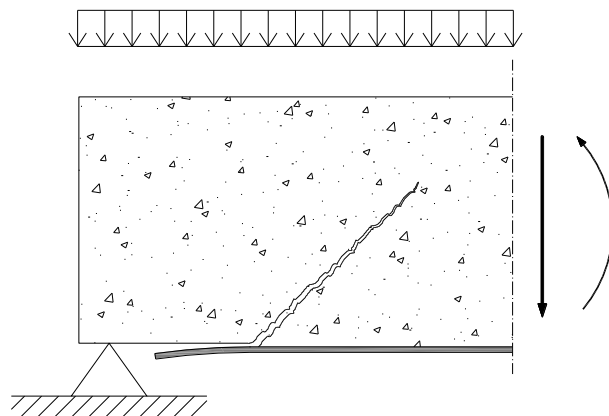
tà prodotte nel supporto da fessure trasversali a carico del calcestruzzo teso generano concentrazioni di tensione all'interfaccia calcestruzzo-FRP che possono innescare il distacco completo o parziale del rinforzo. Le fessure possono essere ortogonali all'asse della trave, nel caso di prevalenza della sollecitazione flessionale, ovvero inclinate, nel caso di sollecitazione combinata di flessione e taglio.



**Figura 10-3** – Distacco a partire da fessure trasversali nel calcestruzzo.

- **Modo 3 (Distacco causato da fessure diagonali da taglio)** (Figura 10-4). Quando la sollecitazione da taglio è prevalente rispetto a quella flessionale, si produce uno spostamento relativo tra le facce delle fessure inclinate. La componente verticale dello spostamento mobilita, all'interfaccia calcestruzzo-FRP, sforzi di trazione particolarmente elevati con conseguente possibilità di innescare il distacco dal supporto. Studi sperimentali hanno dimostrato che il distacco si manifesta anche in presenza di staffe, sia che esse lavorino in fase elastica o in fase plastica. Il suddetto modo di collasso è tipico delle prove di laboratorio del tipo *four point bending* (flessione a 4 punti). Si produce, invece, meno frequentemente in situazioni di carico trasversale ripartito.

Per travi con debole armatura a taglio, ma fortemente rinforzate (ad esempio con lamine di larghezza confrontabile con la larghezza della trave), il distacco si innesca generalmente in corrispondenza della sezione terminale del rinforzo, per effetto delle tensioni da *peeling*.



**Figura 10-4** – Distacco causato da fessure diagonali da taglio.

- **Modo 4 (Distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo)**. Il distacco localizzato dovuto ad irregolarità superficiali del substrato di calcestruzzo può propagarsi e provocare il distacco completo del rinforzo. Tale modo di rottura può essere evitato introducendo opportuni accorgimenti per regolarizzare la superficie di applicazione del rinforzo.

## 10.2 MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO E CALCESTRUZZO

Si forniscono di seguito alcune informazioni complementari sulla modellazione del legame di aderenza tra rinforzo e calcestruzzo. A tal scopo si fa riferimento alla Figura 10-5 relativa ad una classica prova di aderenza.

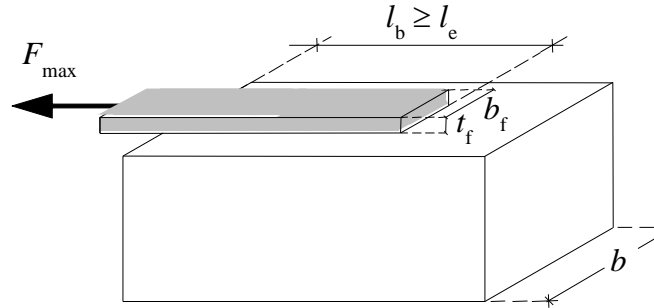


Figura 10-5 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo con FRP.

### 10.2.1 Energia specifica di frattura

La massima intensità,  $F_{\max}$ , della forza trasmissibile ad un rinforzo di lunghezza infinita è esprimibile come:

$$F_{\max} = b_f \int_0^{\infty} \tau_b(x) dx, \quad (10.1)$$

dove  $b_f$  è la larghezza del rinforzo e  $\tau_b$  è la tensione tangenziale di aderenza all'interfaccia calcestruzzo-composito.

Nel caso in cui la rigidità dell'elemento di calcestruzzo sia molto più grande di quella del rinforzo, la meccanica della frattura fornisce la seguente relazione di validità generale:

$$F_{\max} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_F}, \quad (10.2)$$

dove  $t_f$ ,  $b_f$ ,  $E_f$  sono, rispettivamente, lo spessore, la larghezza ed il modulo di elasticità normale del rinforzo nella direzione della forza e  $\Gamma_F$  è l'energia specifica di frattura.

Nell'ambito delle presenti Istruzioni, viene adottata per l'energia specifica di frattura la seguente espressione:

$$\Gamma_F = k_b \cdot k_G \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}, \quad (10.3)$$

dove i simboli adottati hanno il significato specificato nel Capitolo 4.

In particolare:

- $k_b$  è un coefficiente correttivo adimensionale, di tipo geometrico, fornito dalla relazione:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1 \quad \text{per } b_f/b \geq 0.25, \quad (10.4)$$

con  $b$  larghezza dell'elemento rinforzato (per  $b_f/b < 0.25$  si adotta il valore di  $k_b$  corrispon-

- dente a  $b_f/b = 0.25$ );
- $k_G$  è un ulteriore coefficiente correttivo di natura sperimentale, avente le dimensioni di una lunghezza.

Il coefficiente  $k_G$  è stato calibrato sulla base di un'estesa popolazione di risultati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale. Una parte del *database* sperimentale raccoglie i risultati di prove di aderenza composito-calcestruzzo eseguite nell'ambito del Task 8.2 del Progetto ReLUIS-DPC 2005-2008. La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente  $k_G$  è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (Design assisted by testing), considerando come variabili aleatorie anche le caratteristiche meccaniche dei materiali.

La procedura di calibrazione è stata condotta separatamente per compositi preformati (§ 2.3.2) e per compositi impregnati *in situ* (§ 2.3.3).

Essa ha fornito:

- per compositi preformati un valore medio di 0.063 mm ed un frattile al 5% di 0.023 mm.
- per compositi impregnati *in situ* un valore medio di 0.077 mm ed un frattile al 5% di 0.037 mm.

Utilizzando i valori medi, cioè 0.063 mm e 0.077 mm, la (10.3) restituisce il valore medio,  $\Gamma_{Fm}$ , dell'energia specifica di frattura.

Utilizzando invece i frattili al 5%, cioè 0.023 mm e 0.037 mm, la (10.3) restituisce il valore caratteristico,  $\Gamma_{Fk}$ , di tale energia. Atteso il carattere multivariato dell'analisi utilizzata, quest'ultimo valore tiene conto anche dell'incertezza relativa alla resistenza del calcestruzzo. Pertanto, nelle presenti Istruzioni, si è ritenuto, ai fini progettuali, di non ridurre il valore di  $\Gamma_{Fk}$  mediante il coefficiente parziale  $\gamma_c = 1.5$ .

Utilizzando la relazione (10.2), attraverso semplici passaggi, è possibile calcolare il valore di progetto della tensione di distacco del rinforzo,  $f_{fd}$ , mediante la seguente relazione:

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}, \quad (10.5)$$

avendo posto  $\Gamma_{Fd} = \Gamma_{Fk}/FC$  ed essendo  $\gamma_{f,d}$  il coefficiente parziale indicato al § 3.4.1.

In Figura 10-6 sono riportati i valori sperimentali della forza di distacco desunti dall'ampio *database* di prove di aderenza utilizzate per la calibrazione del coefficiente  $k_G$  e distinti per compositi preformati ed impregnati *in situ*.

I dati sperimentali sono confrontati con i valori di progetto della forza di distacco, ottenuti dalla (10.5) assumendo  $FC = 1$  e  $\gamma_{fd} = 1.2$  oppure 1.5, nonché con i valori medi e con i frattili 5% di tale forza, determinati dalla medesima relazione (10.5), considerando un valore unitario del coefficiente  $\gamma_{f,d}$  e sostituendo a  $\Gamma_{Fd}$ , rispettivamente,  $\Gamma_{Fm}$  e  $\Gamma_{Fk}$ .



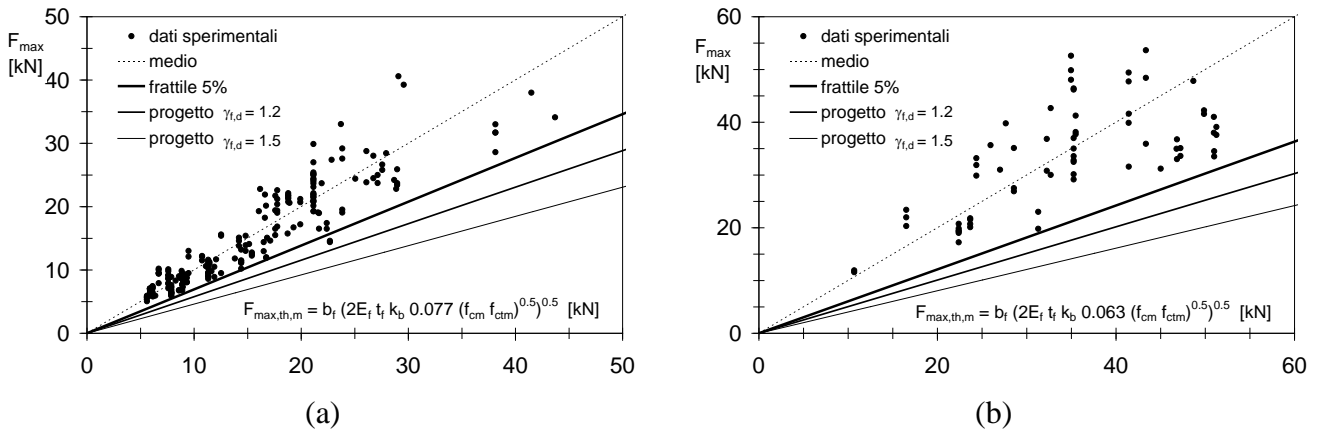


Figura 10-6 – Calibrazione sperimentale: (a) compositi impregnati in situ, (b) compositi preformati.

### 10.2.2 Legame di aderenza

Il legame di aderenza tra rinforzo e calcestruzzo può essere modellato mediante una relazione tra la tensione tangenziale all’interfaccia ed il competente scorrimento (relazione “ $\tau_b - s$ ”). In essa intervengono sia le caratteristiche meccaniche dei materiali a contatto, sia le geometrie dell’elemento rinforzato e del rinforzo, che influiscono sul fenomeno di diffusione delle tensioni.

Il legame, tipicamente non lineare con un ramo discendente, può essere approssimato mediante una legge bilineare (Figura 10-7). Il grafico di tale legge comprende un primo ramo lineare, crescente con lo scorrimento  $s$  fino alla massima tensione tangenziale di interfaccia,  $f_b$ . Il suddetto ramo è seguito da un ulteriore ramo anch’esso lineare ma decrescente a causa del progressivo danneggiamento del calcestruzzo.

Per definire il primo dei due rami è necessario tenere conto sia della deformabilità dello strato di adesivo (con spessore dell’ordine del millimetro) che di quella di un opportuno strato superficiale di calcestruzzo.

In assenza di risultati sperimentali specifici, i parametri meccanici che definiscono il legame di aderenza bilineare “ $\tau_b - s$ ” possono essere valutati con le modalità appresso descritte.

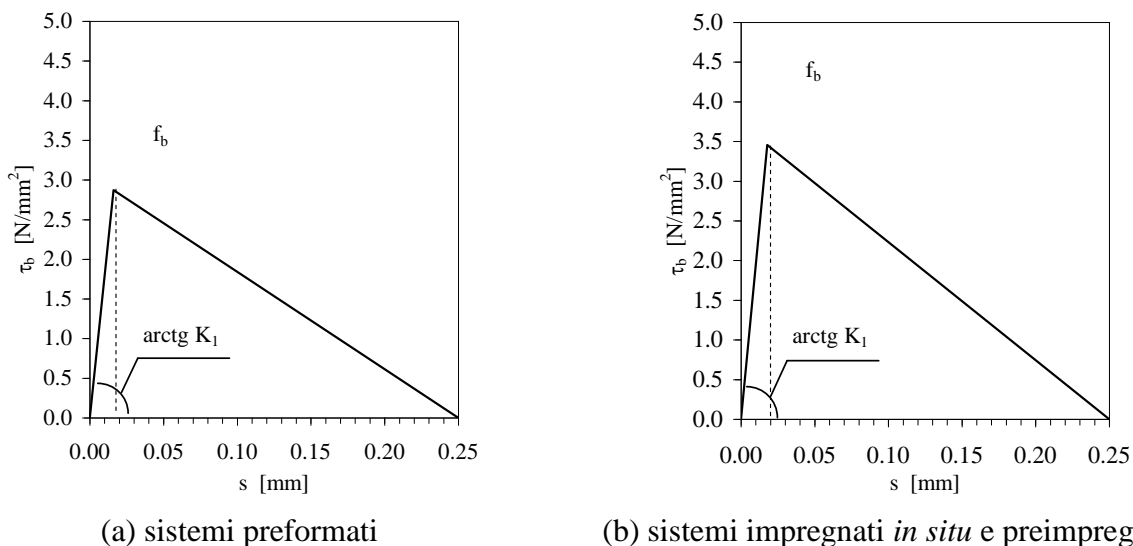


Figura 10-7 – Esempi di legame di aderenza “ $\tau_b - s$ ” bilineare ( $f_{cm} = 20$  MPa,  $k_b=1$ ).

Per lo scorrimento di interfaccia corrispondente al completo distacco si assume il seguente valore, ampiamente condiviso in letteratura:

$$s_u = 0.25 \text{ mm} . \quad (10.6)$$

Utilizzando inoltre il valore medio dell'energia specifica di frattura,  $\Gamma_{Fm}$  è possibile ricavare il valore medio da attribuire alla tensione tangenziale di aderenza nell'ambito del legame di aderenza bilineare:

$$f_b = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fm}}{s_u} . \quad (10.7)$$

Infine, il coefficiente angolare del ramo lineare crescente,  $K_1$ , può essere valutato come:

$$K_1 = \frac{c_1}{t_a/G_a + t_c/G_c} , \quad (10.8)$$

essendo, rispettivamente,  $G_a$  e  $G_c$  i moduli di elasticità tangenziale dell'adesivo e del calcestruzzo,  $t_a$  lo spessore nominale dell'adesivo e  $t_c$  lo spessore dello strato di calcestruzzo che partecipa alla deformabilità dell'interfaccia (in mancanza di dati sperimentali si può assumere  $t_c = 20 \div 30$  mm,  $c_1 = 0.5 \div 0.7$ ).

Nel calcolo delle tensioni per le verifiche allo SLE, il legame “ $\tau_b - s$ ” si riduce al solo ramo lineare crescente, il cui coefficiente angolare  $K_1$  è fornito dalla (10.8) per  $c_1 = 1$ .

### 10.2.3 Lunghezza ottimale di ancoraggio

L'espressione del valore di progetto della lunghezza ottimale di ancoraggio, adottata nelle presenti Istruzioni, deriva dall'ipotesi di legame “ $\tau_b - s$ ” rigido-softening ( $K_1 \rightarrow \infty$ ), lecita allo SLU dal momento che l'ampiezza del tratto elastico-lineare è del tutto trascurabile rispetto a quella del successivo tratto *softening*:

$$l_{ed} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}} , \quad (10.9)$$

essendo:

- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$  il valore di progetto della massima tensione tangenziale di aderenza;
- $s_u = 0.25$  mm;
- $\gamma_{Rd} = 1.25$  un coefficiente correttivo.

### 10.2.4 Resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure da flessione

Le presenti Istruzioni suggeriscono l'applicazione di un metodo semplificato basato sulla definizione della massima deformazione di progetto del rinforzo di FRP,  $\varepsilon_{fdd}$ , in condizioni di distacco imminente per modalità 2. Tale tensione è valutabile mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}{E_f \cdot t_f}} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0 , \quad (10.10)$$

formalmente analoga a quella proposta per la valutazione della massima tensione, ovvero della massima deformazione, nel rinforzo di FRP in caso di distacco di estremità (modalità 1).

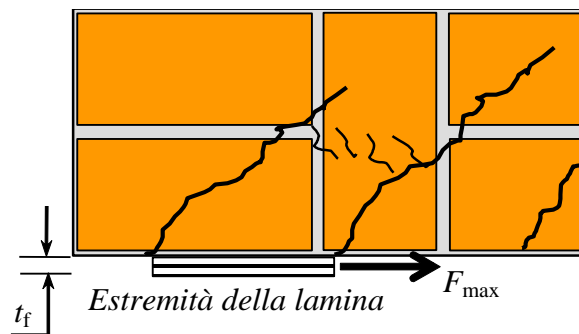
La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente  $k_{G,2}$  nella formula (10.10) è stata anch'essa condotta sulla base di un'analisi statistica di numerosi risultati sperimentali, disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale, relativi a travi e solette di c.a. rinforzate con lamine o tessuti di FRP che hanno raggiunto la rottura per distacco intermedio (modalità 2). La procedura di calibrazione è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (Design assisted by testing), considerando come variabili aleatorie anche le caratteristiche meccaniche dei materiali.

L'analisi statistica dei risultati ha fornito un valore medio di  $k_{G,2}$  pari a 0.32 mm ed un frattile al 5% pari a 0.10 mm, indipendentemente dalla tipologia del rinforzo.

L'introduzione del coefficiente  $k_q$  è giustificata sulla base di risultati di prove sperimentali ed analisi numeriche per distinguere tra la condizione di carico distribuito ( $k_q = 1.25$ ) e quella di carico concentrato ( $k_q = 1$ ), atteso il palese effetto benefico della prima condizione rispetto alla seconda. Il valore  $k_q = 1.25$  rappresenta comunque una scelta cautelativa, dato il ridotto numero di prove sperimentali con carico distribuito attualmente disponibili.

### 10.3 MODELLAZIONE DEL LEGAME DI ADERENZA TRA RINFORZO E MURATURA

Sono di seguito riportati alcuni approfondimenti relativi alla modellazione del legame di aderenza tra rinforzo e muratura, per i quali si fa riferimento alla Figura 10-8. I simboli utilizzati sono quelli introdotti nel § 5.3.



**Figura 10-8** – Schema di rottura per estrazione del mattone di ancoraggio.

#### 10.3.1 Energia specifica di frattura

La massima intensità,  $F_{max}$ , della forza trasmissibile ad un rinforzo di lunghezza infinita è fornita dalla (10.1), che, nel caso di rigidità dell'elemento di muratura molto più elevata di quella del rinforzo, si specializza nella (10.2).

In quest'ultima relazione, l'energia specifica di frattura ha la seguente espressione:

$$\Gamma_F = k_b \cdot k_G \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}, \quad (10.11)$$

dove i simboli adottati hanno il significato specificato nel Capitolo 5.

In particolare:

- $k_b$  è un coefficiente correttivo adimensionale, di tipo geometrico, fornito dalla relazione:

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - b_f/b}{1 + b_f/b}}, \quad (10.12)$$

con  $b$  larghezza dell'elemento rinforzato, da calcolarsi come riportato al §5.3.2;

- $k_G$  è un ulteriore coefficiente correttivo di natura sperimentale, avente le dimensioni di una lunghezza.

Il coefficiente  $k_G$  è stato calibrato sulla base di un'estesa popolazione di risultati sperimentali disponibili nella bibliografia nazionale ed internazionale, nonché di quelli relativi a prove di aderenza composito-muratura messi a disposizione del comitato Rilem MSC 223 e dal Task 8.2 del Progetto ReLUIIS-DPC 2005-2008. La calibrazione dei valori medi e caratteristici del coefficiente  $k_G$  è stata eseguita in accordo con l'approccio suggerito in EN1990 – Annex D (Design assisted by testing), considerando come variabili aleatorie anche le caratteristiche meccaniche dei materiali.

La procedura di calibrazione è stata condotta separatamente per compositi impregnati *in situ* (§ 2.2.3) applicati su murature di laterizio e per quelli installati su murature di pietra naturale.

Le classi di resistenza dei blocchi, i cui risultati delle prove di distacco FRP-muratura sono stati impiegati nella calibrazione, sono:

- per blocchi in laterizio 7.0-42.0 MPa;
- per il tufo 2.7-5.0 MPa;
- per murature di calcarenite o pietra leccese 2.0-24.0 MPa.

La calibrazione ha fornito:

- per murature di laterizio, un valore medio di 0.093 mm ed un frattile al 5% di 0.031 mm.
- per murature di tufo, un valore medio di 0.157 mm ed un frattile al 5% di 0.048 mm;
- per murature di calcarenite o pietra leccese, un valore medio di 0.022 mm ed un frattile al 5% di 0.012 mm.

Utilizzando i valori medi e caratteristici del coefficiente  $k_G$ , la (10.11) restituisce, rispettivamente, il valore medio,  $\Gamma_{Fm}$ , dell'energia specifica di frattura e il valore caratteristico,  $\Gamma_{Fk}$ , di tale energia.

Utilizzando la relazione (10.2), attraverso semplici passaggi, è possibile calcolare il valore di progetto della tensione di distacco del rinforzo,  $f_{fd}$ , mediante la seguente relazione:

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}}, \quad (10.13)$$

avendo posto  $\Gamma_{Fd} = \Gamma_{Fk}/FC$  ed essendo  $\gamma_{f,d}$  il coefficiente parziale indicato nel § 3.4.1.

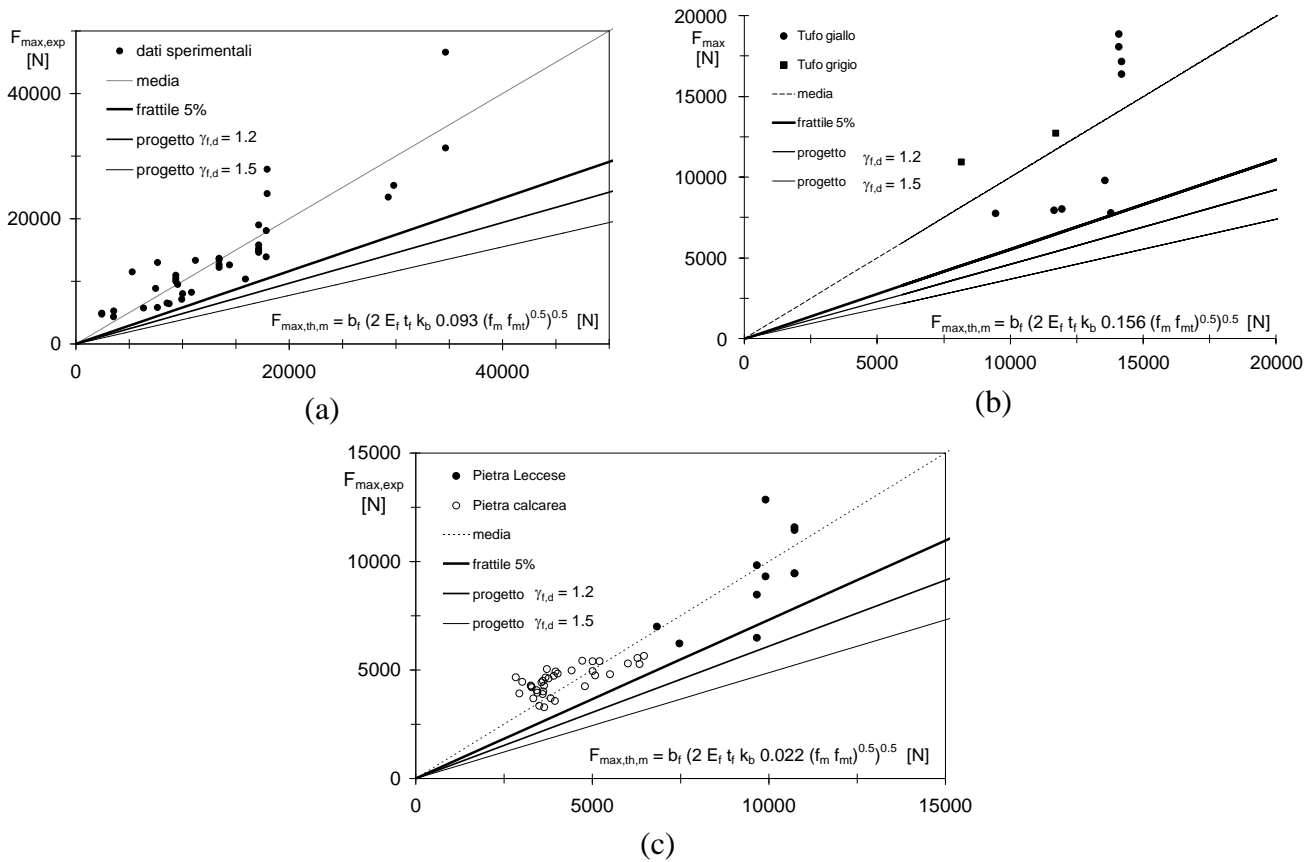
Conseguentemente, il valore di progetto della forza di distacco dal supporto può essere valutato come:

$$F_{max,d} = \frac{b_f}{\gamma_{f,d}} \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}. \quad (10.14)$$

In Figura 10-9 sono riportati i valori sperimentali della forza di distacco desunti dalle prove di aderenza utilizzate per la calibrazione del coefficiente  $k_G$  e distinti per supporti murari di laterizio e di pietra naturale (tufi, calcarenite e pietra leccese).

I dati sperimentali sono confrontati con i valori di progetto della forza di distacco, ottenuti dalla (10.14) assumendo  $FC = 1$  e  $\gamma_{fd} = 1.2$  o  $1.5$ , nonché con i valori medi e con i frattili 5% di tale forza,

determinati dalla medesima relazione (10.14), considerando un valore unitario del coefficiente  $\gamma_{f,d}$  e sostituendo a  $I_{Fd}$ , rispettivamente,  $I_{Fm}$  e  $I_{Fk}$ .



**Figura 10-9** – Calibrazione sperimentale: (a) laterizi; (b) pietre naturali – tufi; (c) pietre naturali – calcarenite e pietra leccese.

In considerazione del limitato numero di prove sperimentali disponibili in letteratura su murature rinforzate con lamine pultruse, i valori di  $k_G$  da attribuire ai compositi preformati possono essere determinati, in via prudentiale, riducendo almeno del 35% quelli sopra indicati per i compositi impregnati *in situ*.

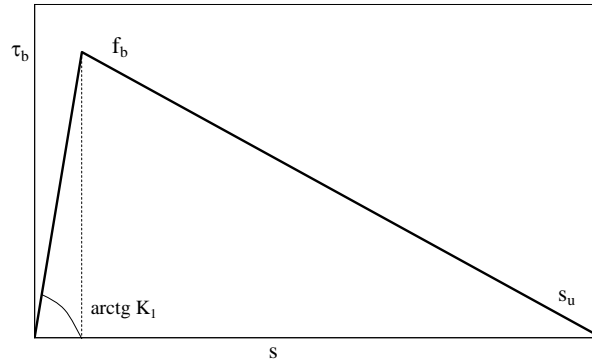
### 10.3.2 Legame di aderenza

Il legame di aderenza tra rinforzo e muratura può essere modellato mediante una relazione tra la tensione tangenziale all’interfaccia ed il competente scorrimento (relazione “ $\tau_b - s$ ”).

Per quanto quanto precisato al § 10.2.2, tale legame, tipicamente non lineare con un ramo discendente, può essere approssimato mediante una legge bilineare (Figura 10-10).

Per definire il primo dei due rami è necessario tenere conto sia della deformabilità dello strato di adesivo (con spessore dell’ordine del millimetro), sia di quella di un opportuno strato superficiale di muratura.

In assenza di risultati sperimentali specifici, i parametri meccanici che definiscono il legame di aderenza bilineare “ $\tau_b - s$ ” possono essere valutati con le modalità appresso descritte.



**Figura 10-10** - Esempio di legame di aderenza “ $\tau_b - s$ ” bilineare.

Per lo scorrimento di interfaccia corrispondente al completo distacco si assume il seguente valore ampiamente condiviso in letteratura:

$$\begin{aligned} s_u &= 0.3 \text{ mm per murature di calcareniti e di pietra leccese;} \\ s_u &= 0.4 \text{ mm per murature di laterizio e di tufo.} \end{aligned} \quad (10.15)$$

A partire dal valore medio dell’energia specifica di frattura,  $\Gamma_{Fm}$  il valore medio della massima tensione tangenziale di aderenza nelle ipotesi di legame di aderenza bilineare è esprimibile come segue:

$$f_b = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fm}}{s_u} \quad (10.16)$$

Infine, il coefficiente angolare del ramo lineare crescente,  $K_1$ , può essere valutato come:

$$K_1 = \frac{c_1}{t_a/G_a + t_m/G_m}, \quad (10.17)$$

essendo rispettivamente  $G_a$  e  $G_m$  i moduli di elasticità tangenziale dell’adesivo e del blocco di muratura,  $t_a$  lo spessore nominale dell’adesivo e  $t_m$  lo spessore dello strato del blocco di muratura che partecipa alla deformabilità dell’interfaccia (in mancanza di dati sperimentali si può assumere  $t_c = 20 \div 30$  mm,  $c_1 = 0.5 \div 0.7$ ).

Nel calcolo delle tensioni per le verifiche allo SLE, il legame “ $\tau_b - s$ ” si riduce al solo ramo lineare crescente, il cui coefficiente angolare  $K_1$  è fornito dalla (10.17) per  $c_1 = 1$ .

### 10.3.3 Lunghezza ottimale di ancoraggio

L’espressione del valore di progetto della lunghezza ottimale di ancoraggio, adottata nelle presenti Istruzioni, deriva dall’ipotesi di legame “ $\tau_b - s$ ” rigido-softening ( $K_1 \rightarrow \infty$ ), lecita allo SLU dal momento che l’ampiezza del tratto elastico-lineare è del tutto trascurabile rispetto a quella del successivo tratto *softening*:

$$l_{cd} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}} \geq 150 \text{ mm} \quad (10.18)$$

essendo:

- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$  il valore di progetto della massima tensione tangenziale di aderenza, con  $\Gamma_{Fd} = \Gamma_{Fk}/FC$ ;
- $s_u = 0.3$  mm per murature di calcareniti e di pietra leccese e  $s_u = 0.40$  mm per murature di laterizio e di tufo;
- $\gamma_{Rd}$  un coefficiente correttivo pari a 1.5 per murature di laterizio e tufi e pari a 1.25 per murature di calcareniti e di pietra leccese.

#### 10.3.4 Resistenza al distacco dal supporto in corrispondenza di fessure da flessione

Le presenti Istruzioni suggeriscono l'applicazione di un metodo semplificato basato sulla definizione della massima deformazione di progetto del rinforzo di FRP,  $\varepsilon_{fdd}$ , in condizioni di distacco incipiente per modalità 2. Tale tensione è valutabile mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = \frac{\alpha \cdot f_{fdd}}{E_f} \quad (1.0 \leq \alpha \leq 1.5). \quad (10.19)$$

Atteso il limitato di risultati sperimentali disponibili in letteratura sul fenomeno del distacco intermedio nel caso di tessiture murarie e la similitudine dei meccanismi di collasso per supporti in muratura e in calcestruzzo, l'estremo superiore dell'intervallo di variabilità del coefficiente  $\alpha$  è stato estrapolato dalle esperienze del calcestruzzo.

## 11 APPENDICE E (RINFORZO A PRESSOFLESSIONE DI ELEMENTI DI C.A.)

### 11.1 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A FLESSIONE DELL'ELEMENTO RINFORZATO CON FRP IN PRESENZA DI FORZA ASSIALE (PRESSOFLESSIONE)

Nelle sezioni soggette a pressoflessione, il progetto allo SLU richiede il dimensionamento del rinforzo di FRP al fine di garantire il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}(N_{Sd}), \quad (11.1)$$

dove  $M_{Sd}$  è il momento sollecitante di progetto e  $M_{Rd}$  è il momento resistente di progetto della sezione rinforzata in presenza dello sforzo assiale sollecitante di calcolo,  $N_{Sd}$ .

Una possibile procedura di progetto è appresso descritta.

Si valutano, preliminarmente, la percentuale meccanica relativa all'armatura tesa,  $\mu_s$ , e quella relativa al composito teso,  $\mu_f$ , fornite, nell'ordine, dalle relazioni seguenti:

$$\mu_s = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d}, \quad (11.2)$$

$$\mu_f = \frac{b_f \cdot t_f \cdot f_{fd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d}. \quad (11.3)$$

In esse  $A_{s1}$  e  $f_{yd}$  sono, rispettivamente, l'area e la resistenza di progetto allo snervamento delle armature metalliche in trazione;  $f_{ccd}$  è la tensione di progetto del calcestruzzo confinato;  $b$  e  $d$  sono, nell'ordine, la base e l'altezza utile della sezione retta rinforzata;  $b_f$  e  $t_f$  sono, rispettivamente, la larghezza e lo spessore del rinforzo di FRP;  $f_{fd}$  è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo di FRP valutata applicando le indicazioni fornite al § 4.2.2.4(2)P. Le caratteristiche di resistenza di progetto dei materiali esistenti sono da ricavarsi, per situazioni non sismiche, in accordo con le indicazioni di cui al § 3.3.3 e, per situazioni sismiche, da prove condotte *in situ* sui materiali esistenti. In quest'ultimo caso, tali caratteristiche di resistenza, in assenza di un adeguato livello di conoscenza dei dettagli strutturali e delle proprietà dei materiali esistenti, devono essere divise per un fattore di confidenza, cui va attribuito un opportuno valore maggiore dell'unità.

Si introducono, inoltre, le seguenti espressioni adimensionalizzate delle caratteristiche di sollecitazione a base del calcolo:

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d}, \quad (11.4)$$

$$m_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{f_{ccd} \cdot b \cdot d^2}. \quad (11.5)$$

Supponendo note la larghezza del rinforzo e le sue proprietà meccaniche, resta da definire, in sede di progetto, il solo spessore,  $t_f$ .



A partire da un prefissato valore di tentativo di tale spessore e quindi della percentuale meccanica di rinforzo,  $\mu_f$ , si procede iterativamente come di seguito indicato.

Passo 1

Si calcola il valore del parametro  $\eta$  definito come:

$$\eta = n_{sd} + \mu_s \cdot (1-u) + \mu_f. \quad (11.6)$$

Passo 2

Si determinano i seguenti valori limite  $\eta_i$  ( $i = 0, 1, 2, 3$ ), del suddetto parametro per il tramite delle relazioni appresso riportate:

$$\eta_0 = -\mu_s \cdot u, \quad \eta_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{r}{r+1}, \quad \eta_2 = 0.8 \cdot \frac{1.75 \cdot r}{1.75 \cdot r + 1}, \quad \eta_3 = 0.51 + \mu_f \cdot (1-r), \quad (11.7)$$

dove:

- $u$  è il rapporto tra l'area dell'armatura compressa,  $A_{s2}$ , e quella dell'armatura tesa,  $A_{s1}$ ;
- $r = 2/1000 \varepsilon_{fd}$ .

Passo 3

Dalla Tabella 11-1, confrontando il valore del parametro  $\eta$  con i valori limite, di cui al Passo 2, si determinano la modalità di rottura della sezione rinforzata (Figura 4-5, § 4.2.2.3) e si calcola il competente valore del parametro  $m_{(mr)}(\eta)$ .

**Tabella 11-1**

Modalità di rottura	$\eta$	$m_{(mr)}(\eta)$
1a	$\eta_0 \leq \eta \leq \eta_1$	$m_{(1a)}(\eta) = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \eta_0 + \frac{\eta_1 \cdot (1-\eta_1) - \eta_0 \cdot (\eta - \eta_0)}{\eta_1 - \eta_0} \right\}$
1b	$\eta_1 \leq \eta \leq \eta_2$	$m_{(1b)}(\eta) = \frac{1}{2} \cdot \{ \eta_1 \cdot \eta_2 + [1 - (\eta_1 + \eta_2)] \cdot \eta \}$
2	$\eta_2 \leq \eta \leq \eta_3$	$m_{(2)}(\eta) = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \eta_2 \cdot (1-\eta_2) + \frac{(0.75 - \eta_3) - \eta_2 \cdot (1-\eta_2)}{\eta_3 - \eta_2} \cdot (\eta - \eta_2) \right\}$

Passo 4

Si valuta il momento resistente adimensionalizzato della sezione rinforzata,  $m_{Rd}(n_{sd})$ , in accordo con la seguente relazione:

$$m_{Rd}(n_{sd}) = m_{(mr)}(\eta) + \frac{1}{2} \cdot [\mu_s \cdot (1+u) + \mu_f]. \quad (11.8)$$

Passo 5

Si verifica il rispetto della disuguaglianza:

$$m_{Rd}(n_{Sd}) \geq m_{Sd} \cdot \quad (11.9)$$

Qualora essa non fosse soddisfatta, si incrementa lo spessore del rinforzo di FRP,  $t_f$ , e quindi la sua percentuale meccanica,  $\mu_f$ , reiterando la procedura a partire dal Passo 1.

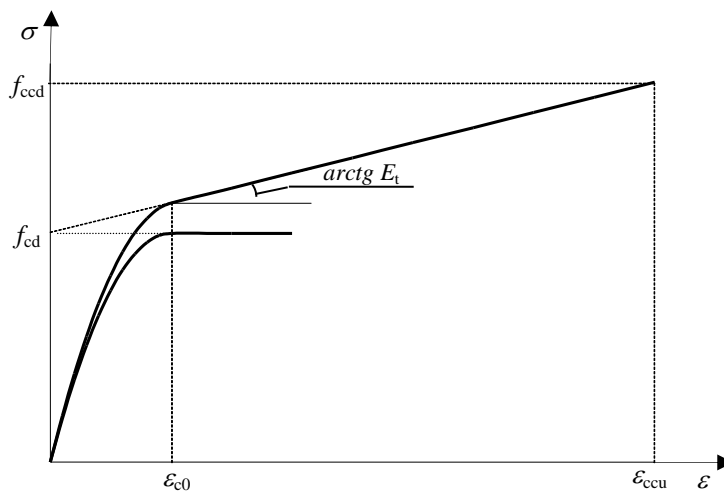
Al contrario, se lo spessore del rinforzo a flessione dovesse risultare troppo elevato, è possibile contenerne il valore agendo sulla resistenza a flessione. Quest'ultima può essere infatti migliorata incrementando la resistenza a compressione del calcestruzzo mediante confinamento.

## 12 APPENDICE F (LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO)

### 12.1 LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO

La modellazione del comportamento meccanico di elementi di conglomerato cementizio armato confinati con FRP richiede la preliminare definizione di un opportuno legame costitutivo  $\sigma(\varepsilon)$ , relativo al comportamento meccanico a compressione monoassiale ( $\sigma$  tensione di compressione assiale positiva,  $\varepsilon$  concomitante contrazione assunta anch'essa positiva).

A tal proposito, in alternativa al modello parabola-rettangolo proposto nel § 4.5.3, è possibile adottare un legame non lineare del tipo rappresentato in Figura 12-1, costituito da un primo tratto parabolico e da un secondo lineare crescente. Nel punto di passaggio dal tratto parabolico a quello lineare si ipotizza la continuità della derivata prima della funzione  $\sigma(\varepsilon)$ .



**Figura 12-1** – Modello tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con FRP.

In termini analitici il legame proposto può essere espresso come segue:

$$- \quad (\text{tratto parabolico}) \quad \frac{f_c}{f_{cd}} = a \cdot \bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^2 \quad \text{per } 0 \leq \bar{\varepsilon} \leq 1, \quad (12.1)$$

$$- \quad (\text{tratto lineare}) \quad \frac{f_c}{f_{cd}} = 1 + b \cdot \bar{\varepsilon} \quad \text{per } 1 \leq \bar{\varepsilon} \leq \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}}. \quad (12.2)$$

Nelle (12.1) e (12.2) i simboli introdotti hanno il significato appresso specificato:

- $\bar{\varepsilon}$  è il coefficiente adimensionale:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}; \quad (12.3)$$

- $f_{cd}$  ed  $\varepsilon_{c0}$  sono, rispettivamente, la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato e la competente deformazione (generalmente assunta pari a 0.002);

- $\varepsilon_{ccu}$  è la deformazione ultima di progetto del calcestruzzo confinato, competente alla resistenza di progetto  $f_{ccd}$  (Capitolo 4);
- i coefficienti  $a$  e  $b$  sono:

$$a = 1 + \gamma, \quad b = \gamma - 1, \quad (12.4)$$

ed inoltre (vedere Figura 12-1):

$$\gamma = \frac{f_{cd} + E_t \cdot \varepsilon_{c0}}{f_{cd}}, \quad (12.5)$$

$$E_t = \frac{f_{ccd} - f_{cd}}{\varepsilon_{ccu}}. \quad (12.6)$$

## 13 APPENDICE G (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE DI C.A.)

Nella presente Appendice si analizzano alcuni esempi numerici relativi ad interventi di rinforzo con FRP eseguiti su elementi di un edificio di c.a. per civile abitazione, sito in una zona non sismica.

Si ipotizza che gli interventi siano resi necessari da un cambio di destinazione d'uso dell'edificio che comporti un incremento dei carichi utili.

Il progetto dell'intervento è limitato allo SLU. Non sono invece trattate le verifiche allo SLE, dal momento che esse non presentano caratteri di particolare interesse e novità rispetto alle analoghe ed usuali verifiche su strutture di c.a.

### 13.1 DATI GEOMETRICI, MECCANICI E DI CARICO DELLA STRUTTURA

La struttura dell'edificio è schematicamente rappresentata in Figura 13-1.

Essa è costituita da:

- travi principali con sezione trasversale rettangolare 30 cm x 50 cm (copriferro  $d_1=d_2=3$  cm);
- travi secondarie, parallele all'orditura dei solai, con sezione trasversale rettangolare 30 cm x 40 cm (copriferro  $d_1=d_2=3$  cm);
- pilastri con sezione trasversale rettangolare 20 cm x 30 cm (copriferro  $d_1=d_2=3$  cm).

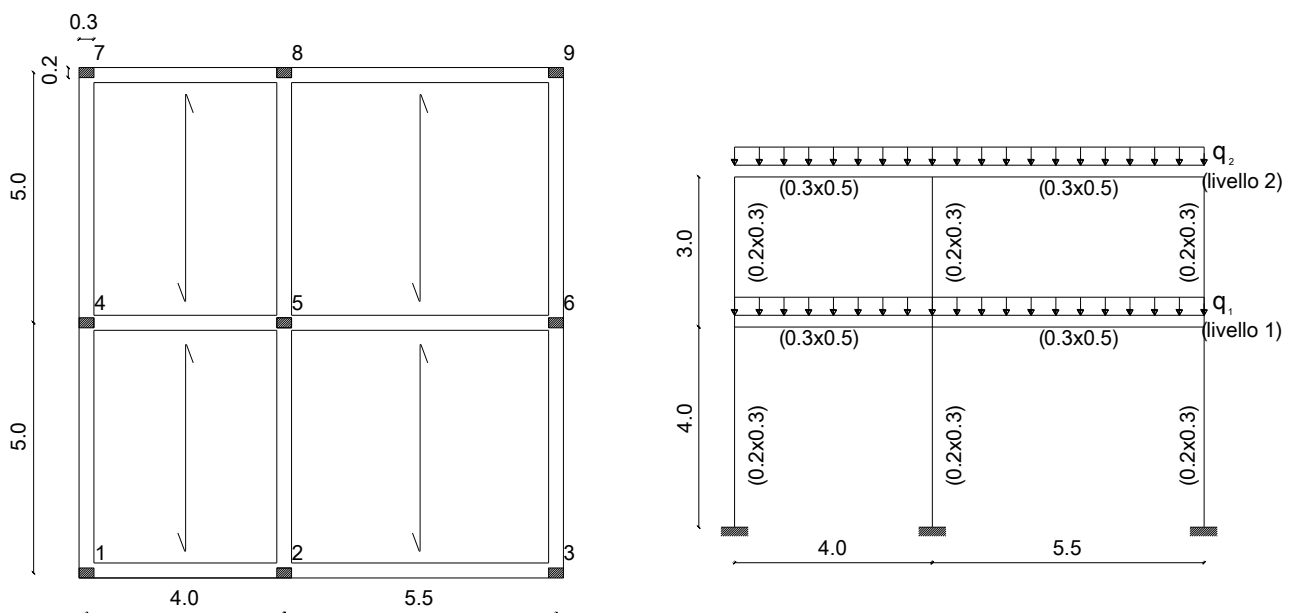


Figura 13-1 – Geometria della struttura di c.a. (dimensioni in m).

Le caratteristiche dei materiali sono:

- calcestruzzo:  $R_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ;
- acciaio: FeB38k.

La struttura è sollecitata dai seguenti carichi unitari:

- carico variabile al livello 1:  $a_1 = 2.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- carico variabile al livello 2:  $a_2 = 0.50 \text{ kN/m}^2$ ;

- carico da neve (zona III, altitudine  $a_s < 200$  m):  $b = 0.75$  kN/m<sup>2</sup>;
- carico permanente trasmesso dal solaio ad ogni livello:  $g = 6.00$  kN/m<sup>2</sup>.

Si passa a valutare i carichi complessivi, comprensivi del peso proprio, che allo SLU agiscono sulle travi del telaio centrale:

- livello 1:  $q_1 = 62.25$  kN/m;
- livello 2:  $q_2 = 55.00$  kN/m.

La distinta delle armature presenti nelle travi principali del primo e del secondo livello, nonché quella delle armature presenti nei pilastri, è riportata in Figura 13-2.

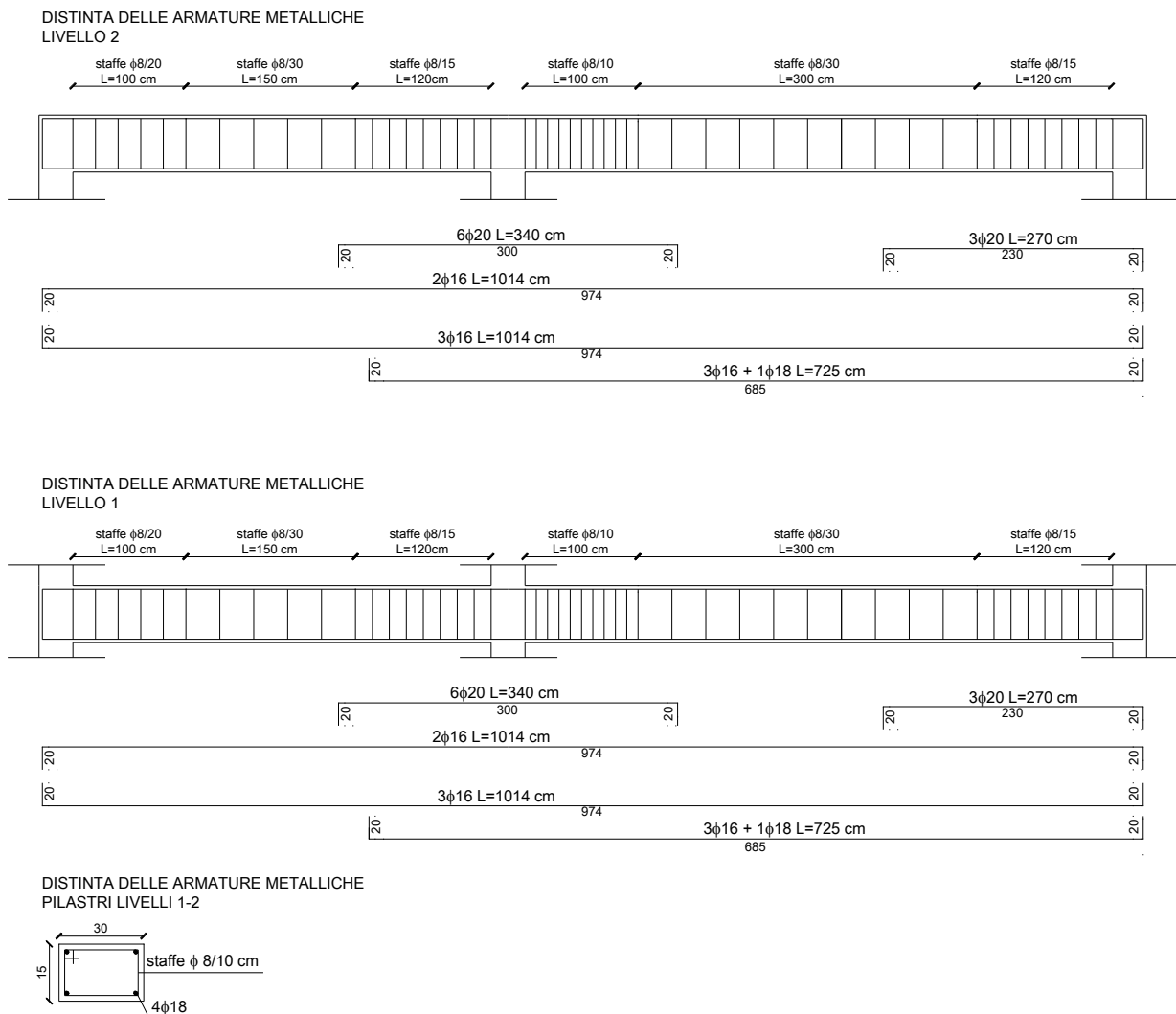


Figura 13-2 – Distinta delle armature degli elementi strutturali.

### 13.2 IPOTESI DI VARIAZIONE DI DESTINAZIONE D'USO

Si ipotizza che la struttura in esame debba subire un cambio di destinazione d'uso, da civile abitazione a biblioteca, e che inoltre la copertura debba essere praticabile.

I competenti carichi utili unitari sono di seguito riportati:

- livello 1:  $a_1 = 6.00$  kN/m<sup>2</sup>;

- livello 2:  $a_2 = 4.00 \text{ kN/m}^2$ .

Conseguentemente, i carichi complessivi, comprensivi del peso proprio, che allo SLU agiscono sulle travi del telaio centrale, risultano essere:

- livello 1:  $q_1 = 92.25 \text{ kN/m}$ ;
- livello 2:  $q_2 = 81.20 \text{ kN/m}$ .

### 13.3 PROGETTO DEL RINFORZO A FLESSIONE

Si individuano i valori delle quantità che intervengono nel progetto del rinforzo:

- calcestruzzo ( $f_{cm} = 20.00 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_c=1$ ,  $FC=1.35$ ,  $f_{cd}=14.81 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ck}=12.00 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ctm} = 1.57 \text{ N/mm}^2$ );
- acciaio ( $f_{ym} = 380.00 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_s = 1$ ,  $FC = 1.35$ ,  $f_{yd} = 281.48 \text{ N/mm}^2$ ).

Essi consentono di determinare il valore del momento resistente di progetto,  $M_{Rd}$ , di ciascuna membratura. Quest'ultimo va confrontato con quello del momento flettente sollecitante,  $M_{Sd}$ , verificando il soddisfacimento della disuguaglianza:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (13.1)$$

La disuguaglianza (13.1) non risulta verificata in corrispondenza della mezzeria della trave principale, di luce pari a 5.5 m, del livello 1 (Tabella 13-1).

**Tabella 13-1**

Livello	Luce della campata [m]	Sezione	$M_{Sd}$ [kN m]	$A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Rd}$ [kN m]	Verifica soddisfatta
1	4.0	appoggio di sinistra	-49	4.02	6.03	-51.7	SI
	4.0	mezzeria	69	6.03	4.02	76.6	SI
	4.0	appoggio di destra	-195	22.90	14.60	-284.3	SI
	5.5	appoggio di sinistra	-242	22.90	14.00	-283.9	SI
	5.5	mezzeria	182	14.60	4.02	179.5	NO
	5.5	appoggio di destra	-99	13.40	14.60	-167.9	SI
2	4.0	appoggio di sinistra	-35	4.02	6.03	-51.7	SI
	4.0	mezzeria	65	6.03	4.02	76.6	SI
	4.0	appoggio di destra	-175	22.90	14.60	-284.3	SI
	5.5	appoggio di sinistra	-207	22.90	14.00	-283.9	SI
	5.5	mezzeria	173	14.60	4.02	179.5	SI
	5.5	appoggio di destra	-67	13.40	14.60	-167.9	SI

Si conviene di intervenire realizzando un rinforzo con strati sovrapposti di CFRP. I singoli strati sono ottenuti con la tecnica *wet-lay up* incollando un tessuto unidirezionale avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore dello strato (equivalente):  $t_{f,1} = 0.167 \text{ mm}$ ;
- larghezza dello strato:  $b_f = 240.0 \text{ mm}$ ;
- modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre (asse della trave):  $E_f = 270000 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza caratteristica:  $f_{fk} = 2700 \text{ N/mm}^2$ .

Assumendo che i coefficienti parziali  $\gamma_f$  e  $\gamma_{f,d}$  valgano, rispettivamente, 1.10 e 1.20 (§ 3.4.1).

Il fattore di conversione ambientale,  $\eta_a$ , viene assunto pari a 0.85 (Tabella 3-2, § 3.5.1).

Si passa a determinare il numero degli strati di tessuto di CFRP,  $n_f$ , necessari a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (13.1).

A partire da un prefissato valore di tentativo di  $n_f$ , si procede iterativamente. In particolare, nella presente applicazione si assume  $n_f=1$ .

Si valuta innanzitutto la deformazione massima di progetto sopportabile dal composito,  $\varepsilon_{fd}$ , con l'ausilio della (4.14):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} = \varepsilon_{fdd} = 0.0045, \quad (13.2)$$

essendo:

$$\varepsilon_{fk} = \frac{f_{fk}}{E_f} = 0.01, \quad (13.3)$$

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0 = 0.0045 \geq 0.0014 - 0.0007 = 0.0007. \quad (13.4)$$

Per quanto riguarda la resistenza del composito nei confronti della modalità 2 di distacco dal supporto,  $f_{fdd,2}$ , assumendo  $k_G$  pari a 0.037 mm,  $k_{G,2}$  pari a 0.10 mm e  $k_q = 1.25$ , è risultato:

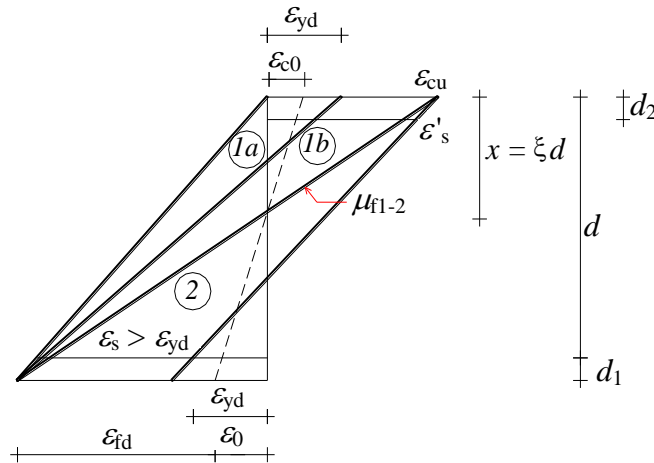
$$k_b = \sqrt{\frac{2-b_f/b}{1+b_f/b}} \geq 1, \quad (13.5)$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} = 0.154 \text{ N/mm}, \quad (13.6)$$

$$f_{fdd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}} = 1207.3 \text{ N/mm}^2. \quad (13.7)$$

Si ricorda che il meccanismo di collasso a flessione può essere di due tipi, a seconda che si raggiunga la massima deformazione a trazione,  $\varepsilon_{fd}$ , nel rinforzo di FRP (zona 1) o la massima deformazione a compressione,  $\varepsilon_{cu}$ , nel calcestruzzo (zona 2) (Figura 13-3).





**Figura 13-3** – Campi di rottura di una sezione rettangolare di c.a. inflessa.

Al fine di individuare la modalità di rottura che compete al caso in esame, si valuta la percentuale meccanica del rinforzo di FRP,  $\mu_f$ , definita nel modo seguente:

$$\mu_f = \frac{b_f \cdot (n_f \cdot t_{f,1}) \cdot f_{idd,2}}{\overline{f_{cd}} \cdot b \cdot d}, \quad (13.8)$$

dove  $\overline{f_{cd}} = 0.85 \cdot f_{cd}$ , per tenere conto dell'effetto dei carichi di lunga durata.

Essa va confrontata con la percentuale meccanica limite,  $\mu_{f1-2}$ , corrispondente al contemporaneo raggiungimento della  $\epsilon_{fd}$  e della  $\epsilon_{cu}$ :

$$\mu_{f1-2} = \frac{0.8 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{h}{d}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_0} - \mu_s \cdot (1 - u). \quad (13.9)$$

dove:

- $\mu_s$  è la percentuale meccanica di armatura tesa, definita come:

$$\mu_s = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{\overline{f_{cd}} \cdot b \cdot d}; \quad (13.10)$$

- $u$  rappresenta il rapporto tra l'area dell'armatura compressa,  $A_{s2}$ , e quella dell'armatura tesa,  $A_{s1}$ ;
- $\epsilon_0$  è la deformazione iniziale del calcestruzzo al lembo teso, valutata come:

$$\epsilon_0 = \frac{M_{gk}}{0.9 \cdot d \cdot E_s \cdot A_{s2}}; \quad (13.11)$$

- $M_{gk}$  è il momento prodotto dai carichi permanenti allo SLE.

Nel caso in cui risulti  $\mu_f \leq \mu_{f1-2}$ , la rottura avviene nel campo 1; viceversa, se  $\mu_f > \mu_{f1-2}$ , la rottura avviene nel campo 2.

Nota la modalità di rottura, dall'equazione (4.15) si individua la posizione  $x$  dell'asse neutro. Il competente valore del momento resistente,  $M_{Rd}$ , può essere determinato a partire dall'equazione (4.16), assumendo il coefficiente parziale  $\gamma_{Rd}$  per il modello di resistenza a flessione pari a 1.00 (Tabella 3-1, § 3.4.2).

Nel caso in esame il momento resistente,  $M_{Rd}$ , risulta maggiore di quello sollecitante,  $M_{Sd}$ , già al primo tentativo, per un unico strato di tessuto di CFRP (Tabella 13-2), così come ipotizzato.

**Tabella 13-2**

Livello	Luce della campata [m]	Sezione	$M_{Sd}$ [kN m]	$n_f$	$\varepsilon_{fd}$	$\mu_{f,1}$	$\mu_{f,1-2}$	Campo	$x$ [m]	$M_{Rd}$ [kN m]	$l_e$ [m]
1	5.5	mezzeria	182	1	0.0045	0.027	0.18	1	0.11	214	0.12

Nel caso in cui la condizione (13.1) non fosse risultata soddisfatta, si sarebbe dovuto incrementare progressivamente il numero di strati di CFRP,  $n_f$ , reiterando la procedura di progetto.

Si rammenta che il placcaggio con CFRP va realizzato in tutta la zona di trave in cui la disuguaglianza (13.1) non è soddisfatta, avendo cura di garantire agli estremi di essa un'opportuna lunghezza di ancoraggio, in accordo con quanto prescritto al § 4.2.2.5.

Per completezza, nella Tabella 13-2 è stato esplicitamente riportato il valore della lunghezza ottimale di ancoraggio,  $l_{ed}$ , valutabile a partire dall'equazione (4.1), che può essere riscritta nella forma seguente nella quale interviene esplicitamente il numero di strati di FRP,  $n_f$ :

$$l_{ed} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot n_f \cdot t_{f,1} \cdot \Gamma_{Fd}}{2}} = 120 \text{ mm}, \quad (13.12)$$

in cui:

- $\gamma_{Rd} = 1.25$ ;
- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u} = 1.23 \text{ MPa}$ , essendo  $s_u = 0.25 \text{ mm}$ .

La verifica a distacco dal supporto di modalità 1, assumendo  $M_{Sd} = 179.5 \text{ kNm}$ , è soddisfatta poiché la tensione normale  $\sigma_f$ , attinta nello strato di CFRP e pari a 411 MPa, risulta minore di  $f_{idd}$  pari a:

$$f_{idd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} = 587.0 \text{ MPa}. \quad (13.13)$$

### 13.4 PROGETTO DEL RINFORZO A TAGLIO

Si conduce la verifica a taglio degli elementi costituenti la struttura, in accordo con la Normativa vigente.

È richiesto che in corrispondenza della generica sezione retta sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}. \quad (13.14)$$

Nella (13.14)  $V_{Sd}$  è il taglio sollecitante di progetto e  $V_{Rd}$  quello resistente fornito dalla relazione:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}, V_{Rd,c} \}, \quad (13.15)$$

essendo  $V_{Rd,s}$  la capacità a taglio-trazione dell'armatura trasversale di e  $V_{Rd,c}$  è la capacità a taglio-compressione del calcestruzzo. Nel caso in esame sono presenti solo staffe ( $\alpha = 90^\circ$ ). In accordo con la Normativa vigente le suddette quantità, assumendo una inclinazione  $\theta$  per i puntoni di calcestruzzo pari a  $45^\circ$ , sono esprimibili come:

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta), \quad (13.16)$$

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha. \quad (13.17)$$

Com'è ben noto, nelle (13.16) e (13.17) si deve attribuire ai simboli introdotti il seguente significato:

- $A_{sw}$ ,  $s$  sono, rispettivamente, l'area e il passo delle staffe.
- $f_{cd}$  e  $f_{ywd}$  sono, rispettivamente, la resistenza di progetto del calcestruzzo pari a 9.88 MPa e dell'acciaio delle staffe pari a 244.77 MPa, valutate per meccanismi fragili, cioè assumendo, rispettivamente,  $\gamma_c=1.5$  e  $\gamma_s=1.15$ .

La verifica, condotta sulle membrature della struttura esaminata, evidenzia la necessità di rinforzare a taglio tutte le travi principali (Tabella 13-3).

**Tabella 13-3**

Livello	Luce della campata [m]	Sezione	$V_{Sd}$ [kN]	$A_{sw}$ [cm <sup>2</sup> ]	$s$ [cm]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	Verifica soddisfatta
1	4.0	appoggio di sinistra	148	1.00	20	51.8	313.3	51.8	NO
	4.0	appoggio di destra	221	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO
	5.5	appoggio di sinistra	280	1.00	10	103.5	313.3	103.5	NO
	5.5	appoggio di destra	228	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO
2	4.0	appoggio di sinistra	127	1.00	20	51.8	313.3	51.8	NO
	4.0	appoggio di destra	198	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO
	5.5	appoggio di sinistra	248	1.00	10	103.5	313.3	103.5	NO
	5.5	appoggio di destra	197	1.00	15	69.0	313.3	69.0	NO

Si ipotizza di realizzare un rinforzo a taglio del tipo ad U sovrapponendo strati di tessuto unidirezionale di CFRP dalle seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore del singolo strato (equivalente):  $t_{f,1} = 0.167$  mm;
- larghezza del singolo strato:  $b_f = 150.0$  mm;
- modulo di elasticità normale:  $E_f = 270000$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica:  $f_{fk} = 2700$  N/mm<sup>2</sup>.

Si assume, come per il rinforzo a flessione, che i competenti coefficienti parziali  $\gamma_f$  e  $\gamma_{f,d}$  valgano, rispettivamente, 1.10 e 1.20 (§ 3.4.1).

Si ipotizza un angolo di inclinazione delle fibre del rinforzo a taglio rispetto all'asse dell'elemento, sia per il primo che per il secondo livello, pari a  $\beta = 45^\circ$ .

La resistenza di calcolo a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la (4.18), di seguito riportata per completezza:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \}. \quad (13.18)$$

Nella (13.18) i simboli presenti hanno il significato e/o il valore appresso riportato:

- $V_{Rd,s}$  è il contributo dell'armatura trasversale di acciaio ( $\alpha = 90^\circ$ );
- $V_{Rd,c}$  è la capacità a taglio-compressione del calcestruzzo assumendo come inclinazione delle armature resistenti a trazione nel traliccio di Mörsch quella delle fibre FRP ( $\alpha = \beta = 45^\circ$ );
- $V_{Rd,f}$  è il contributo del rinforzo di CFRP, con disposizione ad U, da valutarsi in accordo con la (4.19), di seguito riproposta:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}, \quad (13.19)$$

essendo  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.2 (Tabella 3-1, § 3.4.2) e  $\theta$  pari a  $45^\circ$ ;

Per una disposizione ad U, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo,  $f_{fed}$ , presente nella (13.19), è da valutarsi con l'ausilio della (4.21), qui richiamata:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{ed} \cdot \sin \beta}{\min \{ 0.9 \cdot d, h_w \}} \right]. \quad (13.20)$$

In essa, come si ricorderà:

- $h_w$  è l'altezza dell'anima della trave;
- $l_{ed}$  è la lunghezza efficace di ancoraggio, fornita dalla (13.12);
- $f_{fdd}$  è la resistenza al distacco in modalità 1 del rinforzo, da valutarsi in accordo con la (13.13).

Avendo fissato la larghezza delle strisce,  $b_f$ , pari a 150 mm, restano da determinare l'interasse tra le strisce,  $p_f$ , ed il numero di strati necessario,  $n_f$ . A tal fine è possibile ricorrere ad un semplice procedimento iterativo, da arrestarsi una volta soddisfatta la disuguaglianza (13.14).

In particolare, per le travi del livello 1, si ipotizzano valori del passo,  $p_f$ , e del numero di strati di tessuto,  $n_f$ , pari a quelli riportati in Tabella 13-4. La verifica a taglio risulta per esse soddisfatta (Tabella 13-4, Tabella 13-5). Inoltre si rammenta che nel caso di sistemi di rinforzo discontinui il fattore geometrico  $k_b$  è valutato ponendo  $b = p_f$ , mentre per sistemi di rinforzo continui o in adiacenza  $b = b_f$ .

**Tabella 13-4**

Luce della campata [m]	Sezione	$n_f$	$p_f$ [mm]	$k_b$	$\Gamma_{Fk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{idd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_{ed}$ [mm]	$f_{fed}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{Rd,f}$ [kN]
4.0	appoggio di sinistra	1	150	1.0	0.154	587	120	548	129
4.0	appoggio di destra	2	150	1.0	0.154	415	170	376	177
5.5	appoggio di sinistra	3	150	1.0	0.154	339	208	300	212
5.5	appoggio di destra	2	150	1.0	0.154	415	170	376	177

**Tabella 13-5**

Luce della campata [m]	Sezione	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
4.0	appoggio di sinistra	627	52	129	148	181
4.0	appoggio di destra	627	69	177	221	246
5.5	appoggio di sinistra	627	104	212	280	316
5.5	appoggio di destra	627	69	177	228	246

Per le travi del livello 2, se si assumono gli stessi valori di primo tentativo del passo,  $p_f$ , e del numero di strati di tessuto,  $n_f$ , la verifica a taglio non risulta soddisfatta.

Risulta invece soddisfatta se ai due suddetti parametri si attribuiscono i valori indicati in Tabella 13-6, in corrispondenza dei quali i diversi contributi resistenti a taglio sono quelli consegnati nella successiva Tabella 13-7.

**Tabella 13-6**

Luce della campata [m]	Sezione	$n_f$	$p_f$ [mm]	$\Gamma_{Fk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{idd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_{ed}$ [mm]	$f_{fed}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{Rd,f}$ [kN]
4.0	appoggio di sinistra	1	200	0.154	587	120	548	97
4.0	appoggio di destra	2	200	0.154	415	170	376	133
5.5	appoggio di sinistra	2	150	0.154	415	170	376	177
5.5	appoggio di destra	2	150	0.154	415	170	376	177

**Tabella 13-7**

Luce della campata [m]	Sezione	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,f}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
4.0	appoggio di sinistra	627	52	97	127	149
4.0	appoggio di destra	627	69	133	198	202
5.5	appoggio di sinistra	627	104	177	248	281
5.5	appoggio di destra	627	69	177	197	246

### 13.5 PROGETTO DEL RINFORZO DEI PILASTRI

Si esegue la verifica a pressoflessione dei pilastri della struttura esaminata, in accordo con la Normativa vigente.

**Tabella 13-8**

Livello	Pilastro	Sezione	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kN m]	Eccentricità [cm]	Semidiametro del nocciolo centrale d'inerzia [cm]
1	laterale di sinistra	di base	-290	-10	3.4	6.5
	laterale di sinistra	di sommità	-282	16	-5.7	6.5
	centrale	di base	-962	-9	0.9	6.5
	centrale	di sommità	-954	15	-1.6	6.5
	laterale di destra	di base	-441	16	-3.6	6.5
	laterale di destra	di sommità	-432	-34	7.9	6.5
2	laterale di sinistra	di base	-134	-34	25.4	6.5
	laterale di sinistra	di sommità	-128	35	-27.3	6.5
	centrale	di base	-453	-32	7.1	6.5
	centrale	di sommità	-447	33	-7.4	6.5
	laterale di destra	di base	-204	66	-32.4	6.5
	laterale di destra	di sommità	-198	-67	-33.8	6.5

A partire dai valori di progetto dello sforzo normale e del momento flettente si distingue il caso di pressoflessione con piccola eccentricità (centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione omogeneizzata) da quello di pressoflessione con grande eccentricità.

Per i pilastri soggetti a pressoflessione con piccola eccentricità si deve verificare la disequaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (13.21)$$

Per i pilastri pressoinflessi con grande eccentricità, a partire dalle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le membrature, si costruisce il dominio di rottura  $N$ - $M$  della sezione retta, verificando che allo sforzo normale sollecitante di progetto,  $N_{Sd}$ , e al momento flettente sollecitante di progetto,  $M_{Sd}$ , corrisponda un punto interno al suddetto dominio (Tabella 13-8).

**Tabella 13-9**

Livello	Pilastro	Sezione	$N_{Sd}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$N_{Rd} > N_{Sd}$
1	laterale di sinistra	di base	-290	-953	SI
	laterale di sinistra	di sommità	-282	-953	SI
	centrale	di base	-962	-953	NO
	centrale	di sommità	-954	-953	NO
	laterale di destra	di base	-441	-953	SI

**Tabella 13-10**

Livello	Pilastro	Sezione	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kN m]	Verifica soddisfatta
1	laterale di destra	di sommità	-432	-34	SI
	laterale di sinistra	di base	-134	-34	SI
	laterale di sinistra	di sommità	-128	35	SI
2	centrale	di base	-453	-32	SI
	centrale	di sommità	-447	33	SI
	laterale di destra	di base	-204	66	NO
	laterale di destra	di sommità	-198	-67	NO

Non risultano soddisfatte le verifiche in corrispondenza del pilastro centrale al livello 1 (Tabella 13-9) e quello laterale di destra al livello 2 (Tabella 13-10).

### 13.5.1 Confinamento di pilastri pressoinflessi con piccola eccentricità

Per il pilastro centrale, al fine di incrementarne la resistenza ultima di calcolo, si decide di eseguire un intervento di confinamento mediante FRP garantendo il soddisfacimento della disuguaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rcc,d}. \quad (13.22)$$

Si ipotizza di realizzare il rinforzo sovrapponendo degli strati di tessuto unidirezionale di CFRP in modo da costituire una fasciatura esterna continua avente le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore del singolo strato (equivalente):  $t_{f,1} = 0.167$  mm;
- modulo di elasticità normale:  $E_f = 270000$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica:  $f_{fk} = 2700$  N/mm<sup>2</sup>.

I competenti coefficienti parziali  $\gamma_f$  e  $\gamma_{f,d}$  sono assunti pari, rispettivamente, a 1.10 e 1.20 (§ 3.4.1). Al fattore di conversione ambientale,  $\eta_a$ , viene attribuito un valore pari a 0.85 (Tabella 3-2, § 3.5.1). Si determina iterativamente il numero di strati di tessuto di CFRP,  $n_f$ , necessari a garantire il soddisfacimento della disuguaglianza (13.22) a partire da un fissato valore di tentativo di  $n_f$ . La resistenza ultima di calcolo,  $N_{Rcc,d}$ , si determina con l'ausilio della (4.30):

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}. \quad (13.23)$$

Nella (13.23):

- $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente parziale per il modello di resistenza pari a 1.10 (§ 3.4.2).
- $A_c$  è l'area della sezione trasversale dell'elemento;
- $f_{ccd}$  è la resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato;
- $A_s$  è l'area dell'armatura metallica eventualmente presente;
- $f_{yd}$  è la resistenza di calcolo dell'armatura metallica, valutata come previsto nella Normativa vigente.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato,  $f_{ccd}$ , può essere valutata in accordo con la (4.31):

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left( \frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}, \quad (13.24)$$

essendo  $f_{cd}$  la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nella Normativa vigente e  $f_{1,eff}$  la pressione efficace di confinamento, funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento. Quest'ultima è fornita dalla (4.32):

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_{eff} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \right). \quad (13.25)$$

I simboli introdotti hanno il significato di seguito specificato:

- $k_{\text{eff}} (\leq 1)$  è il coefficiente di efficienza definito dalla (4.34)

$$k_{\text{eff}} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha ; \quad (13.26)$$

- $\rho_f$  è la percentuale geometrica di rinforzo, che per la sezione rettangolare confinata con una fasciatura continua assume il valore

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b+h)}{b \cdot h}, \quad (13.27)$$

essendo  $b$  e  $h$  le dimensioni della sezione trasversale del pilastro;

- $E_f$  è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre;
- $\varepsilon_{\text{fd,rid}}$  è un'opportuna deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, definita dalla (4.37):

$$\varepsilon_{\text{fd,rid}} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{\text{fk}} / \gamma_f ; 0.004\} = 0.004. \quad (13.28)$$

Si ricorda che il coefficiente di efficienza verticale,  $k_V$ , nel caso di fasciatura continua lungo l'asse longitudinale dell'elemento, assume un valore unitario, così come il coefficiente di efficienza  $k_\alpha$ , se si ipotizza per le fibre una disposizione ortogonale all'asse dell'elemento confinato. Il coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_H$ , per le sezioni rettangolari assume invece la forma (eq. (4.40)):

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_g}, \quad (13.29)$$

essendo  $b'$  e  $h'$  le dimensioni indicate nella Figura 4-13 del § 4.5.2.1.2 ed  $A_g$  l'area della sezione trasversale. Prima dell'applicazione del sistema di CFRP è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli della sezione, garantendo un valore del raggio di curvatura dello spigolo di 20 mm, in accordo con il § 4.8.2.2(2). Quindi, si assume  $b' = 260\text{mm}$  e  $h' = 110\text{mm}$ .

Applicando la procedura sopra descritta al pilastro in oggetto, lo sforzo normale resistente,  $N_{\text{Rcc,d}}$ , risulta maggiore di quello sollecitante,  $N_{\text{Sd}}$ , già al primo tentativo ovvero per un unico strato di tessuto di CFRP (Tabella 13-11).

**Tabella 13-11**

Sezione	$n_f$	$k_H$	$k_{\text{eff}}$	$\rho_f$	$f_{1,\text{eff}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{ccd}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_{\text{Rcc,d}}$ [kN]
di base	1	0.41	0.41	0.0033	0.74	20.03	1106
di sommità	1	0.41	0.41	0.0033	0.74	20.03	1106

### 13.5.2 Rinforzo di pilastri pressoinflessi con grande eccentricità

Nel presente paragrafo si esegue il progetto del rinforzo a pressoflessione del pilastro laterale di destra del livello 2, per il quale non risulta soddisfatta la verifica a pressoflessione sotto le nuove condizioni di carico (Tabella 13-10).



Si ipotizza di realizzare un rinforzo a pressoflessione con uno o più strati di tessuto unidirezionale di CFRP dalle seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

- spessore del singolo strato (equivalente):  $t_{f,1} = 0.167$  mm;
- larghezza del singolo strato:  $b_{f,1} = 160$  mm;
- modulo di elasticità normale:  $E_f = 270000$  N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica:  $f_{fk} = 2700$  N/mm<sup>2</sup>.

Inoltre, si ipotizza di sovrapporre al rinforzo longitudinale un confinamento di CFRP, costituito da uno strato dello stesso tessuto impiegato per il rinforzo a pressoflessione, al fine di scongiurare il fenomeno dello scollamento dal supporto.

Si assume che il coefficiente parziale  $\gamma_f$  valga 1.10.

Al fattore di conversione ambientale,  $\eta_a$ , viene attribuito un valore pari a 0.85 (Tabella 3-2, § 3.5.1). Per effetto del confinamento, la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo assume il valore calcolato nel § 13.5:

$$f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[ 1 + 2.6 \cdot \left( \frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right] = 15.10 \text{ N/mm}^2. \quad (13.30)$$

Si procede iterativamente, secondo la procedura suggerita nell'Appendice E.

Nelle tabelle seguenti (Tabella 13-12 e Tabella 13-13) si riportano sinteticamente i valori numerici delle quantità calcolate. La verifica risulta soddisfatta prevedendo l'applicazione di 2 strati di CFRP.

**Tabella 13-12**

Sezione	$n_{Sd}$	$m_{Sd}$	$\mu_s$	$u$	$n_f$	$\mu_f$
di base	0.251	0.301	0.18	1	2	0.13
di sommità	0.244	0.306	0.18	1	2	0.13

**Tabella 13-13**

Sezione	$\eta_0$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta$	Modalità di rottura	$m_{(2)}(\eta)$	$m_{Rd}(n_{Sd})$	$m_{Rd} > m_{Sd}$
di base	-0.177	0.137	0.249	0.606	0.380	2	0.0857	0.3267	SI
di sommità	-0.177	0.137	0.249	0.606	0.373	2	0.0861	0.3272	SI

## 14 APPENDICE H (ESEMPI DI PROGETTAZIONE DI RINFORZI FRP SU STRUTTURE MURARIE)

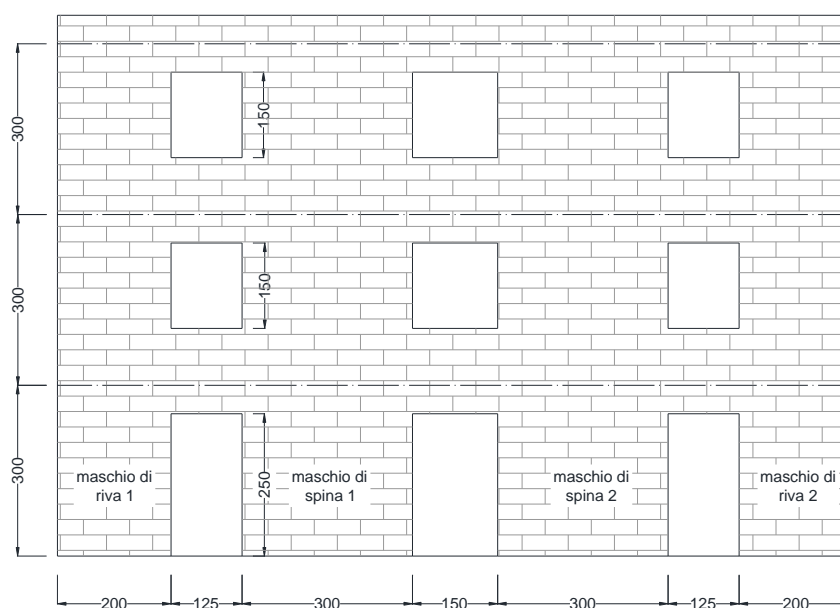
Nella presente Appendice sono riportati i calcoli relativi alla verifica e al dimensionamento del sistema di rinforzo FRP dei maschi murari di una parete perimetrale di un edificio di muratura a tre piani.

L'esempio è articolato nei seguenti punti:

- geometria, caratteristiche dei materiali e sollecitazioni;
- verifica a pressoflessione dei maschi murari preesistenti;
- dimensionamento del sistema di rinforzo FRP a pressoflessione;
- verifica a taglio dei maschi murari preesistenti;
- dimensionamento del sistema di rinforzo FRP a taglio.

### 14.1 GEOMETRIA, CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SOLLECITAZIONI

La parete è costituita da due maschi di riva, di lunghezza pari a 2.0 m, e due maschi di spina, di lunghezza pari a 3.0 m. Lo spessore dei maschi varia lungo l'altezza e risulta pari a 500 mm al primo piano, 375 mm al secondo piano e 250 mm all'ultimo piano. L'altezza dei maschi, valutata con riferimento all'interasse delle fasce di piano, è costante lungo l'altezza dell'edificio e pari a 3.0 m (Figura 14-1).



**Figura 14-1** – Geometria della parete oggetto di studio (dimensioni in cm).

In Tabella 14-1 sono espone le proprietà meccaniche della muratura di laterizio e i valori dei coefficienti parziali adottati. Il legame costitutivo assunto per la muratura corrisponde a quello indicato nel § 5.2.3(8), con  $\bar{\epsilon}_m = 2\text{‰}$  e  $\epsilon_{mu} = 3.5\text{‰}$ .

**Tabella 14-1** - Parametri relativi alla muratura.

Modulo di elasticità normale	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	4000
Modulo di elasticità tangenziale	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1000
Peso specifico	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.0
Fattore di confidenza	$FC$	1.0
Coefficiente parziale	$\gamma_M$	2
Resistenza a compressione normale ai giunti di malta		
Valore caratteristico	$f_{mk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8.0
Valore di progetto	$f_{md}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	4.0
Resistenza a taglio		
Resistenza caratteristica in assenza di sforzo normale	$f_{vk0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.8
Resistenza dei blocchi		
Resistenza media a compressione	$f_{bm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	38
Resistenza media a trazione	$f_{btm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.8

Il sistema di rinforzo utilizzato nell'esempio qui proposto è del tipo impregnato *in situ* ed è costituito da un solo strato di tessuto CFRP con fibre unidirezionali, ad eccezione dell'intervento nei confronti del ribaltamento fuori piano di cui al successivo § 14.6. I competenti parametri geometrici e meccanici sono riportati in Tabella 14-2. In Tabella 14-3, sempre con riferimento al sistema di rinforzo, sono invece esposti i valori dei coefficienti parziali e di progetto delle quantità utilizzate nelle verifiche.

**Tabella 14-2**–Proprietà geometriche e meccaniche del rinforzo FRP.

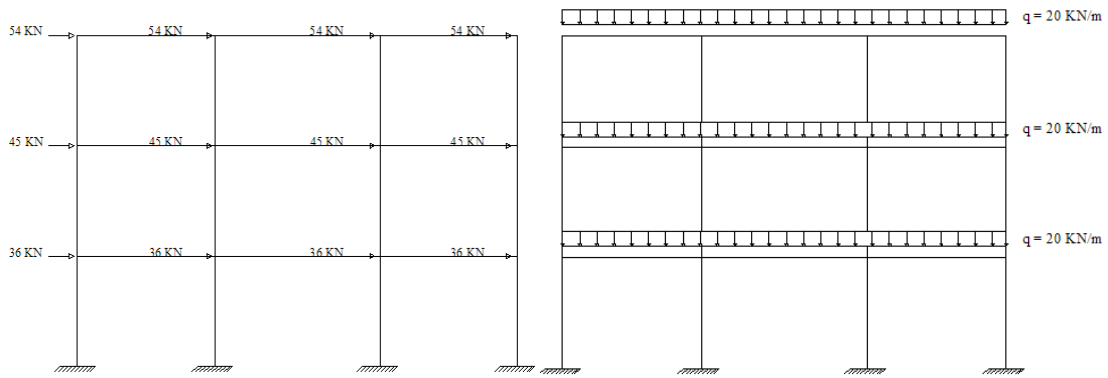
Spessore	$t_f$ [mm]	0.165
Larghezza	$b_f$ [mm]	100
Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre	$E_f$ [GPa]	230
Deformazione caratteristica a rottura per trazione	$\varepsilon_{fk}$	0.0175
Passo del rinforzo a taglio	$p_f$ [mm]	500

**Tabella 14-3**–Coefficienti parziali e valori di progetto del sistema di rinforzo FRP.

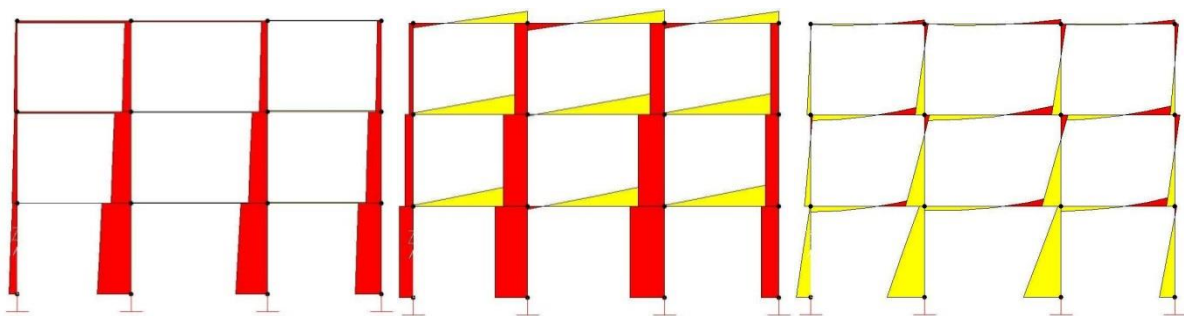
Coefficiente parziale nei riguardi del distacco dal supporto	$\gamma_{f,d}$ (§ 3.4.1)	1.2
Coefficiente parziale nei riguardi degli SLU	$\gamma_f$ (§ 3.4.1)	1.1
Fattore di conversione ambientale	$\eta_a$ (§ 3.5.1)	0.95
Deformazione a rottura per trazione	$\eta_a \cdot \varepsilon_{fk} / \gamma_f$ (§ 5.2.3)	0.0151
Larghezza zona di diffusione	$b_d$ [mm] (§ 5.3.2)	250
Coefficiente correttivo geometrico	$k_b$ (§ 5.3.2)	1.363
Scorrimento ultimo	$s_u$ [mm] (§ 5.3.2)	0.4
Coefficiente correttivo	$k_G$ [mm] (§ 5.3.2)	0.031
Energia specifica di frattura	$\Gamma_{Fd}$ [N/mm] (§ 5.3.2)	0.5077
Lunghezza ottimale di ancoraggio	$l_{ed}$ [mm] (§ 5.3.2)	150
Tensione di distacco di estremità	$f_{idd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (§ 5.3.2)	991
Tensione di distacco intermedia	$f_{idd,2} = 2.0 \cdot f_{idd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (§ 5.3.3)	1982
Tensione tangenziale di aderenza	$f_{bd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (§ 5.3.2)	2.5
Deformazione ultima di distacco intermedio	$\varepsilon_{idd}$ (§ 5.3.3)	0.0086
Deformazione di progetto del sistema FRP	$\varepsilon_{fd}$ (§ 5.2.3)	0.0086
Coefficiente parziale per pressoflessione	$\gamma_{Rd}$ (§ 3.4.2)	1.00
Coefficiente parziale per taglio	$\gamma_{Rd}$ (§ 3.4.2)	1.20

La parete è stata schematizzata come un telaio (Figura 14-2), sul quale agiscono sia carichi verticali che forze orizzontali concentrate nei nodi. Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato ipotizzando un comportamento elastico lineare degli elementi strutturali. I risultati dell'analisi sono riportati sotto forma di diagrammi in Figura 14-3; i competenti valori sono esposti in Tabella 14-4 per il maschio di riva 1, in Tabella 14-5 per il maschio di riva 2, in Tabella 14-6 per il maschio di spina 1 ed

in Tabella 14-7 per il maschio di spina 2. Le quote si intendono misurate a partire dall'incastro al piede.



**Figura 14-2** – Modellazione a telaio e azioni di progetto.



**Figura 14-3** – Diagrammi delle sollecitazioni di progetto: sforzo normale, taglio, momento flettente.

**Tabella 14-4** - Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello $L$ [m]	Spessore pannello $t$ [m]	Sforzo normale di progetto $N_{Sd}$ [kN]	Momento flettente di progetto $M_{Sd}$ [kNm]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]
0	2	0.5	133.38	240.98	76.58
1	2	0.5	115.73	164.4	76.58
2	2	0.5	98.07	87.82	76.58
3	2	0.5	80.41	11.23	76.58
3	2	0.375	84.04	103.39	46.48
4	2	0.375	70.8	56.92	46.48
5	2	0.375	57.56	10.44	46.48
6	2	0.375	44.31	36.04	46.48
6	2	0.25	52.72	55.5	21.85
7	2	0.25	43.89	33.65	21.85
8	2	0.25	35.06	11.81	21.85
9	2	0.25	26.23	10.04	21.85

**Tabella 14-5** – Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello $L$ [m]	Spessore pannello $t$ [m]	Sforzo normale di progetto $N_{Sd}$ [kN]	Momento flettente di progetto $M_{Sd}$ [kN m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]
0	2	0.5	434.71	250.51	95.43
1	2	0.5	417.05	155.08	95.43
2	2	0.5	399.39	59.65	95.43
3	2	0.5	381.74	35.78	95.43
3	2	0.375	252.33	131.73	72.51
4	2	0.375	239.09	59.21	72.51
5	2	0.375	225.84	13.3	72.51
6	2	0.375	212.6	85.81	72.51
6	2	0.25	90.5	72.98	45.1
7	2	0.25	81.67	27.89	45.1
8	2	0.25	72.84	17.21	45.1
9	2	0.25	64.01	62.3	45.1

**Tabella 14-6** – Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di spina 1.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello $L$ [m]	Spessore pannello $t$ [m]	Sforzo normale di progetto $N_{Sd}$ [kN]	Momento flettente di progetto $M_{Sd}$ [kN m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]
0	3	0.5	557.52	619.07	178.52
1	3	0.5	531.03	440.55	178.52
2	3	0.5	504.55	262.04	178.52
3	3	0.5	478.06	83.52	178.52
3	3	0.375	331.42	311.06	131.92
4	3	0.375	311.55	179.14	131.92
5	3	0.375	291.69	47.22	131.92
6	3	0.375	271.82	84.7	131.92
6	3	0.25	143.71	152.28	70.56
7	3	0.25	130.47	81.72	70.56
8	3	0.25	117.22	11.16	70.56
9	3	0.25	103.98	59.4	70.56

**Tabella 14-7** – Sollecitazioni di progetto maschi murari: maschio di spina 2.

Quota sezione [m]	Lunghezza pannello $L$ [m]	Spessore pannello $t$ [m]	Sforzo normale di progetto $N_{Sd}$ [kN]	Momento flettente di progetto $M_{Sd}$ [kN m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]
0	3	0.5	521.43	618.68	189.47
1	3	0.5	494.94	429.21	189.47
2	3	0.5	468.46	239.74	189.47
3	3	0.5	441.97	50.27	189.47
3	3	0.375	315.46	316.02	145.09
4	3	0.375	295.59	170.93	145.09
5	3	0.375	275.73	25.83	145.09
6	3	0.375	255.86	119.26	145.09
6	3	0.25	138.48	152.36	78.5
7	3	0.25	125.24	73.86	78.5
8	3	0.25	111.99	4.64	78.5
9	3	0.25	98.75	83.13	78.5

## 14.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEI MASCHI MURARI PREESISTENTI

La verifica a pressoflessione dei maschi murari preesistenti è stata eseguita utilizzando il legame costitutivo ipotizzato nel § 14.1. In analogia a quanto indicato nel § 4.2.2.4 per le strutture di conglomerato cementizio armato, si è proceduto a valutare il momento resistente,  $M_{Rd}(N_{Sd})$ , corrispondente allo sforzo normale di progetto,  $N_{Sd}$ . A tal scopo sono state utilizzate le due equazioni di equi-

librio, alla traslazione nella direzione dell'asse dell'elemento ed alla rotazione intorno al baricentro geometrico della sezione retta di quest'ultimo, tenendo altresì conto della linearità del diagramma delle deformazioni.

I competenti risultati sono esposti in Tabella 14-8 per il maschio di riva 1, in Tabella 14-9 per il maschio di riva 2, in Tabella 14-10 per il maschio di spina 1 ed in Tabella 14-11 per il maschio di spina 2. Inoltre, nella Figura 14-4 è istituito un confronto tra il diagramma del momento flettente di progetto con quello resistente. Si evince che la verifica a pressoflessione non è soddisfatta solo in alcune sezioni dei maschi di riva.

Alla luce di tali risultati si ritiene di intervenire inserendo rinforzi FRP lungo tutta l'altezza dei maschi di riva, disposti alle estremità di questi ultimi con una distanza dal bordo, misurata rispetto all'interasse del rinforzo, pari a 10 cm.

**Tabella 14-8**– Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kN m]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	128.93	<b>non soddisfatta</b>
1	112.38	<b>non soddisfatta</b>
2	95.67	soddisfatta
3	78.79	soddisfatta
3	81.69	<b>non soddisfatta</b>
4	69.13	soddisfatta
5	56.46	soddisfatta
6	43.66	soddisfatta
6	51.33	<b>non soddisfatta</b>
7	42.93	soddisfatta
8	34.45	soddisfatta
9	25.89	soddisfatta

**Tabella 14-9** –Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di riva 2.

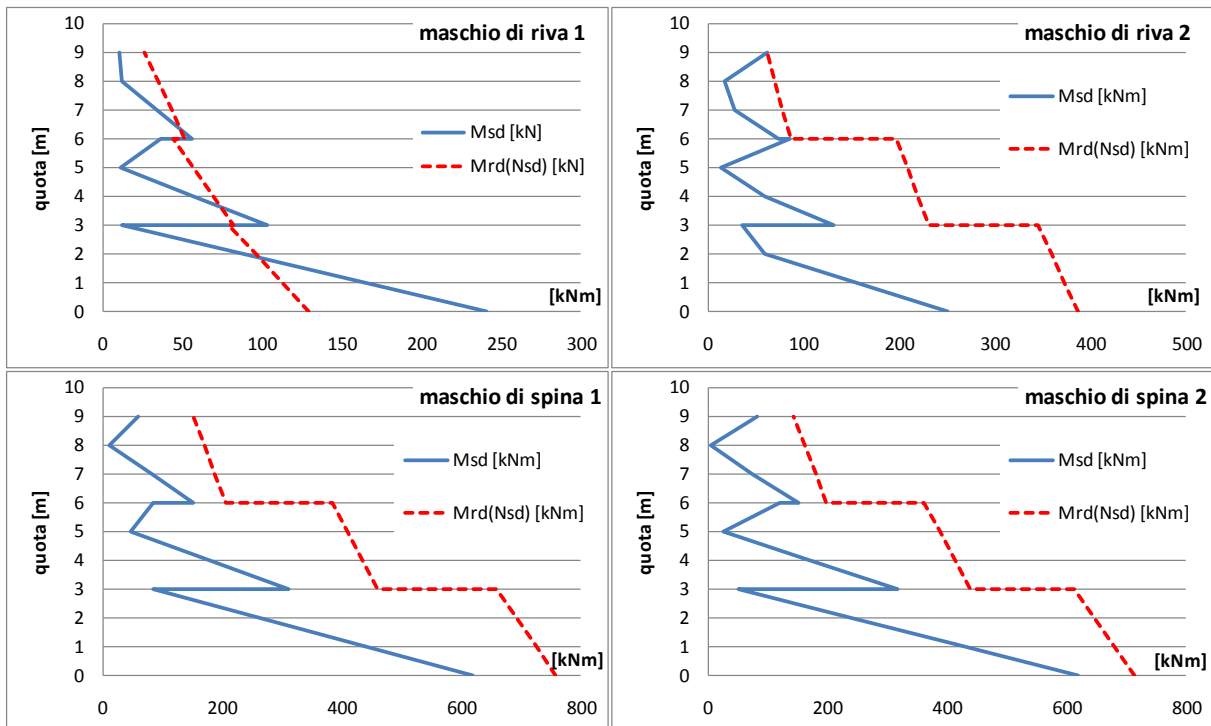
Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kN m]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	387.47	soddisfatta
1	373.57	soddisfatta
2	359.51	soddisfatta
3	345.31	soddisfatta
3	231.11	soddisfatta
4	220.04	soddisfatta
5	208.84	soddisfatta
6	197.53	soddisfatta
6	86.40	soddisfatta
7	78.34	soddisfatta
8	70.19	soddisfatta
9	61.96	<b>non soddisfatta</b>

**Tabella 14-10** – Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di spina 1.

Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kN m]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	758.57	soddisfatta
1	726.05	soddisfatta
2	693.18	soddisfatta
3	659.95	soddisfatta
3	460.52	soddisfatta
4	434.97	soddisfatta
5	409.17	soddisfatta
6	383.10	soddisfatta
6	205.24	soddisfatta
7	187.19	soddisfatta
8	168.96	soddisfatta
9	150.56	soddisfatta

**Tabella 14-11** – Verifica a pressoflessione maschi murari: maschio di spina 2.

Quota sezione [m]	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kN m]	Esito verifica $M_{Rd}(N_{Sd}) \geq M_{Sd}$
0	714.17	soddisfatta
1	681.17	soddisfatta
2	647.83	soddisfatta
3	614.12	soddisfatta
3	440.02	soddisfatta
4	414.26	soddisfatta
5	388.25	soddisfatta
6	361.97	soddisfatta
6	198.13	soddisfatta
7	180.02	soddisfatta
8	161.71	soddisfatta
9	143.25	soddisfatta



**Figura 14-4**– Diagrammi del momento flettente di progetto e resistente per i maschi.

### 14.3 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI RINFORZO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI RINFORZATI A PRESSOFLESSIONE

Si adotta il sistema di rinforzo di cui al § 14.1, che per semplicità si suppone applicato con continuità dall'estremità inferiore dei maschi murari (quota 0.0 m) all'estremità superiore (quota +9.0 m), sia sulla parete esterna che su quella interna.

In particolare, si ipotizza che l'ancoraggio del rinforzo al piede sia realizzato con un sistema di tipo meccanico.

Inoltre, per il diagramma delle tensioni di compressione allo SLU, si adotta l'ipotesi semplificativa di *stress-block* esteso ad una porzione di sezione profonda  $0.8 \cdot x$  ( $x$  = distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso).

L'esito delle verifiche a pressoflessione dei maschi rinforzati con FRP è riportato in Tabella 14-12 per il maschio di riva 1 e in Tabella 14-13 per il maschio di riva 2.

**Tabella 14-12** –Verifica a pressoflessione maschi murari rinforzati: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Collasso del composito	$\varepsilon_{fd}$	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kN m]	Esito verifica
0	rottura	0.0151	335.8	soddisfatta
1	distacco intermedio	0.0086	231.6	soddisfatta
2	distacco intermedio	0.0086	215.4	soddisfatta
3	distacco intermedio	0.0086	199.1	soddisfatta
3	distacco intermedio	0.0086	200.6	soddisfatta
4	distacco intermedio	0.0086	188.6	soddisfatta
5	distacco intermedio	0.0086	176.6	soddisfatta
6	distacco intermedio	0.0086	164.3	soddisfatta
6	distacco intermedio	0.0086	169.8	soddisfatta
7	distacco intermedio	0.0086	162.0	soddisfatta
8	distacco intermedio	0.0086	154.0	soddisfatta
9	distacco estremità	0.0043	86.5	soddisfatta

**Tabella 14-13** –Verifica a pressoflessione maschi murari rinforzati: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Collasso del composito	$\varepsilon_{fd}$	$M_{Rd}(N_{Sd})$ [kN m]	Esito verifica
0	rottura	0.0151	577.0	soddisfatta
1	distacco intermedio	0.0086	482.9	soddisfatta
2	distacco intermedio	0.0086	469.4	soddisfatta
3	distacco intermedio	0.0086	455.8	soddisfatta
3	distacco intermedio	0.0086	342.7	soddisfatta
4	distacco intermedio	0.0086	332.2	soddisfatta
5	distacco intermedio	0.0086	321.6	soddisfatta
6	distacco intermedio	0.0086	310.9	soddisfatta
6	distacco intermedio	0.0086	202.4	soddisfatta
7	distacco intermedio	0.0086	194.9	soddisfatta
8	distacco intermedio	0.0086	187.3	soddisfatta
9	distacco estremità	0.0043	121.3	soddisfatta

### 14.4 VERIFICA A TAGLIO DEI MASCHI PREESISTENTI

In Tabella 14-14 ed in Tabella 14-15 sono riportati i risultati della verifica a taglio eseguita, innanzitutto, sui maschi di spina 1 e 2, non oggetto di rinforzo a pressoflessione. Inoltre, per questi due stessi maschi murari, nella Figura 14-5 è istituito un confronto tra lo sforzo di taglio di progetto e quello resistente. Si evince il soddisfacimento della verifica a taglio in corrispondenza di tutte le sezioni di tali elementi strutturali. Conseguentemente essi non necessitano di alcun rinforzo a taglio.



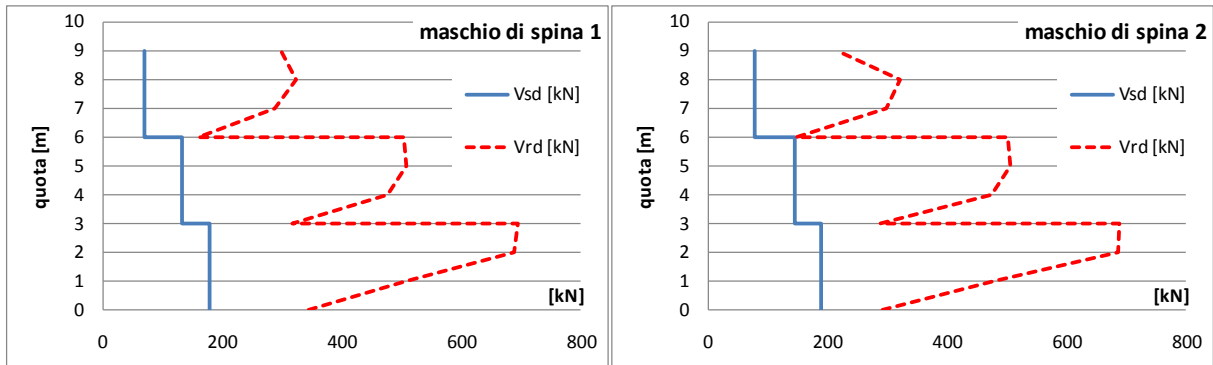


Figura 14-5 – Diagrammi del taglio di progetto e del taglio resistente per i maschi non rinforzati a flessione.

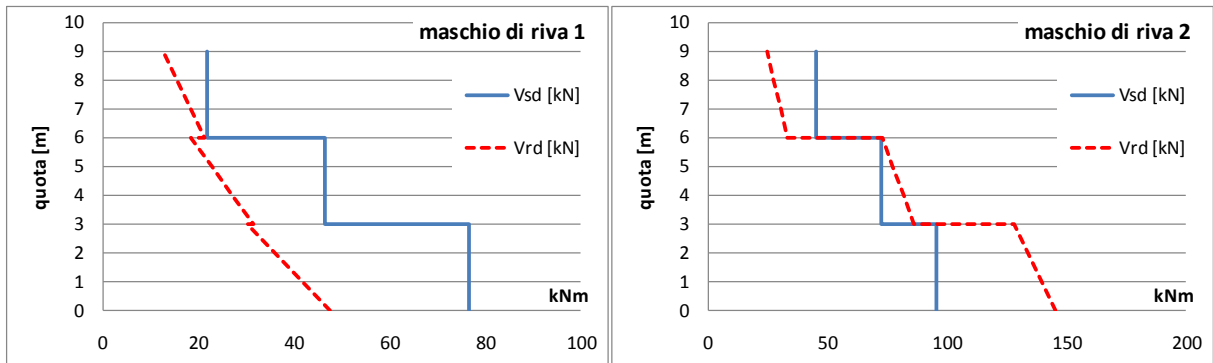


Figura 14-6 – Diagrammi del taglio di progetto e del taglio resistente per i maschi rinforzati a flessione.

Tabella 14-14 – Verifica a taglio maschi murari non rinforzati a flessione: maschio di spina 1.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]	Eccentricità $e$ [m]	Lunghezza efficace $l_c$ [m]	Tensione caratteristica $f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	178.52	1.11	1.17	1181.60	345.26	soddisfatta
1	178.52	0.83	2.01	1011.2	508.4	soddisfatta
2	178.52	0.52	2.94	937.2	689.3	soddisfatta
3	178.52	0.17	3.00	927.5	695.6	soddisfatta
3	131.92	0.94	1.68	1009.9	318.9	soddisfatta
4	131.92	0.57	2.78	919.8	478.6	soddisfatta
5	131.92	0.16	3.00	903.7	508.3	soddisfatta
6	131.92	0.31	3.00	896.6	504.4	soddisfatta
6	70.56	1.06	1.32	974.0	160.9	soddisfatta
7	70.56	0.63	2.62	879.6	288.2	soddisfatta
8	70.56	0.10	3.00	862.5	323.4	soddisfatta
9	70.56	0.57	2.79	859.7	299.4	soddisfatta

**Tabella 14-15** –Verifica a taglio maschi murari non rinforzati a flessione: maschio di spina 2.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]	Eccentricità $e$ [m]	Lunghezza efficace $l_c$ [m]	Tensione caratteristica $f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	189.47	1.19	0.94	1243.54	292.38	soddisfatta
1	189.47	0.87	1.90	1008.6	478.7	soddisfatta
2	189.47	0.51	2.96	926.4	686.6	soddisfatta
3	189.47	0.11	3.00	917.9	688.4	soddisfatta
3	145.09	1.00	1.49	1025.1	287.3	soddisfatta
4	145.09	0.58	2.77	914.0	473.9	soddisfatta
5	145.09	0.09	3.00	898.0	505.1	soddisfatta
6	145.09	0.47	3.00	891.0	501.2	soddisfatta
6	78.5	1.10	1.20	984.7	147.6	soddisfatta
7	78.5	0.59	2.73	873.4	298.1	soddisfatta
8	78.5	0.04	3.00	859.7	322.4	soddisfatta
9	78.5	0.84	1.97	880.0	217.2	soddisfatta

Quanto già detto per i due maschi di spina viene ripetuto per i maschi di riva 1 e 2, oggetto di rinforzo a pressoflessione.

I risultati delle verifiche sono riportati nella Tabella 14-16 per il maschio di riva 1 ed in Tabella 14-17 per il maschio di riva 2.

**Tabella 14-16** –Verifica a taglio maschi murari rinforzati a flessione: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]	Asse neutro $x$ [m]	Tensione caratteristica $f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	76.58	0.15	1488.4	57.7	<b>non soddisfatta</b>
1	76.58	0.11	1618.4	45.8	<b>non soddisfatta</b>
2	76.58	0.10	1568.5	40.0	<b>non soddisfatta</b>
3	76.58	0.09	1506.5	34.3	<b>non soddisfatta</b>
3	46.48	0.12	1520.4	35.5	<b>non soddisfatta</b>
4	46.48	0.11	1466.0	31.2	<b>non soddisfatta</b>
5	46.48	0.10	1399.8	26.9	<b>non soddisfatta</b>
6	46.48	0.09	1317.6	22.6	<b>non soddisfatta</b>
6	21.85	0.15	1371.9	25.3	soddisfatta
7	21.85	0.14	1314.6	22.4	soddisfatta
8	21.85	0.13	1247.3	19.6	<b>non soddisfatta</b>
9	21.85	0.07	1370.3	12.6	<b>non soddisfatta</b>

**Tabella 14-17** –Verifica a taglio maschi murari rinforzati a flessione: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]	Asse neutro $x$ [m]	Tensione caratteristica $f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$
0	95.43	0.34	1812.9	155.6	soddisfatta
1	95.43	0.30	1906.8	143.7	soddisfatta
2	95.43	0.29	1900.2	138.0	soddisfatta
3	95.43	0.28	1893.1	132.2	soddisfatta
3	72.51	0.26	1816.9	90.2	soddisfatta
4	72.51	0.25	1805.5	85.9	soddisfatta
5	72.51	0.24	1793.0	81.6	soddisfatta
6	72.51	0.23	1779.3	77.3	soddisfatta
6	45.1	0.19	1543.6	37.6	<b>non soddisfatta</b>
7	45.1	0.18	1511.4	34.7	<b>non soddisfatta</b>
8	45.1	0.17	1475.1	31.8	<b>non soddisfatta</b>
9	45.1	0.12	1647.8	24.9	<b>non soddisfatta</b>

### 14.5 DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO A TAGLIO

Si conviene di disporre lungo l'altezza dei maschi di riva un sistema di rinforzo a taglio costituito da strisce orizzontali aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche di quello adottato per il rinforzo a pressoflessione. In particolare, si ipotizza un passo  $p_f$  delle strisce di tessuto pari a 50 cm. I risultati delle verifiche, condotte secondo le regole di applicazione del § 5.4.1.2.2, sono esposti in Tabella 14-18 per il maschio di riva 1 ed in Tabella 14-19 per il maschio di riva 2. Si ha conferma che il passo ipotizzato è sufficiente a garantire il soddisfacimento delle verifiche allo SLU per taglio nei maschi di riva.

**Tabella 14-18**– Verifica a taglio in presenza di rinforzi a taglio: maschio di riva 1.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]	Contributo muratura $V_{Rd,m}$ [kN]	Contributo FRP $V_{Rd,f}$ [kN]	Resistenza bielle $V_{Rd,max}$ [kN]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$	Stato limite
0	76.58	57.7	124.02	1140	181.7	soddisfatta	crisi FRP
1	76.58	45.8	124.02	1140	169.8	soddisfatta	crisi FRP
2	76.58	40.0	124.02	1140	164.1	soddisfatta	crisi FRP
3	76.58	34.3	124.02	1140	158.3	soddisfatta	crisi FRP
3	46.48	35.5	124.02	855	159.5	soddisfatta	crisi FRP
4	46.48	31.2	124.02	855	155.2	soddisfatta	crisi FRP
5	46.48	26.9	124.02	855	150.9	soddisfatta	crisi FRP
6	46.48	22.6	124.02	855	146.6	soddisfatta	crisi FRP
6	21.85	25.3	124.02	570	149.3	soddisfatta	crisi FRP
7	21.85	22.4	124.02	570	146.4	soddisfatta	crisi FRP
8	21.85	19.6	124.02	570	143.6	soddisfatta	crisi FRP
9	21.85	12.6	124.02	570	136.6	soddisfatta	crisi FRP

**Tabella 14-19**–Verifica a taglio in presenza di rinforzi a taglio: maschio di riva 2.

Quota sezione [m]	Taglio di progetto $V_{Sd}$ [kN]	Contributo muratura $V_{Rd,m}$ [kN]	Contributo FRP $V_{Rd,f}$ [kN]	Resistenza bielle $V_{Rd,max}$ [kN]	Taglio resistente $V_{Rd}$ [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$	Stato limite
0	95.43	155.61	124.02	1140.0	279.6	soddisfatta	crisi FRP
1	95.43	143.70	124.02	1140.0	267.7	soddisfatta	crisi FRP
2	95.43	137.96	124.02	1140.0	262.0	soddisfatta	crisi FRP
3	95.43	132.22	124.02	1140.0	256.2	soddisfatta	crisi FRP
3	72.51	90.17	124.02	855.0	214.2	soddisfatta	crisi FRP
4	72.51	85.86	124.02	855.0	209.9	soddisfatta	crisi FRP
5	72.51	81.56	124.02	855.0	205.6	soddisfatta	crisi FRP
6	72.51	77.25	124.02	855.0	201.3	soddisfatta	crisi FRP
6	45.1	37.57	124.02	570.0	161.6	soddisfatta	crisi FRP
7	45.1	34.70	124.02	570.0	158.7	soddisfatta	crisi FRP
8	45.1	31.83	124.02	570.0	155.9	soddisfatta	crisi FRP
9	45.1	24.88	124.02	570.0	148.9	soddisfatta	crisi FRP

Infine, nella Figura 14-7 è rappresentata schematicamente la disposizione sulla parete oggetto dell'intervento dei sistemi di rinforzo FRP nei riguardi della pressoflessione e del taglio nel piano.

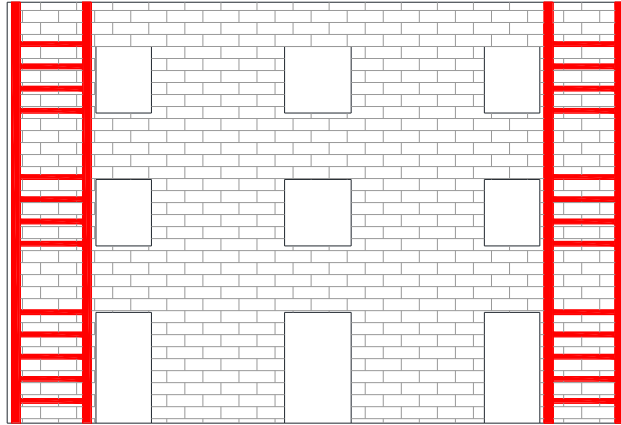


Figura 14-7 – schema della disposizione del sistema di rinforzo FRP per la parete oggetto di studio.

#### 14.6 VERIFICA NEI CONFRONTI DEL RIBALTAMENTO SEMPLICE

Tenendo conto delle indicazioni riportate nel §5.4.1.1, è di seguito esposta la verifica del sistema di rinforzo da adottare sulla parete oggetto di studio nei confronti del ribaltamento semplice (Figura 14-8). Al riguardo, è ipotizzata una cerchiatura completa della fabbrica muraria in corrispondenza dei tre impalcati. Essa è realizzata con strisce orizzontali aventi gli stessi spessori e le stesse caratteristiche meccaniche di quelle adottate per il rinforzo a pressoflessione (Figura 14-9). Il solo rinforzo del terzo livello è realizzato sovrapponendo due di tali strati per cui il competente spessore è pari a 0.33 mm. La larghezza delle strisce è invece pari a 350 mm al terzo ed al secondo livello ed a 200 mm al primo livello.

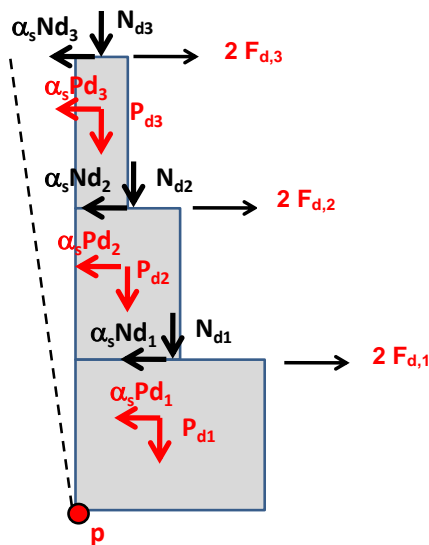
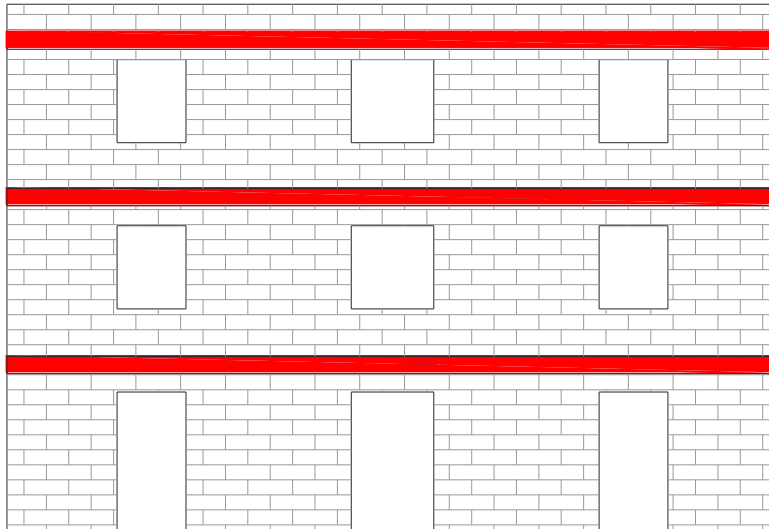


Figura 14-8 –Schema per la verifica a ribaltamento semplice.



**Figura 14-9** – Disposizione del rinforzo progettato per la verifica a ribaltamento semplice.

Si suppone che le azioni di interesse per la verifica nei confronti del ribaltamento semplice abbiamo i valori di seguito riportati:

- $P_{d1}=288$  kN,  $P_{d2}=243$  kN,  $P_{d3}=162$  kN;
- $N_{d1}=155$  kN,  $N_{d2}=155$  kN,  $N_{d3}=155$  kN;
- $\alpha_s= 1.5$ .

È agevole verificare che il ritegno esercitato a ciascun piano dalla cerchiatura di FRP ha la seguente intensità:

- $2 \cdot F_{d,1}=188$  kN,
- $2 \cdot F_{d,2}=377$  kN,
- $2 \cdot F_{d,3}=566$  kN,

essendo  $F_{d,k}$  lo sforzo che compete al rinforzo di FRP ubicato in corrispondenza dell'impalcato  $k$ -esimo ( $k = 1, 2, 3$ ).

Nel caso in esame, supponendo che la cerchiatura completa sia assicurata da una sovrapposizione adeguatamente estesa delle strisce di FRP ovvero mediante un dispositivo di tipo meccanico, l'azione di ritegno esercitata dal composito FRP è garantito se è soddisfatta la verifica a trazione di quest'ultimo nei riguardi dello stato limite ultimo per rottura. Risulta:

$$F_{d,1} \leq (230000 \cdot 200 \cdot 0.165 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0151) \text{ kN} = 115 \text{ kN};$$

$$F_{d,2} \leq (230000 \cdot 350 \cdot 0.165 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0151) \text{ kN} = 201 \text{ kN};$$

$$F_{d,3} \leq (230000 \cdot 350 \cdot 0.330 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0151) \text{ kN} = 401 \text{ kN}.$$

Le suddette diseuguaglianze dimostrano che il dimensionamento adottato per le tre cerchiature è adeguato.

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un Gruppo di studio così composto:

AIELLO Prof. Maria Antonietta	- Università di Lecce
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II" - Napoli
BASTIANINI Ing. Filippo	- Università di Bologna
BATTISTA dott. Umberto	- SACEN S.r.l. Restauri - Napoli
BENEDETTI Prof. Andrea	- Università di Bologna
BERARDI Ing. Valentino Paolo	- Università di Salerno
BILOTTA Ing. Antonio	- Università "Federico II" - Napoli
BORRI Prof. Antonio	- Università di Perugia
BRICCOLI BATI Prof. Silvia	- Università di Firenze
CASADEI Ing. Paolo	- Kerakoll S.p.a. - Sassuolo (MO)
CERONI Ing. Francesca	- Università del Sannio - Benevento
CERSOSIMO Ing. Giuseppe	- Interbau S.r.l. - Milano
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II" - Napoli
CREDALI Prof. Lino	- Ardea S.r.l. - Casalecchio (BO)
DE LORENZIS Prof. Laura	- Università di Lecce
FAELLA Prof. Ciro	- Università di Salerno
FAVA Ing. Giulia	- Politecnico di Milano
FEO Prof. Luciano	- Università di Salerno
FERRACUTI Ing. Barbara	- Università di Bologna
FORABOSCHI Prof. Paolo	- IUAV - Venezia
FRASSINE Prof. Roberto	- Politecnico di Milano
GIACOMIN Ing. Giorgio	- G&P Intech S.r.l. - Altavilla Vicentina (VI)
IMBIMBO Prof. Maura	- Università di Cassino
LA TEGOLA Prof. Antonio	- Università di Lecce
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
LUCIANO Prof. Raimondo	- Università di Cassino
MACERI Prof. Franco	- Università "Tor Vergata" - Roma
MAGENES Prof. Guido	- Università di Pavia
MANFREDI Prof. Gaetano	- Università "Federico II" - Napoli
MANTEGAZZA Dott. Giovanni	- Ruredil S.p.a. - Milano
MARRA Ing. Gianfranco	- Università di Salerno
MARTINELLI Ing. Enzo	- Università di Salerno
MODENA Prof. Claudio	- Università di Padova
MONTALBANO Ing. Antonino	- Sika Italia S.p.a. - Milano
MONTI Prof. Giorgio	- Università "La Sapienza" - Roma
MORANDINI Ing. Giulio	- Mapei S.p.a. - Milano
NANNI Prof. Antonio	- Università "Federico II" - Napoli
NIGRO Prof. Emidio	- Università "Federico II" - Napoli
OLIVITO Prof. Renato Sante	- Università della Calabria - Cosenza
PARRETTI Ing. Renato	- Fibrwrap Italia S.r.l. - Sesto Fiorentino (FI)
PASCALE Prof. Giovanni	- Università di Bologna
PECCE Prof. Maria Rosaria	- Università del Sannio - Benevento
PISANI Prof. Marco Andrea	- Politecnico di Milano
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università "Federico II" - Napoli
REALFONZO Prof. Roberto	- Università di Salerno
ROSATI Prof. Luciano	- Università "Federico II" - Napoli
SACCO Prof. Elio	- Università di Cassino

SAVOIA Prof. Marco - Università di Bologna  
SPACONE Prof. Enrico - Università di Chieti  
ZAMPA Ing. Andrea - Fibre Net S.r.l. - Udine

Coordinatori:

- per il capitolo sui “Materiali”: FRASSINE Prof. Roberto, POGGI Prof. Carlo;
- per il capitolo sui “Concetti basilari del progetto di rinforzo e problematiche speciali”: MONTI Prof. Giorgio, NANNI Prof. Antonio;
- per il capitolo sulle “Strutture di c.a. e di c.a.p.”: ASCIONE Prof. Luigi, MANFREDI Prof. Gaetano, MONTI Prof. Giorgio;
- per il capitolo sulle “Strutture murarie”: BENEDETTI Prof. Andrea, SACCO Prof. Elio;
- per il capitolo sul “Controllo e monitoraggio dell’intervento”: OLIVITO Prof. Renato Sante, PASCALE Prof. Giovanni, PROTA Prof. Andrea.

Coordinatore generale:

ASCIONE Prof. Luigi.

Segreteria:

FEO Prof. Luciano, ROSATI Prof. Luciano.

Il presente Documento Tecnico è stato approvato in versione preliminare il giorno 08/03/2012 e sottoposto ad inchiesta pubblica dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni”, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II” - Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II” - Napoli
JAPPELLI prof. Ruggiero	- Università “Tor Vergata” - Roma
MACERI Prof. Franco	- Università “Tor Vergata” - Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II” - Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università “La Sapienza” - Roma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
VINCI Arch. Roberto	- Consiglio Nazionale delle Ricerche
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento

Il documento è stato approvato in versione definitiva in data 10/10/2013, a conclusione dell’inchiesta pubblica con le modificazioni che ne sono derivate, dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni”, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II” - Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II” - Napoli
MACERI Prof. Franco	- Università “Tor Vergata” - Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II” - Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università “La Sapienza” - Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni	- Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SCARPELLI prof. Giuseppe	- Università Politecnica delle Marche
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
VINCI Arch. Roberto	- Consiglio Nazionale delle Ricerche
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento