

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA CALABRIA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Dottorato di Ricerca in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture

Settore disciplinare ICAR09

Tesi di Dottorato
XXII ciclo

*Efficacia dei materiali compositi fibrorinforzati nel rinforzo
strutturale di colonne in cemento armato*

COORDINATORE

Prof. Ing. Renato Sante OLIVITO

SUPERVISORE

Prof. Ing. Giuseppe SPADEA

CANDIDATO

Angela DI NARDO

Introduzione

L'analisi dei recenti eventi sismici, come quello del 6 aprile del 2008 a L'Aquila che ha interessato molti edifici del patrimonio culturale e storico cittadino, ma anche quello che colpì l'Umbria e le Marche nel 1997, e i precedenti in Irpinia (1980) e Friuli (1976), ha sempre palesato la necessità di intervenire sul patrimonio edilizio esistente, che costituisce più del 60% del patrimonio edilizio italiano, spesso realizzato in assenza di una normativa antisismica e pertanto non dotato dei livelli di protezione sismica adeguati.

Nel caso di strutture in c.a. progettate per carichi verticali infatti sono stati spesso osservati meccanismi di collasso indesiderati dovuti ad una distribuzione non ottimale delle resistenze e/o delle rigidità e ad una scarsa duttilità dei singoli elementi strutturali.

L'entità di tale deficit impone una progettazione di interventi di rinforzo sempre più efficace sul piano tecnico ed economico secondo una logica nuova rispetto a quella che ha ispirato le precedenti norme, che tenga conto delle "prestazioni" che la struttura deve garantire in base alla sua funzione nel tessuto sociale.

La definizione di tecniche e strategie per l'adeguamento di strutture esistenti rappresenta, pertanto, una tematica di notevole interesse per l'ingegneria strutturale, anche alla luce delle disposizioni normative susseguitesi nell'ultimo decennio in Italia (D.M. del 14/1/2008, O.P.C.M. 3274, 2003; O.P.C.M. 3431, 2005) ed in Europa (Eurocode 8-Part 1, 2003; Eurocode 8, Part 3, 2003).

A quanto detto si aggiunga l'importanza crescente che si sta attribuendo alla manutenzione delle strutture per garantire una buona risposta strutturale alle sollecitazioni applicate: molti edifici costruiti negli anni '50-'60 si avvicinano alla fine del loro ciclo di vita e necessitano di interventi di rinforzo se non in alcuni casi della demolizione e ricostruzione. Così l'aumento dei carichi verticali agenti, ad esempio per effetto di un cambiamento di destinazione d'uso dell'opera, oppure le condizioni di eccessivo degrado del calcestruzzo, come può capitare per il caso di pile da ponte, rappresentano situazioni ulteriori per le quali è necessario adottare opportune tecniche di rinforzo.

La possibilità di applicare un rinforzo dall'esterno, reso aderente mediante incollaggio alla struttura, fu presa in considerazione per la prima volta nel 1960 da l'Heremite e Bresson (1967). All'epoca si propose di inserire sul lato teso della struttura in c.a. piatti di acciaio ("Steel Plate Bonding") che consentivano di ottenere un'azione di rinforzo nei confronti delle sollecitazioni flettenti.

Alla fine degli anni '80 in Giappone veniva sperimentato un metodo alternativo di "PLATE BONDING" mediante l'uso di lamine sottili di fibra di carbonio. La fibra di carbonio eliminava alcuni degli inconvenienti, tipici del placcaggio in acciaio quali:

- ✓ la presenza del piatto in acciaio, che richiedeva onerose operazioni di messa in opera;
- ✓ la necessità di programmare nel tempo opere di verniciatura onde evitare e prevenire la corrosione dei piatti;

- ✓ la necessità di prevenire meccanismi fragili alle parti terminali con chiodature o bullonature.

Tecniche innovative che prevedevano l'uso di nuovi materiali in alternativa ai tradizionali elementi in acciaio furono sperimentate anche per gli interventi di *confinamento degli elementi verticali* che necessitavano, per varie ragioni, come ad esempio quelle sopra elencate, di incrementi di resistenza o, specie negli elementi soggetti all'azione combinata di sforzo normale e momento flettente, di aumenti di duttilità.

Il confinamento del calcestruzzo è una tecnica molto efficace per ottenere incrementi della capacità di carico e/o di duttilità dei pilastri.

La pressione laterale esercitata dal sistema confinante induce nel calcestruzzo uno stato di tensioni tri-assiale e conseguentemente un incremento di resistenza a compressione e di deformazione ultima.

Questa tecnica era comunemente praticata applicando camicie d'acciaio (steel jackets) intorno ad un nucleo di calcestruzzo.

Risale alla fine degli anni '70 il primo tentativo di confinare il calcestruzzo usando elementi non metallici. Nel 1978 Kurt sperimentò il comportamento di tubi in PVC riempiti di calcestruzzo registrando però solo un lieve incremento di resistenza.

I primi ad occuparsi del confinamento di colonne in calcestruzzo con materiali fibrorinforzati furono Fardis e Khalili (1981). Dagli studi effettuati conclusero che le fibre disposte in modo trasversale confinavano il calcestruzzo mentre quelle longitudinali, lungo l'asse della colonna, resistevano alle rotture per flessione grazie all'incremento di rigidità flessionale della colonna stessa.

Gli studi sperimentali e le applicazioni pilota che si sono succedute nel corso del tempo hanno consentito di riconoscere nei materiali compositi fibrorinforzati un efficace mezzo di rinforzo per elementi in muratura e in cemento armato degradati o dotati di resistenza insufficiente, dimostrando che l'avvolgimento di elementi verticali con camicie di FRP, disposte su uno o più strati, opera un'azione di confinamento determinando un aumento di resistenza e di duttilità dell'intero elemento.

Ma mentre la ricerca continuava i suoi studi sul comportamento di tali materiali e dei loro vantaggi negli interventi strutturali, il loro costo elevato ne limitava l'uso a poche e sporadiche applicazioni.

La popolarità per i materiali compositi fibrorinforzati nelle applicazioni di rinforzo civile è cresciuta solo nell'ultimo decennio, non solo per la semplificazione dei processi di produzione, a cui è conseguita una riduzione dei costi di produzione, ma anche per la semplicità di posa in opera, per la non invasività degli interventi e principalmente per le proprietà intrinseche di tali materiali, come l'alto rapporto resistenza – peso specifico e l'ottima resistenza alla corrosione.

Parallelamente al crescente utilizzo nelle pratiche applicazioni dei materiali fibrorinforzati si è diffusa la redazione di normative e linee guida a carattere nazionale ed internazionale.

Una breve rivisitazione delle principali linee guida esistenti a livello nazionale e internazionale per il progetto di interventi di confinamento su pilastri in c.a. è presentata nel ***primo capitolo***.

Fin dai primi studi condotti sul calcestruzzo confinato con FRP si era visto che il suo comportamento era sostanzialmente diverso dal calcestruzzo confinato con acciaio.

Infatti nel caso dei sistemi tradizionali con staffe in acciaio si assiste all'attivazione di una pressione di confinamento costante e proporzionale al valore della tensione di

snervamento dell'acciaio; al contrario nel caso del FRP, la pressione laterale sviluppata dal sistema confinante è variabile durante l'intero processo di carico e linearmente dipendente con la deformazione laterale dell'elemento.

Questo causa una sostanziale modifica del comportamento a compressione del calcestruzzo confinato.

Le differenze a livello di legame tensione – deformazione, rispetto al confinamento prodotto da staffe, è stato evidenziato durante i numerosi programmi sperimentali condotti negli ultimi 20 anni.

Un avanzato stato dell'arte sull'argomento è presentato in un recente volume scritto da Teng et al. (2002).

Contemporaneamente agli studi sperimentali è stato osservato lo sviluppo di modelli analitici per implementare la legge costitutiva tensione-deformazione del calcestruzzo confinato, la resistenza a compressione e la corrispondente deformazione ultima. L'affidabilità di tali modelli è spesso dovuta alla corretta definizione della pressione di confinamento efficace (*effective confining pressure*) applicata dal sistema in FRP sull'elemento in calcestruzzo.

La valutazione di tale parametro è ancora incerta dal momento che è influenzata da vari fattori, tra i quali:

- la deformazione ultima del sistema confinante;
- la forma della sezione .

Con riferimento al primo parametro, l'evidenza sperimentale ha suggerito che la deformazione a rottura della “camicia” in FRP è generalmente più bassa della deformazione ultima a trazione del materiale composito. Tuttavia è molto difficile definirne il valore a causa della distribuzione non-uniforme lungo il perimetro della sezione, anche nel caso di elementi cilindrici.

Per quanto riguarda il secondo parametro è ben noto che nel caso di elementi a sezione rettangolare l'efficacia del confinamento è ridotta rispetto al caso di sezione circolare.

I tentativi fatti da molti ricercatori di modellare il comportamento a compressione di elementi di calcestruzzo a sezione rettangolare confinati con FRP hanno condotto a vari modelli teorici che differiscono nella formulazione del cosiddetto “coefficiente di forma”, un coefficiente riduttivo della pressione di confinamento che tiene conto degli effetti legati alla forma non circolare della sezione.

Tali problematiche sono esaminate in modo approfondito al **capitolo 2**, sulla base di un ricco data-base che raccoglie un gran numero di risultati sperimentali di test di compressione assiale condotti su provini di calcestruzzo confinati con FRP.

I dati sperimentali sono stati utilizzati anche per verificare l'affidabilità di relazioni esistenti per la stima della resistenza del calcestruzzo confinato e della deformazione ultima; inoltre nuove formulazioni sono state proposte operando l'interpolazione dei dati disponibili.

Infine, due modelli tensione-deformazione per calcestruzzo confinato con FRP sono presentati e discussi: il primo, usato per riprodurre le curve sperimentali tensione-deformazione, si basa sulla definizione di una relazione tra pressione confinante esercitata dal sistema in FRP e deformazione assiale dell'elemento di calcestruzzo; il secondo, adottato dal CNR-DT200, più semplice ma meno accurato, ha finalità di progetto e consente di valutare facilmente il contributo del calcestruzzo confinato con FRP nel caso di sezioni in c.a. soggette a carico assiale e momento flettente.

Come già detto, lo scopo del rinforzo di pilastri in c.a. è duplice: l'incremento della capacità di compressione assiale e l'incremento di duttilità.

Il comportamento duttile del pilastro si traduce nella capacità dell'elemento di sostenere rotazioni e drift senza sostanziali perdite di resistenza ed è perciò particolarmente auspicabile sotto l'effetto di eventi sismici, quando le richieste di spostamenti di piano alla struttura possono essere anche molto elevate.

Al **capitolo 3** gli effetti del confinamento sono esaminati alla scala dell'elemento strutturale; la discussione passa dallo studio del comportamento della sezione, fin qui esaminato, a quello del pilastro dove fenomeni come l'instabilità delle barre longitudinali, che dipende dalle caratteristiche dall'elemento e non semplicemente della sezione, devono essere considerati.

Per valutare il comportamento sotto azioni sismiche di pilastri in c.a. confinati con FRP sono state condotte negli ultimi anni numerose campagne sperimentali in cui elementi in scala reale sono stati sottoposti all'azione combinata di sforzi di compressione assiale e di azioni orizzontali di tipo ciclico, con l'obiettivo di simulare le condizioni di carico sismiche.

Tuttavia l'esame della letteratura tecnica evidenzia una quantità ancora limitata di questi test rispetto a quelli di pura compressione assiale condotti su provini in piccola scala.

Nel corso del terzo capitolo è fornita un'ampia rivisitazione dei principali risultati di numerose campagne sperimentali descritte in letteratura.

La comprensione delle evidenze sperimentali è alla base dell'elaborazione di accurate metodologie di progetto dell'intervento di confinamento.

Al **capitolo 4** è presentata e discussa una procedura analitica per la costruzione di domini di progetto sforzo normale-momento flettente (N-M) di sezioni in c.a. confinate con FRP, già messa a punto in Faella et al. (2004a), ma qui ulteriormente sviluppata e semplificata.

In particolare l'introduzione di semplificazioni nel valutare il comportamento del calcestruzzo compresso hanno portato alla definizione di una procedura analitica estremamente semplice nell'applicazione.

La procedura, basata sulle equazioni di equilibrio e sulla congruenza delle deformazioni (analogamente alle procedure impiegate per i pilastri convenzionali in c.a.), utilizza come modello costitutivo del calcestruzzo confinato quello proposto dal CNR-DT200 (2004).

Rispetto ad altre procedure analitiche disponibili in letteratura, solitamente complesse e iterative e quindi non facilmente utilizzabili nella pratica, quella proposta permette di ottenere in modo rapido i domini di interazione al variare della pressione laterale di confinamento, consentendo un efficace utilizzo nell'ambito della progettazione.

La procedura analitica è stata validata confrontando i domini analitici N-M con i risultati di alcune prove sperimentali condotte su pilastri in c.a. confinati con FRP.

Infine è proposta una procedura di progetto che si basa sull'incremento di duttilità richiesto all'intervento di confinamento.

Tale procedura è stata utilizzata per il progetto di un intervento di confinamento sui pilastri di una struttura progettata per soli carichi verticali inadeguata a resistere ad azioni sismiche

1. L' utilizzo di materiali compositi per interventi di adeguamento e rinforzo strutturale

1.1 Generalità dei materiali compositi fibrorinforzati

I materiali compositi, in generale, rappresentano il risultato di una combinazione tridimensionale di almeno due materiali tra loro chimicamente differenti la cui combinazione vanta proprietà chimico-fisiche non riscontrabili nei singoli materiali.

Il cemento armato è un eccellente esempio di materiale composito dove cemento e acciaio mantengono la loro identità: le barre d'acciaio sopportano i carichi di tensione mentre il cemento sopporta quelli in compressione.

I materiali compositi fibro-rinforzati, o più brevemente FRP (acronimo del termine anglo-sassone Fiber Reinforced Polymers), soddisfano entrambe le suddette caratteristiche (Fig.1.1). Essi sono infatti costituiti da:

- **fibre** che rappresentano l'elemento di rinforzo dalle elevate proprietà meccaniche del composito, ovvero sono gli elementi che impartiscono rigidità e resistenza e assorbono prevalentemente la sollecitazione applicata;
- una **matrice di resina epossidica** che lega le fibre, garantisce l'adesione del tessuto al supporto e quindi il trasferimento dei carichi e, infine, protegge le fibre dalle azioni esterne (meccaniche e ambientali).

Talvolta, in aggiunta, possono essere utilizzate anche altre sostanze per migliorare specifiche proprietà del composito. Ad esempio, sono spesso aggiunti alle resine dei **riempitivi (filler)** con lo scopo di migliorarne le proprietà meccaniche, ridurre il costo delle stesse, controllare il fenomeno del ritiro, agevolare il trasferimento dei carichi alle fibre, ridurre la fessurazione nelle zone non armate, migliorare la lavorabilità del prodotto e la finitura superficiale.

Il risultato finale è un materiale che combina alti valori di resistenza e rigidità con ottime caratteristiche di leggerezza e durabilità.

Le fibre comunemente usate sono il **vetro**, il **carbonio** e le **fibre aramidiche**: una scelta oculata delle fibre permette di tarare le caratteristiche di forza e di resistenza della struttura finale su quasi ogni esigenza richiesta al prodotto finito. In base alla natura delle fibre, i compositi fibro-rinforzati possono essere classificati in: GFRP (Glass Fiber-Reinforced Polymers) nel caso di fibre di vetro, CFRP (Carbon Fiber-Reinforced

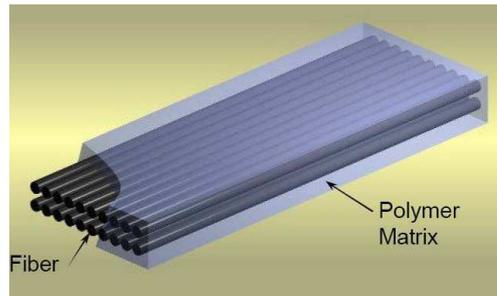


Fig.1.1 – Composizione di materiali in FRP

Polymers) nel caso di carbonio, AFRP (Aramid Fiber-Reinforced Polymers) nel caso di fibre aramidiche.

- Le **fibre di carbonio** sono leggere e particolarmente resistenti dal punto di vista meccanico e chimico. Sono usate per ottenere performance elevate essendo caratterizzati da alti valori del modulo di Young e della resistenza a trazione. Esse presentano comportamenti a rottura di tipo fragile con assorbimenti di energia relativamente bassi; sono meno sensibili a fenomeni di creep e di fatica e mostrano una leggera riduzione della resistenza a trazione a lungo termine.
- Le **fibre aramidiche** sono di natura organica derivata dalla lavorazione di alcune poliammidi aromatiche. In termini generali una fibra aramidica ha una resistenza alla trazione cinque volte superiore a quella dell'acciaio, grande flessibilità ed alta resistenza a fatica. Le fibre aramidiche hanno inoltre una scadente resistenza a compressione, esibiscono il fenomeno del creep, assorbono umidità, temono la corrosione da stress e sono sensibili ai raggi ultravioletti. A tutto questo va ancora aggiunta una elevata resistenza al fuoco e alle alte temperature, agli agenti chimici ed una buona coibenza termica ed isolamento elettrico. Le loro proprietà meccaniche variano con la temperatura: ad esempio la resistenza a trazione valutata a 177 °C è circa il 20-25 % di quella valutata a temperatura ambiente. I materiali a base di fibra aramidica hanno modulo elastico inferiore alle fibre di carbonio a cui vengono spesso accoppiate per creare tessuti ibridi.
- Le **fibre di vetro** presentano le classiche proprietà di questo materiale quali la rigidità, la resistenza alla corrosione, e la non reattività. Inoltre sono flessibili, leggere e poco costose. In commercio esistono diverse fibre di vetro, ciascuna caratterizzata da una sua specifica peculiarità e ottenuta da composti chimici differenti. I principali tipi sono: *E-glass*, con prestazioni meccaniche limitate, ma più economiche di tutte; *S-glass*, con una resistenza meccanica a trazione paragonabile a quella della maggior parte delle fibre in carbonio, ma con un modulo elastico generalmente molto più basso (70÷90 GPa); *C-glass*, con un'elevata resistenza alla corrosione e, infine, *AR-glass* che, essendo molto resistente in ambiente alcalino, oltre ad essere opportunamente leggero, è particolarmente indicato per la realizzazione dei calcestruzzi fibro-rinforzati (FRC – Fiber Reinforced Concrete). Le fibre di vetro più utilizzate sono quelle di tipo “ E ” e di tipo “ S ”. Le fibre di vetro tipicamente hanno un modulo di Young più basso del carbonio o delle fibre aramidiche (70 GPa per E-Glass) e una resistenza all'abrasione molto bassa e perciò è opportuno manipolarle con cautela nell'applicazione. Inoltre sono sensibili a fenomeni di creep, di fatica e alla presenza di umidità.

Tra i tipi di fibre descritti quelle più comunemente usate in edilizia sono le fibre di

carbonio, idonee per il rinforzo strutturale di elementi in calcestruzzo per via del loro elevato modulo elastico, e le fibre aramidiche più adatte per il rinforzo strutturale di elementi in muratura. Per questo tipo di strutture, infatti, è preferibile utilizzare fibre con modulo elastico più basso, dato che un rinforzo troppo rigido risulterebbe incompatibile con i materiali tradizionali e potrebbe creare problemi.

Le fibre di vetro, infine, vengono utilizzate, in genere, a complemento di interventi eseguiti mediante l' utilizzo di fibre di carbonio in quanto, grazie al loro prezzo piuttosto ridotto, consentono di limitare il costo complessivo dell' intervento.

Per quanto riguarda, invece, *le matrici*, quelle comunemente usate per la produzione di materiali in FRP sono le matrici polimeriche, diffuse per la loro economicità e semplicità di realizzazione.

Come già detto il ruolo principale svolto dalla matrice all' interno di un composito è quello di trasferire gli sforzi tra le fibre mediante la propria resistenza a taglio oltre a proteggerla dagli attacchi fisico-meccanici dell' ambiente esterno.

Al fine di consentire il trasferimento degli sforzi è necessario che essa assicuri una buona adesione della fibra al supporto su cui deve essere applicata. Non bisogna dimenticare infatti che spesso l' incollaggio del composito al supporto costituisce l' anello debole di tutto il sistema. Il collasso dell' elemento strutturale avviene spesso, infatti, a causa dell' applicazione di forze di intensità molto minore rispetto a quelle sopportabili dall' FRP utilizzato. Risulta quindi evidente l' inutilità di utilizzare fibre ad elevata resistenza meccanica quando spesso la crisi avviene per la perdita di aderenza tra rinforzo ed elemento rinforzato. Le resine da impiegare devono dunque possedere le caratteristiche adatte alla situazione specifica.

Le più utilizzate nel campo dell' ingegneria civile sono le *resine epossidiche*. Queste hanno ottime proprietà meccaniche, presentano un buon allungamento a rottura, consentono un' eccellente adesione al sottofondo, hanno un bassissimo ritiro (il che è di fondamentale importanza per le proprietà adesive), hanno un' elevata resistenza alla corrosione e risentono, meno di altre resine, di fattori ambientali quali l' umidità e la temperatura.

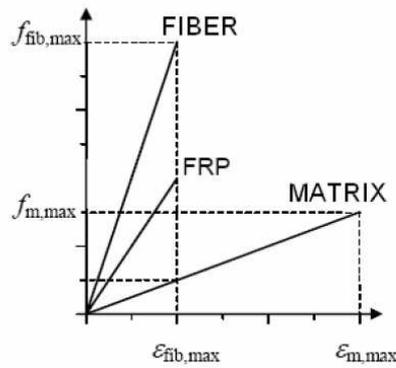
Per quanto fin qui esposto si intuisce facilmente che i materiali compositi fibrorinforzati, ottenuti dall' unione di fibre e resine epossidiche, hanno caratteristiche che dipendono da diversi parametri:

- proprietà meccaniche della fibra
- proprietà meccaniche della matrice resinosa
- orientamento e lunghezza delle fibre
- legami di interazione tra fibra e matrice.

L' *orientamento delle fibre*, per esempio, può essere scelto in modo da ottimizzare le proprietà del composito in funzione delle direzioni principali di trazione e compressione.

Infatti, dal punto di vista del loro comportamento sotto sforzo, va detto che i materiali compositi sono anisotropi e quindi le caratteristiche meccaniche dipendono dall' angolo tra la direzione delle tensioni di trazione e l' asse delle fibre. Per sforzi ortogonali alla tessitura delle fibre la resistenza e la rigidità del materiale sono notevolmente ridotte (coincidenti con quelle della resina); viceversa per sforzi lungo la direzione delle fibre hanno valori massimi.

La curva tensione-deformazione di un FRP ha un andamento elastico-lineare fino a rottura ed è governata da una legge del tipo:



$$\sigma_f = E_f \times \varepsilon_f \quad (1.1)$$

Fig.1.2 – Legame costitutivo di un FRP e dei suoi componenti

dove E_f è il modulo elastico del composito. Si osserva che la rottura dell'FRP avviene per raggiungimento della deformazione massima della fibra $\varepsilon_{fib,max}$. Inoltre è evidente dalla figura 1.2 che le proprietà meccaniche di rigidezza e resistenza del composito sono inferiori rispetto a quelle delle fibre.

In passato tali materiali hanno trovato ampia applicazione in settori come quello aeronautico e militare grazie alle loro elevatissime prestazioni e per molti anni, gli elevati costi di produzione, hanno relegato a questi settori il loro impiego.

Nell'ultimo decennio, complice anche la riduzione dei costi grazie all'ottimizzazione dei processi di produzione, si è registrato nei Paesi più avanzati un costante aumento dell'utilizzo degli FRP nell'ingegneria civile.

Generalmente i materiali compositi sono usati per applicazioni su strutture esistenti, ma vi sono anche svariati esempi di strutture di nuova realizzazione, come il ponte pedonale di Aberfeldy, interamente realizzato con FRP (Fig.1.3).

Lo sviluppo di questi materiali nel settore delle costruzioni è essenzialmente giustificato da una serie non trascurabile di vantaggi che essi offrono rispetto ai materiali tradizionalmente usati per interventi di rinforzo come l'acciaio.

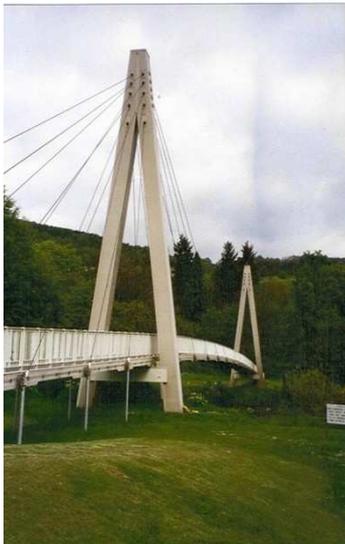


Fig.1.3 – Ponte di Aberfeldy

Difatti gli FRP presentano:

- un elevato rapporto resistenza-peso specifico;
- eccellenti resistenze meccaniche;
- un'ottima resistenza alla corrosione chimica;
- neutralità elettrica e magnetica;
- buona resistenza a fatica;
- basso impatto architettonico;
- basso costo di trasporto.

Inoltre le operazioni di posa in opera di tali materiali sono effettuate in maniera rapida e semplice, riducendo al minimo, ovvero evitando del tutto, i tempi di non fruibilità dell'opera da rinforzare e limitando gli spazi occupati dal cantiere.

La loro leggerezza ne agevola la movimentazione e l'estrema adattabilità ne consente l'applicazione a superfici di forma qualsiasi o in zone di difficile accessibilità.

L'applicazione di questi materiali è caratterizzata da una completa reversibilità data dall'amovibilità degli adesivi anche a distanza di anni.

Pochi sono gli svantaggi rispetto all'uso di materiali tradizionali: su tutti il costo dei prodotti che, in alcuni casi, ad esempio per le fibre di carbonio, può incidere sensibilmente in maniera negativa sul costo dell'intervento.

Va detto, inoltre, che l'elevata tecnologia dei prodotti utilizzati richiede spesso l'impiego di maestranze qualificate.

Infine gli FRP presentano un basso modulo elastico rispetto a quello dell'acciaio, un'elevata anisotropia, una forte sensibilità alla temperatura ed il loro comportamento tensione-deformazione elastico-lineare è caratterizzato da un basso valore della deformazione a rottura (comportamento elasto-fragile).

1.2 I tessuti in FRP per uso strutturale

In commercio esistono vari tipi di prodotti in FRP per uso strutturale.

Alcuni, come *lamine, barre, reti, profili e cavi per precompressione*, ecc., sono prodotti in stabilimento mediante pultrusione o laminazione e applicati all'elemento strutturale da rinforzare mediante adesivi, dando luogo ai cosiddetti *sistemi preformati (pre-cured systems)*; altri, come i *tessuti*, costituiti da fibre unidirezionali o multi direzionali, vengono impregnati in situ con una resina, la quale funge anche da adesivo con il substrato interessato (calcestruzzo, ecc.): si parla in tal caso di *sistemi impregnati in situ (wet lay-up systems)*. Per tali compositi il produttore non può fornire, per ovvie ragioni, delle schede tecniche del composito (come accade per i pre-cured systems), pertanto per definire le caratteristiche del composito è indispensabile rifarsi alle caratteristiche tecniche dei tessuti non impregnati (secchi).

Talvolta i tessuti sono impregnati con resina direttamente negli stabilimenti di produzione e possono essere incollati al substrato da rinforzare con (o senza) l'uso di resine aggiuntive: si parla in tal caso di *sistemi preimpregnati (prepreg systems)*.

Tra i prodotti descritti *lamine* e *tessuti* sono essenzialmente adoperati per rinforzo strutturale di opere esistenti in calcestruzzo armato e/o muratura, mentre *barre, cavi da precompressione, reti* e *profili* sono in genere utilizzati per la realizzazione di strutture, o parti di esse nuove.

I tessuti, applicati con la tecnica del "wet lay-up", sono quelli principalmente usati per interventi di confinamento.

Dal punto di vista della configurazione geometrica si suole distinguere tra *tessuti monodirezionali, bidirezionali e multidirezionali*.

I *tessuti monodirezionali* sono costituiti da fibre o fasci di fibre disposte tutte parallelamente tra loro (ordito) e tenute assieme da una trama di filamenti o da un opportuno legante polimerico che impartiscono una modesta consistenza trasversale.

Nella figura 1.4 si possono notare due configurazioni di tessuti monodirezionali.

Questi sistemi sono impiegati in genere come rinforzi a flessione, dato il loro comportamento monoassiale. Con questa funzione sono applicati spesso su intradossi di travi e solai.

Molto ricorrente è però anche il loro utilizzo per la fasciatura esterna di elementi compressi o presso inflessi come i pilastri, le pile da ponte, le ciminiere, ecc.

Lo scopo di questi interventi è il contenimento delle deformazioni trasversali.

Nei casi in cui oltre alla fasciatura, occorre aumentare anche la resistenza a flessione vengono preferiti i tessuti bidirezionali.

Il *tessuto bidirezionale* è costituito da un tessuto di rinforzo, che nel caso più frequente è di tipo bilanciato (50% di fibre in direzione ordito e 50% di fibre in direzione trama).

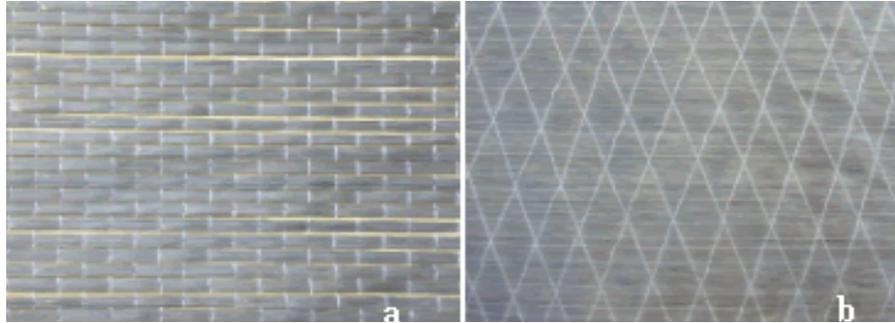


Fig.1.4 – Tessuti monodirezionali con trama in nylon ortogonale (a) e obliqua (b) rispetto alla direzione delle fibre

Entrambi i tipi di tessuto, quello monodirezionale e quello bidirezionale, sono costituiti da fibre “secche” che devono essere impregnate con una resina durante la posa in opera (sistema wet lay-up).

Nel settore del rinforzo strutturale i tessuti bidirezionali trovano applicazione in quei casi in cui esistono due direzioni principali di trazione.

Tipico esempio è il rinforzo a flessione delle piastre in c.a. purché di piccola luce.

Nelle piastre di grande luce, infatti, è economicamente più vantaggioso eseguire il rinforzo applicando strisce discontinue di tessuto monoassiale posto secondo le due direzioni ortogonali.

Altro caso tipico in cui può risultare vantaggiosa l'applicazione di un tessuto bidirezionale è quello del placcaggio di un nodo trave-pilastro per il rinforzo in campo antisismico. In questo caso, infatti, la tendenza è quella di applicare sia fibre “parallele” all'asse delle membrature, per riprendere le tensioni di trazione, che in direzione “perimetrale” per fasciare i suddetti elementi e aumentarne, di conseguenza, la duttilità.



Fig.1.5 – Esempio di tessuto bidirezionale con legatura in poliestere

In questo senso, l'applicazione di un tessuto biassiale può consentire di eseguire il placcaggio senza dover ricorrere all'utilizzo di più strati sovrapposti di rinforzo fibroso.

In figura 1.5 è riportato un esempio di tessuto biassiale.

Sono inoltre disponibili *tessuti a struttura complessa quadriassiale* che, oltre alla disposizione di trama e ordito, possiedono due ulteriori sviluppi nelle direzioni oblique.

Questi sistemi sono utilizzati per risolvere problemi legati a sforzi di taglio, oppure per aumentare la duttilità in campo sismico dei nodi trave-pilastro.

Utilizzando infatti una fasciatura in FRP in corrispondenza dell'attacco tra i due elementi, è possibile correggere gli eventuali errori di progettazione: si rinforza, ad esempio, il nodo caratterizzato da una staffatura inadeguata alle sollecitazioni sismiche.

In buona parte delle tipologie di intervento l'*incollaggio del composito al supporto*

costituisce l'anello debole del sistema e richiede una fase di preparazione del supporto molto accurata.

In Tabella 1.1, si riportano, a titolo di esempio, i valori medi indicativi del modulo elastico, della resistenza a trazione, dello spessore e della deformazione ultima di alcuni prodotti realizzati con compositi fibro-rinforzati.

Tabella 1.1 - Caratteristiche meccaniche di alcuni prodotti in commercio.

Tipo di Materiale Composito	Modulo di Young E_f [GPa]	Resistenza a trazione f_{ft} [MPa]	Spessore nominale [mm]	Deformazione ultima ϵ_{fk} [%]
<i>Lamine di fibre di carbonio</i> <i>Larghezza 50-150mm</i>				
Basso modulo	170	2800	1.20-1.40	1.7
Medio modulo	210	2400	1.20-1.40	1.2
Alto modulo	300	1300	1.20-1.40	0.45
<i>Tessuto di fibre di carbonio unidirezionale</i> <i>Larghezza 500-600mm</i>				
Basso modulo	230	3400	0.111-0.167	1.48
Medio modulo	440	2400	0.146	0.55
Alto modulo	640	1900	0.143	0.3
<i>Tessuto di fibre di vetro unidirezionale</i> <i>Larghezza 500-600mm</i>				
	70	2250	0.17	3.10

1.3 Tipiche applicazioni di FRP per rinforzo o adeguamento strutturale

La maggior parte delle applicazioni pratiche che prevedono l'uso di materiali compositi fibro-rinforzati riguardano interventi di rinforzo su strutture esistenti in cemento armato e muratura.

Le tipologie di intervento con FRP più frequenti, sinteticamente descritte nelle pagina successiva, sono sostanzialmente tre:

- a. il **rinforzo a taglio** di travi e nodi trave-pilastro in c.a (Figg. 1.6 e 1.7);
- b. il **rinforzo di elementi inflessi** mediante placcaggio esterno delle zone sollecitate a trazione (Fig.1.8);
- c. il **confinamento** mediante fasciatura esterna di elementi compressi o presso inflessi come pilastri, pile da ponte, ciminiera, ecc (Figg.1.9 e 1.10).

Le condizioni che possono richiedere tali interventi sono molteplici; a ciascuna di essa è associata una definita tipologia di intervento per uno specifico obiettivo.

Ad esempio, in presenza di modifiche strutturali o di condizioni d'uso che comportino un incremento di carichi esterni, può essere opportuno un intervento di confinamento che miri ad incrementare la resistenza a compressione delle membrature.

Ancora, elementi strutturali ammalorati da fenomeni di degrado o da urti accidentali possono richiedere l'uso di fibre sia per favorire (specie sugli strati esterni ove si concentra il danneggiamento) la collaborazione tra parti diverse della sezione,

RINFORZO A TAGLIO



Fig.1.6 – Intervento di rinforzo a taglio

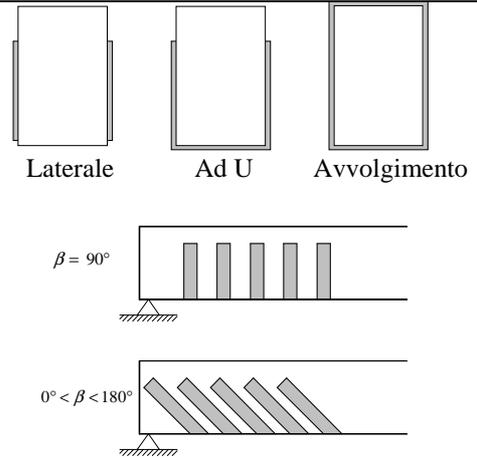


Fig.1.7 – Modalità di applicazione dei tessuti in FRP per rinforzi a taglio

Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando strisce di tessuto su uno o più strati in aderenza alla superficie esterna dell'elemento da rinforzare, in genere una trave (Fig.1.6).
Le strisce possono essere applicate in maniera discontinua, con spazi vuoti fra strisce consecutive, oppure in maniera continua, con strisce adiacenti l'una all'altra. In quest'ultimo caso il rinforzo assume l'aspetto di un foglio.
La disposizione del rinforzo attorno alla sezione può avvenire nelle seguenti modalità: rinforzo laterale, rinforzo ad U e rinforzo in avvolgimento (Fig.1.7).

RINFORZO A FLESSIONE



Fig.1.8 – Intervento di rinforzo a flessione

Il rinforzo a flessione con materiali compositi può essere eseguito applicando una o più lamine (Fig.1.8), ovvero uno o più strati di tessuto, al lembo teso dell'elemento da rinforzare. L'incollaggio di fogli e lamine in FRP nella zona tesa di elementi inflessi, comporta tre benefici: riduzione della freccia in condizioni di servizio, incremento della capacità portante, protezione dello stato fessurativo del conglomerato ed incremento di curabilità.

CONFINAMENTO



Fig.1.9 – Intervento di confinamento

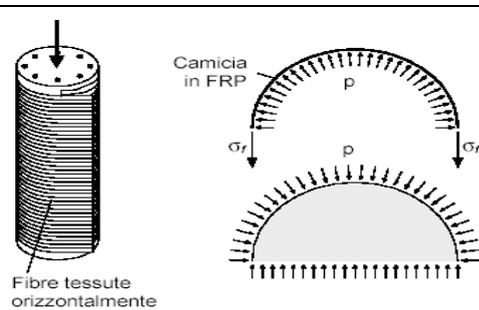


Fig.1.10 – Azione di confinamento

Il confinamento con FRP si realizza su pilastri a sezione circolare e non, avvolgendo sulla superficie esterna dell'elemento uno o più strati di tessuto, in genere con le fibre disposte in direzione orizzontale (Fig.1.9). La fasciatura può essere continua o discontinua.
L'azione confinante si esplica solo a seguito della dilatazione trasversale del nucleo di calcestruzzo compresso che, mettendo in tensione il tessuto esterno, opera un'azione confinante diretta verso l'interno (*confinamento passivo*) (Fig.1.10)

in particolare tra la parte residua della vecchia sezione e la parte ricostruita, sia per contenere le armature longitudinali in cui il danneggiamento della sezione ha potuto determinare la disarticolazioni rispetto alla staffatura.

In generale gli interventi con FRP possono:

- aumentare la resistenza flessionale e la rigidezza di un elemento;
- aumentare la capacità di carico assiale;
- aumentare la resistenza a taglio (torsione);
- incrementare la duttilità e la capacità di esibire spostamenti e deformazioni in campo plastico.

Quest'ultima prestazione è specificatamente richiesta per migliorare la performance sismica della struttura; ma anche i primi tre obiettivi progettuali sono spesso finalizzati a migliorare il comportamento duttile della struttura eliminando meccanismi di collasso fragile. Per esempio un aumento della resistenza a taglio di un elemento può scongiurare la rottura per taglio e favorire un collasso duttile per flessione.

In ogni caso l'opportuna dislocazione degli interventi descritti in un organismo strutturale consente – attraverso un incremento della **duttilità locale** dei singoli elementi– di incrementare la capacità della struttura a sopportare deformazioni in campo plastico (**duttilità globale**).

Si pensi, ad esempio, al confinamento delle colonne nella zona di cerniera plastica: esso comporta un aumento della duttilità locale in quanto aumenta la deformazione ultima del calcestruzzo compresso; a tale incremento è associato un incremento della duttilità rotazionale della colonna da cui ne consegue una maggiore capacità della stessa di esibire spostamenti in campo plastico e quindi un miglioramento della duttilità globale della struttura. L'intera struttura, con l'apporto fornito dalle fibre, è capace di dissipare una maggiore aliquota dell'energia sprigionata dal sisma, subendo deformazioni anche notevoli, senza che queste comportino il crollo della stessa.

1.4 Il confinamento: comportamento e finalità dell'intervento

Tra gli interventi di rinforzo realizzabili con i materiali compositi il confinamento di colonne in cemento armato attraverso fasciature di tessuti in FRP è certamente uno dei più diffusi e studiati degli ultimi anni.

In generale, l'effetto del confinamento può essere schematizzato come una compressione uniforme p agente sulla superficie esterna dell'elemento, o su una parte di essa, che si oppone alle deformazioni trasversali dell'elemento sollecitato.

Tale azione può definirsi:

- *passiva*, quando è l'espansione stessa dell'elemento caricato a generare la reazione confinante del materiale fasciante;
- *attiva*, quando il materiale fasciante genera un effetto di confinamento immediatamente dopo la sua applicazione ed indipendentemente dall'espansione dell'elemento fasciato.

Il confinamento con FRP, in genere ottenuto avvolgendo sulla superficie esterna dell'elemento uno o più strati di materiale fibroso da impregnare con resina in opera (wet lay up), è un tipo di confinamento *passivo*, cioè si sviluppa solo a seguito della

dilatazione trasversale del nucleo di calcestruzzo compresso che mette in tensione gli avvolgimenti esterni, i quali in tal modo operano un'azione confinante diretta verso l'interno.

Quando sono utilizzati per il confinamento, il peculiare comportamento elasto-fragile dei materiali compositi fibrorinforzati si traduce in un'azione del sistema confinante sensibilmente diversa da quella esplicata dai sistemi tradizionali che impiegano materiali metallici e che rappresentavano in passato le uniche tecniche disponibili per l'adeguamento di colonne verticali (es. interventi di cerchiatura basati sull'utilizzo di anelli metallici montati a caldo, applicazione di camicie in acciaio).

I risultati più rilevanti degli studi, sia sperimentali che teorici, condotti in questi ultimi anni sono riassunti nelle figure 1.11 e 1.12 dove il comportamento in termini di tensione-deformazione (normalizzato) del calcestruzzo confinato con FRP è appunto confrontato con il più familiare comportamento del calcestruzzo confinato con acciaio.

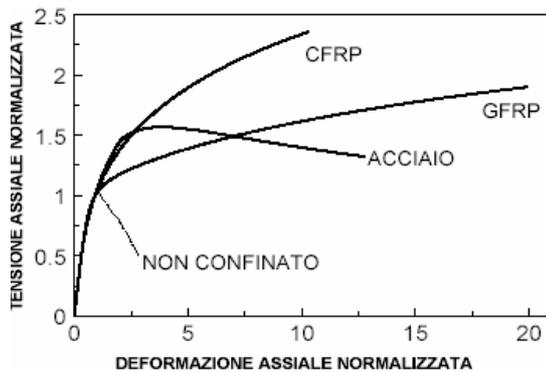


Fig.1.11 - Legami costitutivi per elementi in calcestruzzo non confinato e in calcestruzzo confinato con sistemi in acciaio o in FRP

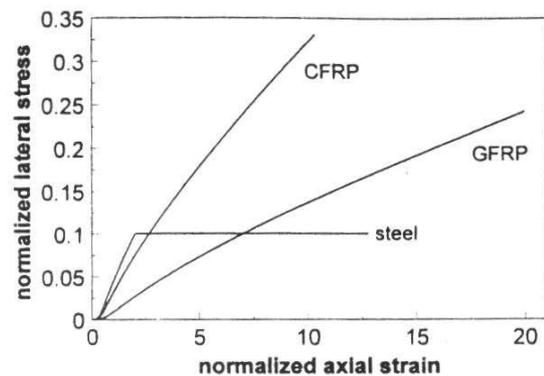


Fig.1.12 - Pressione di confinamento per elementi in calcestruzzo confinato con sistemi in acciaio o in FRP

Nella curva tensione-deformazione di figura 1.11 si vede come per il provino rinforzato con FRP l'andamento sia sempre crescente, mentre la curva del provino rinforzato con acciaio, dopo il raggiungimento della resistenza di picco, mostra una diminuzione della tensione all'aumentare della deformazione.

In figura 1.12 si può osservare il fenomeno che determina un così diverso comportamento: diversamente dall'acciaio, che produce un'azione di confinamento costante dopo lo snervamento, l'FRP rimane elastico fino alla rottura e quindi applica il confinamento con modalità differente, esercitando un'azione di confinamento variabile durante tutto il processo di carico e linearmente crescente con la deformazione laterale dell'elemento confinato, contenendo la deformazione laterale del calcestruzzo ed impedendone la degradazione.

Questa azione consente di ottenere un aumento della duttilità e della resistenza ultima rispetto al provino confinato con acciaio.

Gli obiettivi principali del confinamento sono, infatti, quelli di:

1. aumentare la resistenza del calcestruzzo;
2. aumentare la deformazione ultima del calcestruzzo.

Oltre a ciò, il confinamento:

3. assicura un ritegno trasversale all'armatura longitudinale, contrastandone lo svergolamento ed impedendo l'espulsione del copriferro;
4. migliora l'aderenza tra barre e calcestruzzo

In effetti il rinforzo degli elementi verticali in cemento armato, siano essi pilastri o pile da ponte, presenta implicazioni differenti a seconda che si intervenga su strutture convenzionali o su strutture antisismiche.

Gli obiettivi dell'adeguamento sono essenzialmente quelli citati ai punti 1, 3, e 4 in tutte quelle *strutture convenzionali* per cui è richiesto un cambiamento di destinazione d'uso con conseguente aumento dei carichi verticali, ovvero in quelle situazioni in cui lo stato di conservazione dei materiali sia tale da non assicurare più agli elementi le resistenze per le quali sono stati progettati originariamente, come nel caso di pile da ponte in cui il calcestruzzo è profondamente degradato. In tali casi l'intervento di rinforzo consiste nell'incrementare l'area resistente della sezione degli elementi verticali e/o nel produrre un'azione di confinamento con tessuti unidirezionali le cui fibre sono disposte secondo la giacitura orizzontale.

Questa tecnica, impiegata nelle zone di sovrapposizione delle armature, migliora l'aderenza tra le barre ed il calcestruzzo circostante e quindi mitiga lo scorrimento relativo o lo sfilamento delle barre nelle zone di ancoraggio e di sovrapposizione.

Nel caso, invece, di *strutture realizzate in zona sismica*, più che ad un incremento della resistenza, l'intervento di rinforzo è finalizzato soprattutto ad un incremento della duttilità rotazionale e della capacità dissipativa delle sezioni critiche delle colonne.

E' noto, infatti, che le zone di estremità di travi e pilastri in prossimità dei nodi risultano particolarmente sollecitate durante il sisma.

In un progetto sismicamente corretto, per assicurare una certa duttilità di tali zone, è necessario garantire idonee percentuali delle armature longitudinali e trasversali; in particolare, essendo i pilastri meno duttili, a causa dell'azione dello sforzo assiale di compressione, si dovrebbe infittire il passo delle staffe in prossimità dei nodi.

Utilizzando una fasciatura in *FRP* in corrispondenza delle zone critiche dei pilastri è possibile correggere eventuali errori di progettazione consistenti in una staffatura inadeguata.

A tal proposito va rilevato che le normative italiane antecedenti quella antisismica non prevedevano una adeguata staffatura degli elementi compressi. Di conseguenza, nelle costruzioni realizzate fra gli anni '50 e '70 è di frequente presente una quantità di staffe non adeguata a garantire un comportamento sufficientemente duttile dei pilastri; inoltre errori di realizzazione e/o l'inadeguata cura nella posa in opera delle staffe (staffe non correttamente posizionate e non ben chiuse) contribuiscono, spesso, ad aggravare la situazione.

I danni registrati in edifici in c.a. hanno messo drammaticamente in luce tali deficienze (collassi per insufficiente staffatura locale delle colonne, fenomeni di instabilità delle barre longitudinali compresse, etc.).

Gli studi sperimentali condotti su colonne in calcestruzzo hanno evidenziato che fasciando tali elementi con tessuti di *FRP*, disposti su uno o più strati, è possibile ovviare a tali inconvenienti.

In figura 1.13 sono riportati esempi di rotture più o meno fragili di pilastri in c.a. causati da una insufficiente staffatura.

In particolare si osservano:

- collasso per taglio, maggiormente pericoloso perché fragile ed esplosivo (vedi Fig.1.13-1);
- collasso per flessione alla base della colonna causata da insufficiente sovrapposizione delle armature longitudinali (vedi Fig.1.13-2);
- collasso della cerniera plastica al nodo con instabilità delle barre compresse (vedi Fig.1.13-3).

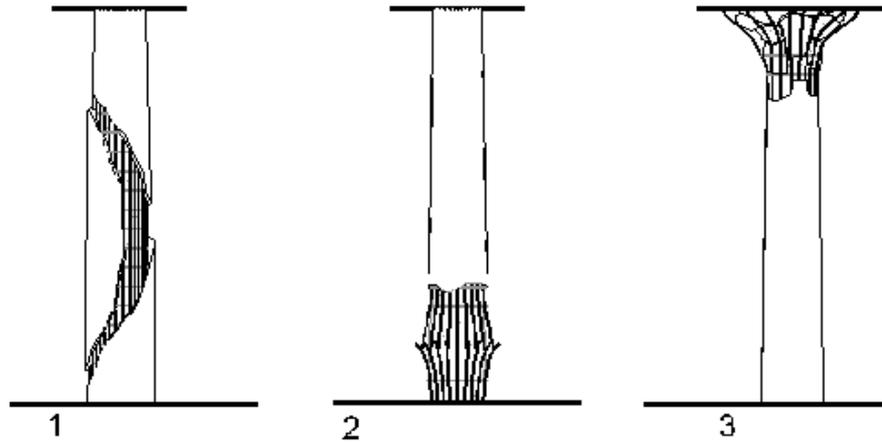


Fig.1.13 - Meccanismi di collasso di una colonna circolare in cemento armato.

Questi meccanismi di collasso possono essere evitati o attenuati incrementando la pressione laterale di confinamento mediante fasciature con nastri di fibre (si usano fibre di vetro, *GFRP*, aramidiche, *AFRP*, più di frequente *CFRP*) di tipo unidirezionale, disposti secondo i piani orizzontali.



Fig.1.14 - Coop centro storico di Milano: intervento di fasciatura di un pilastro

Si riportano a lato alcune foto di interventi eseguiti con la tecnica del wrapping fasciando colonne in c.a. soggette a sollecitazione di presso flessione. Nella figura 1.14 si osserva un intervento di fasciatura di un pilastro di un centro commerciale a Milano.

Si richiama l'importanza di un'adeguata preparazione della superficie prima dell'applicazione del rinforzo.

In questo caso il pilastro è stato fasciato per tutta la sua altezza.

Altro esempio di risanamento mediante la tecnica del confinamento è quello di un vecchio serbatoio per l'acqua potabile alto 26 m presso Castiglione del Lago, dove i pilastri erano notevolmente danneggiati, il calcestruzzo del copriferro era diffusamente fessurato e l'armatura corrosa. Dopo aver ripristinato le sezioni danneggiate, la base dei pilastri è stata fasciata con fogli di Replark (Fig.1.15).

In alcuni casi l'intervento di confinamento prevede un'incamiciatura con gusci prefabbricati.



Fig.1.15 - Serbatoio di Castiglione del Lago (PG): foto prima e dopo l'intervento di fasciatura

La tecnica consiste nell'applicazione attorno all'elemento colonna di due metà di gusci prefabbricati, a seconda della forma della sezione da consolidare, aventi forme circolari oppure rettangolare, o ancora di gusci interi tagliati verticalmente che vengono aperti e disposti attorno alla colonna. L'azione del confinamento di tali gusci è meno efficace.

1.5 Quadro normativo per interventi di confinamento con FRP

1.5.1 Considerazioni di carattere generale

Nell'ultimo decennio, il crescente interesse per l'utilizzo dei materiali compositi nell'ambito dell'ingegneria civile ha spinto gruppi e commissioni internazionali ad una fitta produzione di linee-guida e raccomandazioni specificatamente predisposte per l'impiego di materiali "non convenzionali".

Si tratta di documenti che, pur non essendo ancora delle norme cogenti, rappresentano un valido strumento per orientarsi nella progettazione, l'esecuzione e il controllo degli interventi di consolidamento con i nuovi materiali, filtrando con discrezione la ponderosa bibliografia che la letteratura specifica mette a disposizione e lasciando comunque ai tecnici la responsabilità finale delle scelte operate.

Si possono citare le regole progettuali elaborate e pubblicate su appositi bollettini dal *fib* Task Group 9.3, il comitato istituito a livello europeo nel 1993, oppure i bollettini dell'*American Concrete Institute* (ACI) che hanno l'intento di fornire nuove linee guida per il progetto e la costruzione di strutture in cemento armato rinforzate con FRP.

In Europa un ulteriore contributo al progetto degli interventi con FRP fu fornito dall'*European Committee for Standardization* che pubblicò nel 2003 nuove regole in merito nell'Eurocode 8 "*Design of structures for earthquake resistance*" Part 3 "*Assessment and retrofitting of buildings*", Draft n°7 January 2003 (CEN 2003).

Anche Paesi come Giappone, Canada, Cina, Australia hanno sempre mostrato un forte interesse nei confronti delle nuove problematiche promuovendo la produzione e diffusione di numerosi altri studi, raccomandazioni e norme tecniche.

In Italia le *Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008* (NTC 2008) introducono l'uso di FRP nel rinforzo sismico di elementi in c.a. e rimandano, in modo esplicito, per le verifiche di sicurezza alle istruzioni del CNR (CNR 2004).

Di seguito viene presentata una breve rivisitazione dei metodi di progetto adottati dai vari documenti normativi per interventi di confinamento con FRP mettendone in luce analogie e differenze. In particolare saranno esaminati :

- *American Concrete Institute Committee 440.2R-2002 (ACI2002)*
- *Canadian Standard Association S806-02, 2002 (CSA2002)*
- *Fédération internationale du Béton Bulletin 14, 2001 (fib 2001)*
- *Concrete Society Technical Report No. 55 2004 (CS 2004)*
- *Consiglio Nazionale delle Ricerche DT200-2004 (CNR 2004)*

Non sono stata citate linee guida o raccomandazioni del Japan Concrete Institute o della Japan Society of Civil Engineers poiché i documenti ad oggi disponibili, *Recommendation for FRP Reinforcement for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials (JSCE 1997)* e *Recommendation for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets (JSCE 2001)*, pubblicate nel 2001 non trattano in maniera specifica il confinamento di elementi sottoposti a compressione assiale

Nella trattazione, al fine di agevolare il confronto, è stato utilizzato un set di parametri con una simbologia uniforme per i diversi documenti, e quindi talvolta diversa da quella originaria adottata dal singolo documento (si veda *Appendice I*).

Nei documenti citati il progetto degli interventi di rinforzo è basato sui principi del metodo agli stati limite.

Questo approccio garantisce di avere un sufficiente grado di sicurezza sia nei confronti degli stati limite di esercizio (controlli sull'ampiezza delle fessure e sulle deformazioni)

che nei riguardi degli stati limite ultimi (collasso dell'elemento strutturale, rottura del rinforzo e comportamento a fatica).

Le equazioni proposte dalle linee guida correnti sono per la maggior parte basate su formulazioni sviluppate per colonne con sezione circolare e poi modificate con opportuni coefficienti di forma e di efficienza che tengono conto della geometria della sezione e del suo effetto sulla pressione confinante.

Alcune delle relazioni presentate per la resistenza e deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP e i modelli costitutivi tensione-deformazione saranno utilizzate nella trattazione successiva per il confronto con numerosi dati sperimentali allo scopo di verificare l'affidabilità delle stesse relazioni e indicare possibili sviluppi futuri.

1.5.2 Confronto tra le formulazioni di progetto/verifica adottate dalle norme esistenti

In generale le verifiche agli stati limite si intendono soddisfatte se la capacità (ovvero la resistenza R) dell'elemento strutturale è maggiore della domanda (ovvero delle sollecitazioni applicate S).

Questo concetto, ormai ampiamente diffuso in tutte le normative, può essere quindi sintetizzato nella relazione:

$$R \geq S \quad (1.2)$$

Nella verifica allo SLU di un elemento la domanda S rappresenta le sollecitazioni di progetto agenti sull'elemento, mentre la capacità R rappresenta le massime sollecitazioni che l'elemento può sostenere, calcolate in condizioni ultime. Generalmente le *sollecitazioni di progetto* sono calcolate moltiplicando i carichi permanenti e accidentali per fattori di sicurezza amplificativi (maggiori di 1) che tengono conto della possibilità che i carichi reali agenti siano maggiori di quelli attesi. Le *sollecitazioni in condizioni ultime*, invece, sono calcolate utilizzando le resistenze caratteristiche dei materiali ridotte con opportuni coefficienti parziali che tengono conto della possibilità che la resistenza reale sia minore di quella calcolata.

Mentre per il calcolo delle sollecitazioni di progetto tutte le linee guida correnti concordano con la metodologia descritta, differenziandosi per i coefficienti di amplificazione adottati, per il calcolo della resistenza R si rilevano alcune differenze.

Per la *Canadian Standard Association (CSA)*, la *Concrete Society*, la *Fédération Internationale du Béton (fib)*, e per il *Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR)* i coefficienti parziali dei materiali sono applicati individualmente a ognuno dei materiali componenti l'elemento (calcestruzzo, acciaio e FRP) nel calcolo della resistenza.

Questi coefficienti, indicati come fattori γ , sono maggiori dell'unità e sono usati come divisori (ad eccezione della *CSA* che adotta fattori minori di 1 usati come moltiplicatori).

La norma americana si distingue dalle altre in quanto, invece di ridurre le resistenze caratteristiche dei materiali, riduce direttamente la capacità resistente R moltiplicandola per un fattore riduttivo $\phi (<1)$.

Il Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), oltre a ridurre le resistenze caratteristiche dei materiali, introduce un fattore di sicurezza $\gamma_d >1$ per il quale è divisa la capacità resistente. Tale fattore, che varia a seconda del modello meccanico considerato (taglio, flessione, ancoraggio, ecc.), tiene conto delle incertezze insite nel modello suddetto.

Infine l'ACI, la Concrete Society e il CNR considerano ulteriori fattori di sicurezza per

i materiali compositi, che tengono conto del tipo di materiale, del tipo di applicazione, dalle condizioni di esposizione ambientale.

La Tabella 1.2 mostra i fattori di sicurezza citati e i coefficienti parziali usati dalle diverse linee guida. Si evidenzia che i pedici “c”, “s” ed “f” stanno per calcestruzzo (concrete), acciaio (steel) e FRP rispettivamente.

Poiché le istruzioni fornite dall’ACI Committee 440.2R-02 (ACI 2002) si basano sulle prescrizioni della norma ACI 318-1999 (ACI 1999), i fattori di riduzione presentati in tabella sono quelli forniti da questo documento per il caso di compressione assiale; analogamente i coefficienti parziali dei materiali per il CNR-DT200 (CNR 2004) sono quelli forniti dalle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008).

Le Tabelle 1.3 e 1.4 rappresentano un quadro delle equazioni fornite da ciascun documento tecnico per il calcolo della pressione di confinamento efficace ($f_{l,eff}$), della resistenza a compressione massima (f_{cc}) e della deformazione ultima a compressione (ϵ_{ccu}) nel caso di pilastri in c.a. confinati con FRP rispettivamente con sezione circolare (Tabella 1.2) e non (Tabella 1.3).

American Concrete Institute (ACI Committee 440.2R-02), 2002

L’approccio presentato dall’ACI Committee 440 (ACI 2002) per l’incremento di resistenza a compressione è basata sulla formula originariamente sviluppata da Mander et al (1988) per calcestruzzo confinato con acciaio, che fu più tardi applicato da Spoelstra e Monti (1999) al caso di calcestruzzo confinato con FRP.

La formula di Mander et al. (1988) fu adattata per la determinazione dell’incremento di resistenza massimo fornito dal sistema in FRP: ciò grazie al fatto che fino al punto di snervamento dell’acciaio non esiste nessuna differenza nei meccanismi di confinamento tra acciaio e FRP avendo entrambi comportamento elastico lineare.

La formula per f_{cc} nel documento fornisce la tensione assiale di picco della curva di Mander corrispondente a una pressione di confinamento limitata dalla deformazione laterale effettiva attinta a rottura dall’FRP (ϵ_{lu}).

Questa espressione è valida per elementi sotto effetti di compressione assiale e di momento flettente e quindi, è implicito che è applicabile anche per il caso di compressione pura.

La definizione della deformazione effettiva (ϵ_{lu}) fu basata sui risultati ottenuti da tests su pilastri e travi completamente fasciati con FRP, dove si osservò che la “frantumazione” del calcestruzzo si verificava a livelli di deformazione del sistema in FRP minori dei valori di deformazione ultima a trazione della fibra. Di qui, per evitare quel tipo di collasso, la deformazione massima nelle applicazioni di rinforzo a taglio è stata imposta

inferiore a 0.004 o al 75% della deformazione a rottura dell’FRP $\epsilon_{f,k}$.

La pressione di confinamento è anche influenzata dal fattore k_H introdotto da Restrepo e De Vito (1996) per tener conto della geometria della sezione non-circolare.

L’ACI fornisce un’espressione per determinare la deformazione assiale corrispondente alla resistenza di picco per pilastri di sezione trasversale circolare e prismatica (ϵ_{cc}) (Mander et

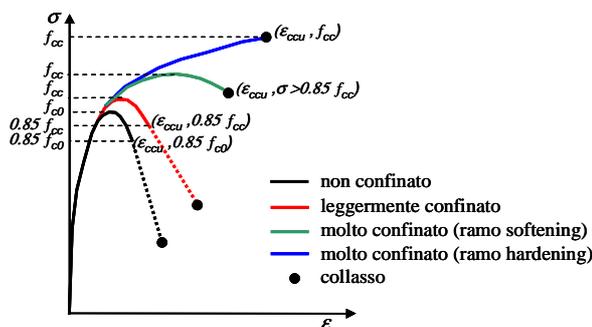


Fig.1.16 – Legame schematico σ - ϵ per pilastri in c.a. confinati e non con FRP (Rocca et al. 2006)

al. 1988). Questa deformazione corrisponde alla deformazione assiale ultima ϵ_{ccu} nel caso in cui si osserva una curva tensione-deformazione con un secondo ramo ascendente (si veda curva in blu in figura 1.16).

Tuttavia, per casi corrispondenti a pilastri leggermente confinati o molto confinati con ramo softening (si veda rispettivamente curve in rosso e in verde in figura 1.16), l'espressione fornita dal documento fornisce la deformazione corrispondente alla tensione di picco e non la deformazione ultima.

Canadian Standard Association S806-02 (CSA 2002), 2002

Nelle linee guida CSA S806-02 (CSA 2002), la massima resistenza a compressione del calcestruzzo confinato è data dall'equazione:

$$f_{cc} = 0.85 f'_c + k_l k_H f_{l,eff} \quad (1.3)$$

La definizione del parametro k_l assomiglia all'espressione empiricamente derivata da Saatcioglu e Razvi (1992) per il coefficiente di confinamento nella ben nota equazione fornita da Richart et al. (1928): $f_{cc} = f_{c0} + k_l f_{l,eff}$ dove $k_l = 6.7 (k_H f_{l,eff})^{-0.17}$.

Poiché l'Eq.(1.3) è stata ottenuta dai risultati di prove su provini di calcestruzzo cilindrici confinati, l'introduzione del coefficiente di forma k_H è per tener conto della diversa forma della sezione trasversale. Infatti $k_H = 1$ e 0.25 rispettivamente per sezione circolare e non circolare.

La pressione di confinamento $f_{l,eff}$ nel caso di sezione trasversale non circolare, è calcolata dall'equilibrio di forze per la sezione circolare sottoposta all'azione di confinamento, dove il diametro D corrisponde alla dimensione del lato minore della sezione non circolare (CSA 1994). La tensione massima che il sistema in FRP può raggiungere a rottura (f_{lu}) è basata sulla stessa limitazione alla deformazione data dall'ACI. Non è fornita invece nessuna espressione per il calcolo della deformazione assiale ultima per calcestruzzo confinato.

Concrete Society Technical Report No. 55 (CS2004), 2004

Per pilastri con sezione circolare, la Concrete Society propone un modello di progetto (design-oriented model), sviluppato da Lam e Teng (2003a).

Questo modello è stato tarato su tutti i dati sperimentali allora disponibili.

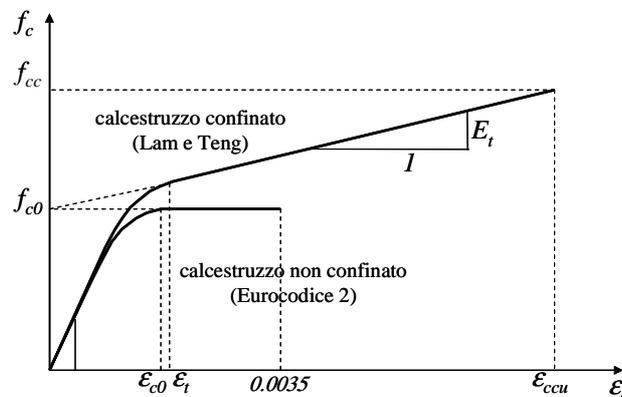


Fig.1.17 – Legame f_c - ϵ_c proposto da Lam e Teng per pilastri in c.a. confinati e non con FRP (Lam e Teng 2003a)

Come si osserva dalla figura 1.17, il modello di calcestruzzo confinato è composto da un ramo parabolico iniziale seguito da un ramo lineare crescente a partire dal valore di deformazione ε_i .

Tale modello è applicabile solo per valori crescenti della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato (quindi non nel caso di modelli con rami softening o discendenti); a tale scopo è fissato un livello di confinamento minimo da garantire:

$$\frac{2nt_j E_f}{D(f_{c0})^2} > 0.183 \text{ (mm}^2 / \text{N)} \quad (1.4)$$

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} è dato dall'Eq.(1.5), che aveva mostrato un buon accordo con i test condotti su provini in calcestruzzo fasciati con tessuti in FRP o con tubi di FRP.

Si nota che nell'Eq.(1.5) f_{cc} è basata sulla resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo non confinato f_{cu}^* e differisce da quella fornita dal modello di Lam e Teng (2003a).

$$f_{cc} = f_{cu}^* + 0.05 \left(\frac{2nt_j}{D} \right) E_f \quad (1.5)$$

Con riferimento alla deformazione assiale ultima del calcestruzzo confinato ε_{ccu} , l'espressione fornita dal documento è quella proposta da Lam e Teng (2003a) nel loro modello originario (Tabella 1.3). Tale espressione considera la dipendenza della deformazione assiale dalla rigidità fornita dalla camicia in FRP e contempla la non-linearità del trend fornito dai risultati dei test.

I coefficienti di non-linearità riflettono il fatto che il coefficiente di Poisson secante dipende essenzialmente dal rapporto di rigidità del confinamento: $2E_f n t_j / E_{c,sec} D$.

Inoltre, l'equazione suggerita per la deformazione ultima include un fattore di efficienza della deformazione (0.6) proposto dagli autori del modello, e definito dall'evidenza sperimentale.

Il documento raccomanda che se la deformazione assiale ultima ε_{ccu} dovesse essere maggiore di 0.01, allora la tensione f_{cc} deve essere assunta pari al valore che essa assume in corrispondenza della deformazione $\varepsilon_{cc} = 0.01$, valutata sulla curva tensione-deformazione (si veda Tabella 1.3).

L'espressione per predire la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP per elementi a sezione non-circolare fu basata su un'equazione originariamente sviluppata per sezioni circolari: $f_{cc} = f_{c0} + k_t k_H f_{i,eff}$, dove k_t , derivato empiricamente, era considerato pari a 2.

Inoltre k_H rappresenta il rapporto (A_e/A_c) diviso per il rapporto fra i lati (h/b).

La pressione di confinamento $f_{i,eff}$ è data in termini di diametro equivalente D , che è definita da Teng et al. (2002) come la diagonale della sezione trasversale (Fig.1.18).

Mentre, però, il modello di Lam e Teng considera l'approccio, generalmente accettato, di un'area confinata effettiva definita da quattro parabole con pendenza iniziale pari a quella delle diagonali della sezione, la Concrete Society assume una pendenza a 45° .

Per il caso di elementi in calcestruzzo confinati con FRP con sezione trasversale non circolare, nessuna prescrizione è data per il calcolo della deformazione assiale ultima ε_{ccu} .

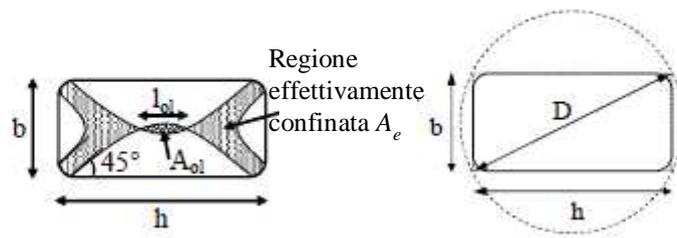


Fig.1.18 – Sovrapposizione delle parabole nella regione confinata (Concrete Society 2004)

Fédération internationale du Béton (fib Bulletin 14), 2001

Le prescrizioni di progetto fornite dal *fib* per pilastri di sezione circolare e non circolare sono basate sul modello proposto da Spoelstra e Monti (1999).

Questi autori hanno sviluppato un modello iterativo orientato all'analisi per pilastri circolari dal quale sono state derivate due set di equazioni in forma chiusa per la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} e per la deformazione assiale ultima ϵ_{ccu} : formule "esatte" e "approssimate".

Il primo richiede il calcolo preliminare dei parametri f_{cc}^* e ϵ_{cc}^* della curva tensione – deformazione di Mander, e il modulo di elasticità secante in condizioni ultime $E_{sec,u}$ (Eq.1.6).

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1 + 2\beta\epsilon_{f,k}} \Rightarrow f_{cc} = E_{sec,u}\epsilon_{ccu} = \frac{E_c\epsilon_{ccu}}{1 + 2\beta\epsilon_{f,k}} \quad (1.6)$$

Il secondo set di equazioni comprende equazioni alternative ottenute da Spoelstra e Monti (1999) sulla base di un'analisi di regressione dei risultati del modello proposto; esse richiedono solo il preliminare calcolo della pressione di confinamento $f_{l,eff}$.

Queste formule sono più facilmente utilizzabili per scopi di progetto.

Una particolare caratteristica del modello presentato da Spoelstra e Monti è l'introduzione di un parametro β per tener conto della degradazione del calcestruzzo quando sottoposto a carichi. (si veda Eq.(1.7)).

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f_{c0}|}} - 500 \quad (f_{c0} \text{ in MPa}) \quad (1.7)$$

Questo parametro fu originariamente introdotto da Pantazopoulou e Mills (1995) per la legge costitutiva del calcestruzzo confinato.

Il parametro fu adattato da Spoelstra e Monti in modo da dipendere da più proprietà meccaniche come f_{c0} , ϵ_{c0} , e E_c :

Il *fib* evidenzia che la deformazione a rottura della camicia in FRP, basata sull'evidenza sperimentale, è più bassa di quella della deformazione ultima ottenuta dai test di trazione del materiale.

Tale riduzione è attribuita nel documento a diversi fattori, come: la qualità dell'esecuzione (fibre non perfettamente allineate o preparazione non adeguata della superficie), la presenza di spigoli con bassi raggi di curvatura, lo stato combinato di tensioni cui è soggetto il sistema confinante.

A causa della mancanza di dati su questi effetti, nessun coefficiente riduttivo è stato ad

oggi proposto.

Nel caso di pilastri a sezione circolare, per il calcolo della pressione efficace di confinamento esercitata dal sistema in FRP ($f_{l,eff}$) il *fib* fornisce un coefficiente di efficienza k_V (Eq. 1.8) minore di 1 per confinamento parziale e pari ad 1 per confinamento continuo.

$$k_V = \left(1 - \frac{s'}{2D}\right) \quad (1.8)$$

Nel caso di pilastri non circolari, è introdotto un fattore k_H (Eq. 1.9) che riduce l'efficacia del confinamento per motivi geometrici.

$$k_H = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (h - 2r)^2}{3A_g(1 - \rho_l)} \quad (1.9)$$

Non è invece introdotto un ulteriore fattore riduttivo che tenga conto degli effetti di una fasciatura parziale per pilastri non circolari.

Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR-DT 200/2004), 2004.

Per la valutazione del comportamento allo stato limite ultimo di sezioni compresse o presso-inflesse confinate con FRP, il documento propone il modello di progetto sviluppato da Faella e Realfonzo (2002).

Il modello, descritto in dettaglio al capitolo 2 e composto da un ramo parabolico iniziale seguito da un ramo lineare crescente, è molto simile al modello di Lam e Teng (2003a). Per la resistenza di progetto del calcestruzzo confinato (f_{cc}) il documento fornisce la seguente relazione:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{c0}} = 1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (1.10)$$

nella quale f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nella normativa vigente, ed $f_{l,eff}$ è la pressione di confinamento efficace, che rappresenta un'aliquota della pressione di confinamento f_l esercitata dal sistema. Secondo il CNR, il confinamento è efficace solo se $f_{l,eff}/f_{c0} > 0.05$.

La pressione di confinamento efficace dipende dalla forma della sezione e delle modalità di intervento ed è fornita dalla relazione:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l = \frac{1}{2} \cdot k_{eff} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (1.11)$$

dove E_f è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre e $\varepsilon_{fd,rid}$ è una deformazione ridotta di calcolo del composito fibro-rinforzato valutata a partire dalla deformazione caratteristica a rottura dell'FRP (ε_{fk}), tenendo conto di opportuni fattori ambientali.

Va sottolineato che il valore della deformazione $\varepsilon_{fd,rid}$ è in generale molto inferiore rispetto alla deformazione caratteristica di rottura (ε_{fk}); in accordo con il CNR-DT200

tale valore risulta non maggiore del 60% di ε_{fk} .

Con ρ_f , invece, è indicata la percentuale geometrica del rinforzo che dipende dalla forma della sezione e dalla geometria del sistema confinante (sistema continuo o discontinuo). Le sue espressioni sono fornite dal documento sia per sezione circolare e rettangolare (Tabelle 1.3 e 1.4).

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

Il coefficiente di efficienza tiene conto di una serie di fattori che determinano una riduzione dell'efficienza del confinamento, tra cui la forma della sezione e le modalità di applicazione del "jacket".

Esso infatti è espresso dalla seguente relazione:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha \quad (1.12)$$

dove:

- k_H è il coefficiente di efficienza orizzontale (detto anche coefficiente di forma) che dipende dalla forma della sezione e tiene conto del cosiddetto "effetto arco".
- k_V è il coefficiente di efficienza verticale che dipende dalle modalità di applicazione del confinamento, ovvero se la fasciatura è continua o discontinua;
- k_α è il coefficiente di efficienza che tiene conto dell'inclinazione delle fibre rispetto alla sezione trasversale dell'elemento.

Il documento fornisce le espressioni per il calcolo dei vari coefficienti specificandole tanto per il caso di sezioni circolari quanto per sezioni quadrate e rettangolari (Tabelle 1.3 e 1.4). In particolare il coefficiente k_H e l'equazione utilizzata per la sua stima saranno ampiamente discussi al capitolo successivo.

Si nota che il confinamento dà luogo ad un'efficienza massima in presenza di sezioni circolari (per cui $k_H=1$), confinate con un sistema di tipo continuo ($k_V=1$) e con le fibre disposte perpendicolarmente all'asse di compressione dell'elemento ($k_\alpha = 1$). In tal caso il coefficiente di efficienza $k_{eff}=1$.

Su elementi in calcestruzzo soggetti a presso-flessione, in cui il confinamento può incrementare la loro duttilità e, solo in misura ridotta, la loro resistenza, il documento, in mancanza di determinazioni più accurate, valuta la curvatura ultima di una sezione presso-inflessa ipotizzando un legame costitutivo parabola-rettangolo caratterizzato da una resistenza massima pari a f_{cc} e da un tratto costante del legame che si estende fino al valore della deformazione ultima di progetto, ε_{cu} , fornito dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}} \quad (1.13)$$

dove la pressione efficace è calcolata sempre con l'Eq. (1.11) assumendo una deformazione ridotta di calcolo.

Nell'ambito del presente studio più volte si è fatto riferimento alle relazioni fornite dal documento per la valutazione delle resistenze e deformazioni ultime di elementi di calcestruzzo confinati; in particolare nei casi di modellazione del comportamento sperimentale è stata usata l'accortezza di sostituire alla resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato quella media ottenuta dalla sperimentazione.

Tabella 1.2 - Fattori di riduzione della resistenza e coefficienti parziali dei materiali

	Fattori di riduzione della resistenza	Coefficienti parziali per i materiali	Altri fattori di riduzione validi per FRP
ACI	$\phi=0.75$ (per elementi armati con staffe a spirale) $\phi=0.70$ (per elementi armati con staffe)	NF*	$\psi_f=0.95$ C_E = funzione delle condizioni di esposizione, del tipo di fibra e di resina
CSA	NF	$\gamma_c=0.60$ $\gamma_s=0.85$ $\gamma_f=0.75$	NF
Concrete Society	NF	$\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.05$ γ_ϵ = funzione del tipo di materiale composito γ_E = funzione del tipo di materiale composito	γ_{nm} = funzione del tipo di sistema e metodo di applicazione o manifattura.
fib	NF	$\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$ γ_f = funzione del tipo di FRP, del sistema di applicazione e delle condizioni di applicazione	NF
CNR	γ_{Rd} = funzione del modello meccanico considerato = 1.10 per interventi di confinamento	$\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$ γ_f = funzione del tipo di applicazione, della modalità di collasso e dello stato limite considerato	η_a = fattore <1 funzione delle condizioni di esposizione, del tipo di fibra e di resina η_l = fattore <1 funzione degli effetti di lunga durata, del tipo di fibra e di resina

* NF=non fornito

Tabella 1.3 - Sintesi dei modelli di progetto per sezione circolare

Linea guida	Pressione di confinamento efficace $f_{l,eff}$ (Mpa)	Resistenza a compressione di progett del calcestruzzo confinato f_{cc} (Mpa)	Deformazione ultima a compressione del calcestruzzo confinato ϵ_{ccu}
ACI	$f_{l,eff} = \frac{k_H n \rho_f \epsilon_{lu} E_f}{2}$, $k_H = 1$ $\epsilon_{lu} = \text{minore di } 0.004 \text{ e } 0.75 \epsilon_{f,k}$	$f_{cc} = f_{c0} \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}} - 1.25 \right]$	$\epsilon_{cc} = \frac{1.71(5f_{cc} - 4f_{c0})}{E_c}$
CSA	$f_{l,eff} = \frac{2n t_j f_{lu}}{D}$ $f_{lu} = \text{minore di } 0.004 E_f \text{ e } \phi_f f_{lu}$	$f_{cc} = 0.85 f_{c0} + k_1 k_H f_{l,eff}$ $k_H = 1, k_1 = 6.7(k_H f_{l,eff})^{-0.17}$	NF
Concrete Society	È previsto un limite per l'applicabilità del modello tensione-deformazione (Eq.1.3). Per i casi in cui $\epsilon_{ccu} > 0.01$ si raccomanda di ricavare f_{cc} dalla curva tensione - deformazione in corrispondenza di $\epsilon_{ccu} = 0.01$	$f_c = E_c \epsilon_c - \frac{(E_c - E_t)^2}{4f_{c0}} (\epsilon_c)^2 \rightarrow 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$ $f_c + f_{c0} + E_2 \epsilon_c \rightarrow \epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{ccu}$ $E_t = \frac{f_{cc} - f_{c0}}{\epsilon_{ccu}}$ $\epsilon_t = \frac{2f_{c0}}{E_c - E_t}$	$\epsilon_{ccu} = \epsilon_{c0} \left(1.75 + 12 \left(\frac{2E_f n t_j}{E_{sec} D} \right) \left(\frac{0.6 \epsilon_{f,k}}{\epsilon_{c0}} \right)^{1.45} \right)$ $E_{sec} = \frac{f_{c0}}{\epsilon_{c0}}$
		Valore di progetto: $f_{cc} = f_{cu}^* + 0.05 \left(\frac{2n t_j}{D} \right) E_f$ $f_{cu}^* = \frac{f_{c0}}{0.8}$	
fib	$f_{l,eff} = \frac{1}{2} k_V \rho_f E_f \epsilon_{f,k}$ $k_V = \left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2$	Formule "esatte": $f_{cc} = \frac{E_c \epsilon_{ccu}}{1 + 2\beta \epsilon_{f,k}}$ $f_{cc}^* = f_{c0} \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}} - 1.25 \right]$ $\beta = \frac{5700}{\sqrt{f_{c0}}} - 500 \rightarrow f_{c0} \text{ in MPa}$	Formule "esatte": $\epsilon_{ccu} = \epsilon_{cc}^* \left(\frac{2\beta \epsilon_{f,k} E_{cc}}{E_c - E_{cc}} \right)^{1 - E_{cc} / E_c}$ $\epsilon_{cc}^* = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}^*}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$ $E_{cc} = \frac{f_{cc}^*}{\epsilon_{cc}^*}$
		Formule "pratiche": $f_{cc} = f_{c0} \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}} \right)$	Formule "pratiche": $\epsilon_{ccu} = \epsilon_{c0} \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f_{c0}} \right) \epsilon_{f,k} \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}}$
CNR	$f_l = k_{eff} \frac{1}{2} \rho_f E_f \epsilon_{fd,rid}$ $\epsilon_{fd,rid} = \min \{ \eta_a \epsilon_{f,k} / \gamma_f ; 0.004 \}$ $\rho_f = \frac{4 \cdot n \cdot t_j \cdot b_f}{D \cdot s}$ $k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha$ $k_H = 1$ $k_V = \left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2$ $k_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2}$	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}} \right)^{\frac{2}{3}}$	$\epsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}}$

Tabella 1.4 - Sintesi dei modelli di progetto per sezione non circolare

Linea guida	Pressione di confinamento efficace $f_{l,eff}$ (Mpa)	Resistenza a compressione del calcestruzzo confinato per scopi di progetto f_{cc} (Mpa)	Defomazione ultima a compressione del calcestruzzo confinato ϵ_{ccu}
ACI	$f_{l,eff} = \frac{k_H n \rho_f \epsilon_{lu} E_f}{2}$ $\epsilon_{lu} = \text{minore di } 0.004 \text{ e } 0.75 \epsilon_{f,k}$ $k_H = 1 - \frac{(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2}{3bh(1 - \rho_l)}$	$f_{cc} = f_{c0} \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}} - 1.25 \right]$	NF
CSA	$f_{l,eff} = \frac{2nt_j f_{lu}}{D}, \quad D = \text{minore di } b \text{ e } h$ $f_{lu} = \text{minore di } 0.004 E_f \text{ e } \phi_f f_{lu}$	$f_{cc} = 0.85 f_{c0} + k_l k_H f_{l,eff}$ $k_H = 0.25, \quad k_l = 6.7 (k_H f_{l,eff})^{-0.17}$	NF
Concrete Society	$f_{l,eff} = \frac{2nt_j f_{lu}}{\sqrt{b^2 + h^2}}, \quad \sqrt{b^2 + h^2} = D$	$f_{cc} = f_{c0} + 2 \cdot k_H f_{l,eff} \quad k_H = \frac{b}{h} \frac{A_e}{A_c}$ $\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{[(h - 2R_c)^2 + (b - 2R_c)^2 - 3A_{ol}]}{3A_g}}{1 - \rho_l}$ $A_{ol} = \begin{cases} 0 & \text{se } 2b \geq (h - 2R_c) \\ \frac{4(l_{ol})^3}{3(h - 2R_c)} + l_{ol}(2b - (h - 2R_c)) & \end{cases}$ $l_{ol} = \sqrt{\frac{(h - 2R_c)^2}{4} - \frac{b(h - 2R_c)}{2}}$	
fib	$f_{l,eff} = \text{minimo tra } f_{l,eff}^x \text{ e } f_{l,eff}^y$ $f_{l,eff}^x = \rho_{fk} k_H E_f \epsilon_{f,k}$	<p>Formule "esatte":</p> $f_{cc} = \frac{E_c \epsilon_{ccu}}{1 + 2\beta \epsilon_{f,k}}$ $\beta = \frac{5700}{\sqrt{ f_{c0} }} - 500 \rightarrow f_{c0} \text{ in MPa}$ $f_{cc}^* = f_{c0} \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_{l,eff}}{f_{c0}} - 1.254 \right]$ <p>Formule "pratiche":</p> $f_{cc} = f_{c0} \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}} \right)$	<p>Formule "esatte":</p> $\epsilon_{ccu} = \epsilon_{cc}^* \left(\frac{2\beta \epsilon_{f,k} E_{cc}}{E_c - E_{cc}} \right)^{1 - E_{cc}/E_c}$ $\epsilon_{cc}^* = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}^*}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$ $E_{cc} = \frac{f_{cc}^*}{\epsilon_{cc}^*}$ <p>Formule "pratiche":</p> $\epsilon_{ccu} = \epsilon_{c0} \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f_{c0}} \right) \epsilon_{f,k} \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}}$
CNR	$R_c \geq 20 \text{ mm} \quad b/h < 2 \quad f_{l,eff}/f_{c0} > 0.5$ $f_l = k_{eff} \frac{1}{2} \rho_f E_f \epsilon_{fd,rid}$ $\epsilon_{fd,rid} = \min \{ \eta_a \epsilon_{f,k} / \gamma_f; 0.004 \}$ $\rho_f = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot (b + h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot s}$ $k_{eff} = k_H \cdot k_v \cdot k_\alpha$ $k_H = 1 - \frac{(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2}{3(b \cdot h - (4 - \pi) \cdot R_c^2)}$ $k_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2} \quad k_v = \left(1 - \frac{s^4}{2b} \right)^2$	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}} \right)^{\frac{2}{3}}$	$\epsilon_{cu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{c0}}}$

2. Il legame costitutivo del calcestruzzo confinato con FRP

2.1 Analisi critica dei legami costitutivi proposti per calcestruzzo confinato con FRP e problematiche connesse

In passato, la maggior parte degli studi connessi alla problematica del confinamento ha riguardato il calcestruzzo - normale o ad alta resistenza - e l'acciaio che, sotto forma di staffe o di cerchiatura esterna, costituiva il dispositivo per procurare la necessaria pressione confinante.

In molti di questi studi sono stati formulati modelli costitutivi per il calcestruzzo confinato e fornite espressioni per il calcolo della resistenza ultima a compressione e della corrispondente deformazione.

Pertanto oggi è possibile affermare che lo stato dell'arte sul problema del confinamento di elementi compressi in cemento armato è ormai consolidato per ciò che concerne le tecniche tradizionali.

Gli studi sugli interventi con impiego di *FRP* sono, invece, ancora in una fase di approfondimento e si rendono necessari ulteriori sforzi al fine di indagare il comportamento sperimentale degli elementi rinforzati e formulare modelli analitici affidabili.

Fin dai primi studi condotti sul calcestruzzo confinato con FRP si era visto che il suo comportamento a livello di legame tensione-deformazione era sostanzialmente diverso dal calcestruzzo confinato con acciaio (Mirmiran e Shahawy, 1997; Samaan et al., 1998; Saafi et al., 1999; Spoelstra e Monti, 1999, ecc.).

Infatti, come già evidenziato al *capitolo 1*, nel caso dei sistemi tradizionali con staffe in acciaio si assiste all'attivazione di una pressione di confinamento costante e proporzionale al valore della tensione di snervamento dell'acciaio; al contrario, nel caso dei materiali compositi fibro-rinforzati, per il loro comportamento elasto-fragile, la pressione laterale esercitata dal sistema confinante risulta variabile durante tutto il processo di carico e linearmente dipendente dalla deformazione laterale dell'FRP, commisurata a sua volta con quella del calcestruzzo (Fig.1.12).

La diversa natura dell'azione di confinamento determina una sostanziale modifica del comportamento del calcestruzzo compresso: nel documento CNR-DT200 (Fig.2.1) è descritto un tipico legame tensione-deformazione relativo a prove di compressione condotte su provini confinati con FRP. Il legame presenta un andamento caratterizzato da due tratti sostanzialmente diversi.

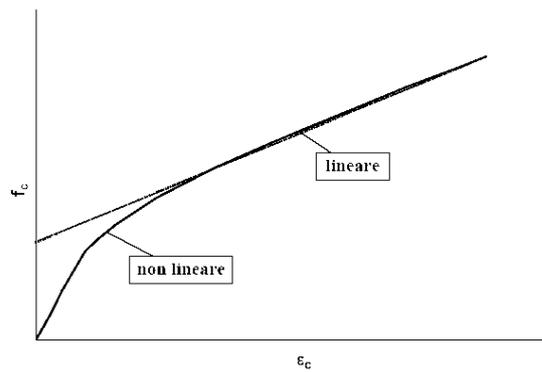


Fig.2.1 - Legame costitutivo per calcestruzzo confinato con FRP (CNR 2004)

Inizialmente la curva è non lineare ed il comportamento meccanico è governato essenzialmente dalle proprietà del calcestruzzo; durante tale fase, infatti, le deformazioni laterali sono piccole ed il contributo del sistema confinante è modesto. Man mano che la deformazione assiale ε_c aumenta – e con questa anche la deformazione laterale del provino – l’effetto del confinamento è più evidente e la curva tende a differenziarsi da quella relativa al calcestruzzo non confinato. Come evidenziato da molti sperimentatori, per valori di ε_c pari allo 0.2%, la resistenza del calcestruzzo confinato è poco più grande di quella ottenuta in assenza di confinamento.

Successivamente, al crescere della deformazione oltre lo 0.2% si osserva un’estensione del tratto non lineare, con una progressiva riduzione della pendenza della curva.

Infine, la curva tensione-deformazione assume un andamento lineare che prosegue fino alla rottura del sistema confinante, raggiunta in corrispondenza della deformazione ultima ε_{ccu} ; in questa fase il comportamento è governato essenzialmente dalle proprietà del sistema confinante.

In pratica, il calcestruzzo posto all’interno dell’involucro in FRP perde la sua integrità progressivamente a causa di fessurazioni sempre più estese; il carico portato dall’elemento tuttavia cresce fino alla rottura delle fibre ma, di fatto, da un certo valore della deformazione assiale (e quindi da un valore della deformazione laterale da quest’ultima dipendente) il sistema si tramuta in una sorta di contenitore di un materiale lapideo molto lesionato, in grado di assorbire solo modeste sollecitazioni trasversali fino alla rottura dell’involucro esterno, come risultato delle forti tensioni di trazione in direzione radiale. A questo punto l’azione di confinamento ha raggiunto il suo valore



Fig.2.2 - Modalità di rottura di provini cilindrici e prismatici

massimo.

La figura 2.2 mostra la modalità di rottura di provini cilindrici e prismatici confinati con tessuti i fibra di carbonio (CFRP) e di vetro (GFRP) osservate nel corso di prove di compressione. Si nota che la rottura del sistema confinante generalmente si verifica in modo quasi esplosivo, e interessa tutto il perimetro nel caso di provini cilindrici, mentre si concentra in corrispondenza degli spigoli dell'elemento nel caso dei provini prismatici.

Per quanto detto poc'anzi, quindi, la sostanziale differenza rispetto al confinamento con elementi in acciaio sta nel fatto che mentre per questi è possibile trascurare l'effettivo legame tensione-deformazione (f_l - ϵ_l) del sistema confinante, considerando, per semplicità, la pressione di confinamento costante durante l'intera storia di carico¹, *nel caso degli FRP questa semplificazione non può essere adottata in quanto la variabilità della f_l con la deformazione laterale del calcestruzzo rende necessaria la definizione di una legge $f_l(\epsilon_l)$.*

In sostanza al crescere della deformazione assiale ϵ_c , cresce la deformazione trasversale ϵ_l e quindi la pressione di confinamento f_l , con il conseguente incremento della tensione massima f_{cc} e della corrispondente deformazione ϵ_{ccu} .

Pertanto, a stretto rigore, il legame tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con FRP è esprimibile come una funzione del tipo:

$$f_c = f_c[\epsilon_c, f_l(\epsilon_l)] \quad (2.1)$$

La necessità di comprendere il comportamento del calcestruzzo confinato con FRP in termini di legame costitutivo, essenziale ai fini di una corretta progettazione dell'intervento, ha condotto a numerosi studi sperimentali su provini di calcestruzzo in scala ridotta con sezione trasversale circolare e non, confinati con differenti sistemi in FRP (sistemi wet lay-up e tubi in FRP).

Diverse modalità di esecuzione dei test sono state considerate: nella maggior parte dei casi si trattava di *prove di compressione assiale*, ma molti programmi prevedevano anche *test di compressione eccentrica* o *l'applicazione di sforzi di taglio*.

Un avanzato stato dell'arte sull'argomento è presentato in un recente volume scritto da Teng et al. (2002).

Contemporaneamente agli studi sperimentali è stato osservato lo sviluppo di modelli analitici per implementare la legge costitutiva tensione-deformazione del calcestruzzo confinato, la resistenza a compressione e la corrispondente deformazione ultima.

L'affidabilità di tali modelli è spesso dovuta alla corretta definizione della **pressione di confinamento efficace** ($f_{l,eff}$) applicata dal sistema in FRP sull'elemento in calcestruzzo. La valutazione di tale parametro è ancora incerta dal momento che è influenzata da vari fattori, tra i quali:

- la deformazione trasversale ultima del sistema confinante;
- la forma della sezione .

Con riferimento al *primo parametro*, l'evidenza sperimentale ha suggerito che la deformazione a rottura della "camicia" in FRP è generalmente più bassa della

¹ L'assunzione della pressione laterale costante durante l'intera storia di carico è effettuata di frequente nel corso delle modellazioni analitiche. Essa è una buona approssimazione del reale comportamento dell'acciaio infatti la pressione laterale varia solo nell'ambito del tratto elastico del legame costitutivo dell'acciaio (vedi Fig.1.12) fino allo snervamento ovvero per deformazioni relativamente basse.

deformazione ultima a trazione del materiale composito. Tuttavia è molto difficile definirne il valore a causa della sua distribuzione non-uniforme lungo il perimetro della sezione, anche nel caso di elementi cilindrici.

Per quanto riguarda il *secondo parametro*, invece, è ben noto che nel caso di elementi a sezione rettangolare l'efficacia del confinamento è ridotta rispetto al caso di sezione circolare.

I tentativi fatti da molti ricercatori (Pessiki et al., 2001; Mirmiran et al., 1998; Rochette e Labossière, 2000; Restrepo e De Vino, 1996; Wang e Restrepo, 2001; Chun e Park; Campione e Miraglia, 2003) di modellare il comportamento a compressione di elementi di calcestruzzo a sezione rettangolare confinati con FRP hanno condotto a vari modelli teorici che differiscono nella formulazione del cosiddetto “**coefficiente di forma**”. Tale coefficiente tiene conto degli effetti legati al *rapporto di forma* della sezione (ovvero il rapporto tra le due dimensioni b/h) e il *raggio di curvatura degli spigoli* (R_c), come sarà meglio spiegato più avanti.

2.2 La stima della pressione di confinamento efficace

I primi modelli proposti per il calcestruzzo confinato con FRP assumono che il collasso del sistema confinante si verifica quando il valore della tensione radiale raggiunge la resistenza a trazione del materiale composito $f_{f,k}$, cioè la resistenza valutata dai test di trazione del materiale (*flat coupon tensile test* o *ring splitting test*).

In accordo a questi modelli nel caso di un elemento con sezione trasversale circolare, l'azione confinante è stimata come segue:

$$f_l = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,k}}{D} \quad (2.2)$$

Dove n è il numero di strati di FRP, t_j è lo spessore di ciascun strato, D è il diametro dell'elemento confinato, E_f è il modulo di elasticità normale dell'FRP nella direzione delle fibre, $\varepsilon_{f,k}$ è la deformazione caratteristica a trazione dell'FRP.

Questa assunzione è inesatta e conduce a valutazioni errate: infatti De Lorenzis e Tepfers (2003) dimostrarono che molti di questi modelli non sono attendibili poiché non sono capaci di predire la condizione ultima del calcestruzzo confinato con FRP, specialmente con riferimento alla deformazione assiale ultima.

L'evidenza sperimentale ha dimostrato che la deformazione radiale del sistema confinante al collasso (ε_{lu}) è generalmente più piccola della deformazione a trazione ultima del tessuto in FRP valutata dalle prove di trazione sul materiale ($\varepsilon_{f,k}$) (Shahawy et al., 2000; Xiao e Wu, 2000; Pessiki et al. 2001; Lam e Teng 2003; ecc.).

Questa apparente inefficienza in situ determina un'anticipazione della rottura dell'FRP e, di conseguenza, una pressione confinante in condizioni ultime più bassa di quella che ci si aspetterebbe basandosi sulle proprietà del materiale.

Tale *pressione di confinamento efficace* in condizioni di collasso può essere valutata sostituendo $\varepsilon_{f,k}$ con la deformazione radiale del “*jacket*” a collasso (ε_{lu}) (Eq. (2.3)):

$$f_{l,a} = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot E_f \cdot \varepsilon_{lu}}{D} \quad (2.3)$$

L'affidabilità dell'Eq. (2.3) nel definire l'azione di confinamento dipende dalla stima accurata di ε_{lu} .

2.2.1 Strain efficiency factor

Analizzando un database molto ampio di dati raccolti dalla letteratura, Lam e Teng (2003a, 2004) evidenziarono che i valori del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$, definito da Pessiki et al. (2001) *strain efficiency factor* e indicato con k_ε , risultano in genere caratterizzati da grandi variazioni attorno ad un valor medio che dipende dal tipo di fibra: in particolare, trovarono un valore medio pari a 0.586 nel caso di provini cilindrici confinati con CFRP e un valore di 0.624 nel caso di quelli confinati con GFRP; in più notarono che gli scarti risultavano maggiori quanto minore era il livello di confinamento.

Le campagne sperimentali condotte negli ultimi 20 anni su provini cilindrici confinati con FRP sottoposti a compressione assiale hanno fornito diversi valori del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$ che da ora in poi chiameremo, mantenendo la definizione di Pessiki, **strain efficiency factor**.

Pessiki et al (2001) riscontrarono valori del 70% per sistemi in GFRP e del 55% per sistemi in CFRP. Questi valori erano leggermente più bassi di quelli forniti da Lam e Teng (2003a, 2004) ma paragonabili a quelli trovati da molti altri autori.

Al contrario Harries e Kharel (2002) trovarono valori più alti per il caso di confinamento con CFRP (74%-85%) rispetto al confinamento con GFRP (69%-80%). In ogni caso era confermata la dipendenza del rapporto dal tipo di fibra.

Chun e Park (2002) osservarono che nelle analisi di pilastri confinati, il valore di k_ε decresce all'aumentare del rapporto P/P₀ (dove P e P₀ rappresentano, rispettivamente, il carico assiale applicato e la capacità portante dell'elemento strutturale).

Infatti all'aumentare del rapporto P/P₀ aumenta la possibilità di collasso prematuro dell'FRP, pertanto è importante considerare nelle analisi la riduzione della deformazione del sistema confinante; mentre per bassi valori del rapporto P/P₀ (<65%), in genere, non si verifica una prematura rottura del sistema in FRP: in tal caso l'introduzione di un k_ε pari ad 1, che equivale a non tener conto della riduzione di deformazione del tessuto in opera, comporta comunque valutazioni conservative della capacità dell'elemento.

Nel 2003 Bullo (Bullo, 2003) raccolse i risultati sperimentali riportati da diversi autori e osservò una loro considerevole variabilità, con una gran concentrazione di dati nel range di valori $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{fk} = 0.5 \div 0.7$.

La ragione della riduzione della capacità deformativa del sistema cerchiante rispetto alla deformazione ultima a trazione del materiale in FRP che lo costituisce, è stata discussa in un gran numero di lavori (Spoelestra e Monti, 1999; Shahawy et al., 2000; Xiao e Wu, 2000; Pessiki et al., 2001; De Lorenzis e Tepfers, 2003; Lam e Teng 2004, ecc.) ed è da ricercarsi in diversi fattori tra cui:

- stato tensionale pluriassiale cui è soggetto l'avvolgimento;
- la qualità della posa in opera;
- eventuali irregolarità superficiali del substrato;
- etc.

L'analisi di numerosi test sperimentali ha mostrato che anche le *dimensioni del provino*

influenzano il valore della deformazione ultima del jacket: Kestner et al. (1997) trovarono, infatti, che la deformazione in situ massima del sistema in FRP per cilindri di calcestruzzo del diametro di 152 mm era più alta di quella misurata nel caso di pilastri circolari in scala reale.

Nonostante i numerosi studi sperimentali, il problema di una valutazione attendibile della pressione di confinamento efficace fornita dal sistema in FRP non è ancora risolto. Al fine di indagare tale fenomeno alcuni ricercatori hanno puntato ad un'attenta misurazione delle deformazioni trasversali durante i test di compressione assiale sugli elementi di calcestruzzo confinati con FRP, predisponendo, a tale scopo, un cospicuo numero di strain gauges a metà altezza del provino distribuiti lungo il perimetro.

In questo modo riuscivano a studiare l'evoluzione delle deformazioni trasversali durante i tests e, soprattutto, la loro distribuzione intorno alla circonferenza.

In alcuni casi le misure di deformazione trasversale erano ottenute oltre che da strain gauges anche dalle letture di LVDTs posizionati orizzontalmente a metà altezza del provino.

A questo proposito, è stato osservato che, generalmente, *la modalità di misura influisce sulla definizione del valore di deformazione* del sistema fasciante.

In particolare le misure delle deformazioni laterali ottenute da LVDTs generalmente forniscono una sovrastima della deformazione trasversale ultima; al contrario, misure locali effettuate con strain gauges possono condurre ad una sottostima di tale deformazione poiché sono più facilmente influenzate dai fenomeni locali come quelli sopra descritti.

Wang e Wu (2007) provarono che gli LVDTs non sempre forniscono misure di deformazione attendibili. Infatti durante la loro campagna sperimentale, che includeva provini cilindrici e prismatici confinati con FRP, osservarono che le letture di spostamento di due LVDTs orizzontali non erano sufficientemente precise e stabili nella *fase di carico iniziale* e, per questa ragione, non potevano essere usate per calcolare le corrispondenti deformazioni laterali del sistema confinante; al contrario, le deformazioni laterali calcolate con due LVDTs erano sufficientemente vicine a quelle misurate dagli strain gauges posizionati a metà altezza del provino nella *fase di carico di post-picco*.

Uno degli studi più importanti sulla definizione della deformazione laterale del jacket in condizioni ultime è quello condotto da Pessiki et al. (2001) sfruttando i risultati di prove di compressione assiale su provini di calcestruzzo prismatici e cilindrici confinati con CFRP e GFRP.

Tutti i provini erano strumentati con molteplici strain gauges per la misura della deformazioni trasversali.

Per spiegare la riduzione della capacità deformativa del sistema i ricercatori conclusero che il fattore k_e era dato dal prodotto di due ulteriori sub-fattori: lo *strain localization factor* (k_{e1}), che tiene conto della distribuzione della deformazione nel sistema in FRP, e il "*in situ property factor*" (k_{e2}), che tiene conto della riduzione della capacità deformativa dell'FRP usato per il confinamento per effetto dei fattori sopra esposti (curvatura delle fibre, qualità della posa in opera, ecc.).

La riduzione di capacità deformativa è fornita dunque da una combinazione dei due sub-fattori.

Partendo da tali considerazioni Lam e Teng (2004) presentarono nel 2004 un interessante lavoro sulle condizioni ultime del calcestruzzo confinato con FRP.

Il lavoro affrontava specialmente la questione dell'influenza della zona di sovrapposizione del tessuto sulla deformazione trasversale.

Gli autori condussero delle prove su provini cilindrici standard alcuni dei quali confinati con sistemi in CFRP e altri con sistemi in GFRP.

Per ciascun provino, furono installati a metà altezza 8 strain gauges, accuratamente distribuiti, per misurare le deformazioni radiali del sistema confinante: alcuni di questi strain gauges (uno o due) erano localizzati in corrispondenza della zona di sovrapposizione.

Essi osservarono che le deformazioni a rottura della fasciatura in FRP erano più basse rispetto alla deformazione a trazione ultima del materiale e la loro distribuzione lungo la circonferenza dell'elemento non era uniforme, con valori notevolmente più bassi nella zona di sovrapposizione: tali valori abbatterono la media delle letture degli strain gauges disposti lungo la circonferenza (Fig.2.3).

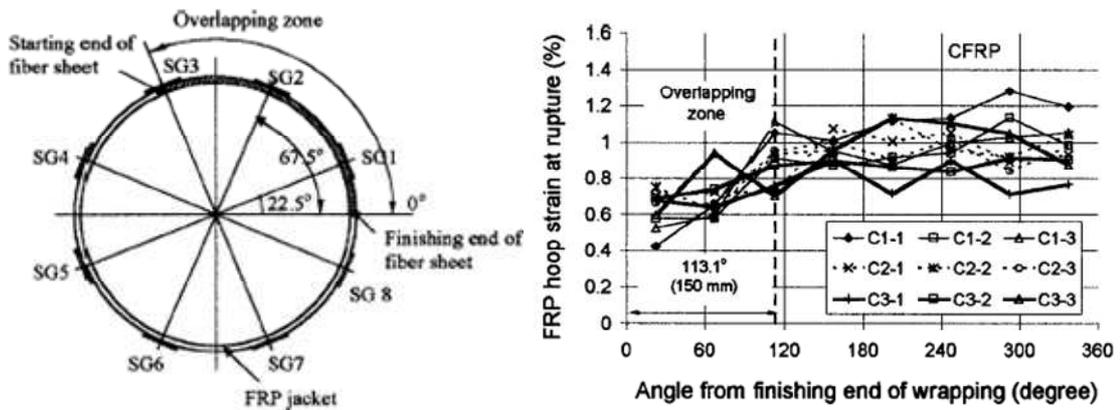


Fig.2.3. – Influenza della zona di sovrapposizione sulla distribuzione della deformazione radiale ϵ_r (Lam e Teng, 2004)

Lam e Teng notarono pure che la presenza della zona di sovrapposizione non influiva molto sulla distribuzione della pressione di confinamento in quanto, ad uno spessore maggiore del sistema in FRP in questa zona, corrispondevano, tuttavia, valori di deformazione più bassi.

Sulla base delle considerazioni esposte, gli autori suggerirono di usare nel calcolo della pressione di confinamento la deformazione radiale media degli strain gauges esterni alla zona di sovrapposizione.

D'altra parte va tuttavia osservato che la deformazione radiale media calcolata dalle misure di strain gauges disposti lungo la circonferenza, comprensiva dei valori di deformazione forniti dagli strain gauges nella zona di sovrapposizione, è minore, per quanto sopra osservato, della deformazione media ottenuta dagli strain gauges esterni alla zona di sovrapposizione, pertanto essa fornisce una stima conservativa della pressione confinante.

Per questa ragione i valori medi riportati dalla maggior parte degli autori del rapporto $\epsilon_{lu}/\epsilon_{fk}$, determinati come valori medi delle misure effettuate dagli estensimetri, interni e esterni alla zona di sovrapposizione del tessuto, possono essere usati come riferimento nelle formule di progetto.

Sulla base di quanto esposto, appare chiaro che la definizione della deformazione ultima del sistema confinante è affetta da numerosi fattori e risulta difficile definirla con accuratezza.

Tuttavia si può senz'altro affermare che nella valutazione dell'azione di confinamento di un sistema in FRP è necessario distinguere tra valore "nominale" (f_l) – calcolato con

l'Eq. (2.2) – e valore “efficace” ($f_{l,a}$) – calcolato con l'Eq. (2.3). Quest'ultimo valore è quello che fornisce un esatto modello di confinamento.

Successivamente è presentata un'analisi statistica del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{fk}$ basata su un elevato numero di dati sperimentali.

L'analisi effettuata ha condotto alla determinazione di due valori del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{fk}$ distinti per sistemi in CFRP e in GFRP.

2.2.2 Coefficiente di forma

È ben noto che in un pilastro con sezione quadrata o rettangolare l'effetto del confinamento non è uniforme lungo il perimetro della sezione, come accade per sezioni circolari, ma si sviluppa secondo archi di parabola, per cui solo una porzione della sezione (il cosiddetto “concrete core”) risulta efficacemente confinata.

Per tener conto di questo fenomeno i modelli analitici che tentano di riprodurre il comportamento del calcestruzzo confinato introducono nella formulazione della pressione confinante un coefficiente, noto come **coefficiente di forma** (k_H) minore di 1. Il coefficiente di forma può essere considerato come un ulteriore contributo all'inefficienza del confinamento in aggiunta a quello fornito dallo *strain efficiency factor* definito da Pessiki e precedentemente descritto.

Essi possono spesso confondersi in quanto entrambi i coefficienti riflettono aspetti che si traducono in una riduzione del valore dell'azione confinante.

Per un pilastro a sezione rettangolare di base b e di altezza h , l'equazione della pressione confinante è data da:

$$f_{l,a} = k_H \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot \varepsilon_{lu} \cdot (b + h)}{b \cdot h} \quad (2.4)$$

In letteratura esistono diverse definizioni del coefficiente di forma (Mirmiran et al., 1998; Lam e Teng, 2003b, ecc.). La definizione più comune del coefficiente di forma è data dall'Eq. (2.5) (Restrepo e De Vino, 1996):

$$k_H = 1 - \frac{(b - 2 \cdot R_c)^2 + (h - 2 \cdot R_c)^2}{3 \cdot b \cdot h} \quad (2.5)$$

dove R_c è il raggio di curvatura degli spigoli. Secondo l'Eq. (2.5) in una sezione rettangolare l'area efficacemente confinata è contenuta tra quattro parabole, sui quattro lati della sezione, con tangente iniziale inclinata a 45° (Fig.2.4). Tale definizione è anche quella adottata dal CNR-DT200 (CNR 2004).

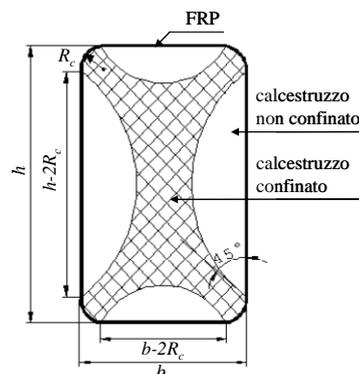


Fig.2.4. – Effetto arco

Harries e Carey (2003) osservarono che l'Eq. (2.5) sottostima l'area efficacemente confinata poiché non tiene conto delle tensioni residue agenti nella parte non confinata della sezione.

2.3 Modelli analitici e modelli di progetto

Le curve analitiche tensione-deformazione ad oggi proposte per la modellazione del comportamento del calcestruzzo compresso confinato con FRP sono state formulate con due diverse finalità:

- utilizzo in ambito progettuale (*design – oriented models*);
- impiego in algoritmi per la simulazione del comportamento sperimentale (*analysis - oriented models*).

Per la prima categoria il comportamento tensione-deformazione è ricavabile da equazioni in forma chiusa che, essendo più semplici anche se meno accurate, consentono di frequente un'agevole implementazione numerica.

In tal modo offrono un approccio pratico e comune agli ingegneri che intendono determinare la resistenza e la duttilità di elementi pressoinflessi in c.a. confinati con FRP.

I secondi, meno pratici ma più accurati, richiedono procedure iterative complesse al fine di introdurre una legge di variazione adeguata della pressione confinante con la deformazione assiale, che sia in grado di simulare con buona approssimazione il comportamento sperimentale.

Tutti i modelli tensione-deformazione necessitano di relazioni per il calcolo della resistenza e della corrispondente deformazione assiale per la valutazione delle condizioni ultime dell'elemento e per la stima degli incrementi di resistenza e duttilità che derivano dall'intervento.

*L'accuratezza di tali modelli dipende dall'affidabilità delle relazioni impiegate per il calcolo della **pressione di confinamento** e quindi dei **coefficienti di efficienza** descritti al § 2.2.*

Nei paragrafi seguenti sono presentati due legami, ciascuno appartenente ad una delle due categorie su accennate.

Successivamente, definite delle relazioni per la resistenza e la deformazione ultima, sarà attentamente valutata la bontà dei legami descritti dal confronto con un denso numero di dati sperimentali e con altre relazioni presenti in letteratura.

2.3.1 Il legame costitutivo proposto dal CNR-DT200 (CNR 2004)

Il legame $f(\varepsilon)$, mostrato in Fig.2.5, presenta un primo ramo parabolico ed un secondo lineare. Nel punto di transizione dal primo al secondo tratto, la derivata prima della funzione è continua. Assumendo $\bar{\varepsilon} = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0}$ il legame proposto può essere espresso in termini analitici come segue:

- ✓ ramo parabolico ($0 \leq \bar{\varepsilon} \leq 1$):

$$\frac{f_c}{f_{cd}} = (1 + \gamma) \cdot \bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^2 \quad (2.6)$$

✓ tratto lineare ($\bar{\varepsilon} \geq 1$):

$$\frac{f_c}{f_{cd}} = 1 + (\gamma - 1) \cdot \bar{\varepsilon} \quad (2.7)$$

dove con f_{cd} ed ε_{c0} sono indicate, rispettivamente, la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato e la deformazione corrispondente al raggiungimento di tale resistenza (generalmente assunta pari a 0.002), mentre:

$$\gamma = \frac{f_{cd} + E_t \cdot \varepsilon_{c0}}{f_{cd}} = \frac{f_{c1}}{f_{cd}} \quad \text{e} \quad E_t = \frac{f_{ccd} - f_{cd}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (2.8)$$

essendo f_{ccd} la resistenza di progetto del calcestruzzo confinato e ε_{ccu} la deformazione assiale ultima che, in tal caso, corrisponde con la deformazione al picco della resistenza trattandosi di un modello tensione-deformazione sempre crescente.

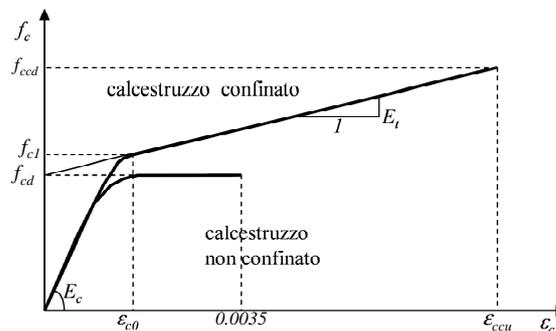


Fig.2.5. – Legame tensione-deformazione proposto dal CNR-DT200

Per quanto concerne la stima di questi ultimi due parametri, le linee guida del CNR forniscono le relazioni già riportate e descritte al § 1.5 del Capitolo 1 e nelle Tabelle 1.3 e 1.4 (Eqq. (1.10) e (1.13)).

Si tenga presente che i simboli f_{cc} e f_{c0} fanno riferimento ai valori di progetto qui indicati rispettivamente con f_{ccd} e f_{cd} .

In assenza di confinamento la legge costitutiva presentata degenera nel ben noto legame parabolico-rettangolare, ossia nella legge analitica usualmente adoperata dall'Eurocodice 2 (CEN 2001) per le verifiche allo stato limite ultimo di sezioni in cemento armato.

2.3.2 Un modello analitico proposto in letteratura

La legge costitutiva inizialmente proposta da Popovics (1973) per calcestruzzo confinato con staffe era data da:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.9)$$

dove $x = \varepsilon_l / \varepsilon_{cc}$, $r = E_c / (E_c - E_{c,sec})$, E_c il modulo elastico tangente del calcestruzzo non confinato, $E_{c,sec}$ è il modulo elastico secante ($E_{c,sec} = f_{cc} / \varepsilon_{cc}$).

La resistenza del calcestruzzo confinato f_{cc} e la deformazione assiale corrispondente ε_{cc} sono entrambe espresse come una funzione della pressione laterale di confinamento.

Come più volte ricordato, la pressione di confinamento è variabile durante l'intero processo di carico e linearmente crescente, perciò, per l'applicazione dell'Eq. (2.9) al caso di confinamento con FRP, era necessario definire una relazione tra deformazione assiale e laterale dell'elemento compresso.

Spoelstra e Monti (1999) definirono una relazione che richiedeva l'implementazione di un procedura iterativa complessa.

L'osservazione sperimentale aveva mostrato che la legge $\varepsilon_l = \varepsilon_l(\varepsilon_c)$ dipende in modo significativo dalla resistenza del calcestruzzo f_{c0} e dalla rigidezza del sistema confinante C_j che è data dalla seguenti relazioni:

$$C_j = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot E_f}{D} \quad \text{per sez. circolare di diametro } D \quad (2.10.a)$$

$$C_j = \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot (b + h)}{b \cdot h} \quad \text{per sez. rettangolare di lati } b \text{ e } h \quad (2.10.b)$$

In particolare per valori molto bassi della deformazione assiale, quando il calcestruzzo si mantiene in campo quasi elastico, tale legame tra le due deformazioni può essere descritto, indipendentemente dalla rigidezza C_j e dalla classe di calcestruzzo, attraverso una relazione lineare del tipo:

$$\varepsilon_l = \nu_0 \cdot \varepsilon_c \quad (2.11)$$

e pertanto il modulo di Poisson tangente definito come:

$$\lambda = \frac{d\varepsilon_l}{d\varepsilon_c} \quad (2.12)$$

risulta costante e pari al valore del modulo di Poisson ν_0 relativo al calcestruzzo non confinato. Dopo tale prima fase il parametro λ tende a crescere fino ad un valore massimo λ_{max} per poi decrescere e tendere ad un valore asintotico λ_u in genere superiore a ν_0 . Pertanto, per valori elevati della deformazione assiale, in genere superiori a 0.5%÷1%, il legame tra le due deformazioni può essere nuovamente descritto con una relazione lineare del tipo:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{l0} + \lambda_u \cdot \varepsilon_c \quad (2.13)$$

In (Faella et al., 2004) la relazione lineare fu ulteriormente semplificata trascurando la deformazione ε_{l0} :

$$\varepsilon_l = \lambda_u \cdot \varepsilon_c \quad (2.14)$$

ossia considerando un modulo di Poisson equivalente, tarato su base sperimentale,

costante in tutto il processo di carico. In tal modo era possibile impiegare ancora il legame di Popovics senza procedere alle iterazioni del modello di Spoelstra e Monti.

La determinazione di λ_u è stata oggetto di molti studi che hanno rivelato una forte dipendenza del parametro dalla rigidezza del confinamento C_j .

Faella et al. (2004) proposero per λ_u la seguente formulazione ricavata su base sperimentale:

$$\lambda_u = 8 \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{-0.5} \quad (2.15)$$

Equazioni analoghe sono quelle fornite da Xiao e Wu (2001):

$$\lambda_u = 10 \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{-0.9} \quad (2.16)$$

e di Chun e Park (2002):

$$\lambda_u = -0.23055 \cdot \ln \frac{C_j \cdot \varepsilon_{ju}}{f_{co}} + 0.8087 \quad (2.17)$$

Wang e Restrepo (2001) fornirono una relazione ancora più semplice:

$$\bar{\lambda} = 0,5 \quad (2.18)$$

Essi avevano osservato che per valori di deformazione assiale compresi tra 0,2% e 1,5% l'uso di un modulo di Poisson equivalente costante fino a rottura e pari a 0.5 risultava un approccio semplice e conservativo nella valutazione delle deformazioni laterali di sistemi confinati con FRP e quindi del loro legame costitutivo.

Il vantaggio di questa assunzione è che le deformazioni laterali nel modello di legame costitutivo proposto per il calcestruzzo confinato sono *indipendenti dalla rigidezza del sistema confinante* e sono facilmente calcolabili.

Ciascuna delle equazioni sopra elencate, sostituite nell'Eq. (2.14), consentono la valutazione della deformazione laterale al variare della deformazione assiale e, quindi, il calcolo della corrispondente pressione laterale f_l dalla relazione $f_l = C_j \varepsilon_l$.

A questo punto, una volta definite le relazioni da utilizzare per la stima della f_{cc} e della corrispondente ε_{cc} , si può applicare, senza ricorrere ad iterazioni, il modello di Popovics.

2.4 Resistenza e deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP

Come già accennato, per la determinazione del legame analitico tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è necessaria la valutazione della resistenza f_{cc} e della corrispondente deformazione ε_{cc} .

Tali grandezze sono, ovviamente, espresse in funzione della pressione laterale di confinamento e vengono di frequente valutate mediante relazioni del tipo:

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 \cdot f_l \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left(2 + k_2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.19)$$

dove k_1 e k_2 rappresentano dei *coefficienti di efficienza* del confinamento.

Si sottolinea, ancora una volta, l'importanza di una corretta definizione della pressione di confinamento per la determinazione delle condizioni ultime dell'elemento confinato.

Si chiarisce che nel seguito si indicherà con f_l la pressione di confinamento calcolata, nel caso di sezione rettangolare, utilizzando il noto coefficiente di forma k_H

2.4.1 Resistenza del calcestruzzo confinato con FRP

Negli ultimi anni le relazioni per la stima della resistenza del calcestruzzo confinato con FRP f_{cc} sono stati proposte da diversi ricercatori; la maggior parte sono state ricavate dalla ben nota relazione di Richart et al. (1929) per il caso di calcestruzzo confinato con staffe in acciaio:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.20)$$

dove k_1 era fissata dagli autori pari a 4.1.

Le proposte per il caso di sistemi confinati con FRP sono infatti ottenute dall'Eq.(2.20) modificando il coefficiente k_1 (Karbhari e Gao, 1997; Saafi et al., 1999; Toutanji, 1999; Samaan et al., 1998; ecc.).

Oltre alle espressioni su elencate di tipo lineare, vi sono relazioni di tipo polinomiale come quella di Mander et al. (1988), adottata anche dalla normativa americana ACI 440.2R-02, come è stato visto al *Capitolo I*, ed ampiamente usata da molti altri autori per l'interpretazione dei propri dati sperimentali (Saadatmanesh et al., 1994; Purba e Mufti, 1999):

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \quad (2.21)$$

In recenti studi Lam e Teng (2002, 2003) hanno discusso in dettaglio l'argomento: partendo dalle osservazioni sulla deformazione radiale a rottura, ampiamente descritte nel § 2.2, essi fornirono due relazioni per la resistenza f_{cc} riportate di seguito. Nella (2.22) f_{cc} è funzione della pressione confinante che Lam e Teng definiscono "*nominal confining pressure*" (f_l); nella (2.23) f_{cc} è funzione della pressione di confinamento

efficace, effettivamente agente, chiamata dagli autori “*actual confining pressure*” ($f_{l,a}$).

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}} \quad (2.22)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.3 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}} \quad (2.23)$$

2.4.2 Deformazione assiale ultima del calcestruzzo confinato con FRP

Anche per la determinazione analitica dei valori massimi della deformazione assiale sono presenti in letteratura numerose proposte.

E' necessario anzitutto chiarire che, in generale, occorre distinguere tra il valore ε_{cc} della deformazione letta in corrispondenza della resistenza f_{cc} , ed il valore della deformazione ultima ε_{ccu} .

Tuttavia, poiché - stante l'elasticità lineare del legame f - ε dei materiali fibrosi in esame - la pressione di confinamento risulta crescente al crescere della deformazione assiale, di frequente il legame costitutivo del calcestruzzo confinato con FRP fornito dalle prove sperimentali, non presenta un ramo “softening”, dunque la massima tensione di compressione è raggiunta per un valore deformativo pari al valore ultimo ($\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{ccu}$).

Al contrario, i due valori risultano spesso diversi ($\varepsilon_{ccu} > \varepsilon_{cc}$) quando si effettuano prove sperimentali con provini prismatici e, specialmente, quando il raggio di arrotondamento degli spigoli dei provini risulta molto piccolo.

Di seguito si riportano alcune tra le formulazioni analitiche più adoperate per la stima della deformazione ultima.

Introducendo nell'Eq. (2.19) il valore del coefficiente k_2 proposto da Richart et al. (1929) (coefficiente valutato con riferimento al calcestruzzo confinato con elementi metallici):

$$k_2 = 5 \cdot k_1 \quad (2.24)$$

si ottiene:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.25)$$

dove ε_{c0} è la deformazione corrispondente alla resistenza f_{cc} del calcestruzzo non confinato e vale, in genere, 0.002.

L'Eq. (2.25), formulata in origine nel caso di calcestruzzo confinato con staffe, è stata di frequente impiegata anche per la valutazione della deformazione ultima nel caso di confinamento passivo ottenuto con materiali polimerici fibro-rinforzati.

Altre formulazioni frequentemente usate sono quelle di Fardis e Khalili (1982), Karbhari e Gao (1997), Spoelstra e Monti (1999), Teng et al. (2002), ecc.

In particolare Lam e Teng trovarono, come per la resistenza, delle relazioni diverse della deformazione ultima in funzione della pressione di confinamento nominale (f_l) e della pressione di confinamento effettiva ($f_{l,a}$) e misero in luce la forte dipendenza di tale parametro dal tipo di tessuto usato per il confinamento fornendo relazioni diverse per confinamento con sistemi in CFRP:

$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} = 2 + 15 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (2.26)$$

$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} = 1.92 + 24.45 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}} \right) \quad (2.27)$$

e per confinamento con sistemi in GFRP:

$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} = 2 + 27 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{0.7} \quad (2.28)$$

2.5 Modellazioni numeriche

2.5.1 Prove di compressione centrata: il database dei risultati

Un gran numero di prove è stato riportato in letteratura per lo studio del comportamento a compressione di elementi cilindrici confinati con FRP. Un numero più esiguo di test ha riguardato, invece, provini di forma prismatica.

Partendo dallo studio dell'ampia bibliografia disponibile è stato costruito un data base che raccoglie i risultati in termini di resistenza e deformazione di 350 test di compressione assiale condotti su provini cilindrici e di 125 condotti su provini prismatici (la maggior parte dei quali a *sezione quadrata*).

Il database, presentato in (Di Nardo et al., 2007a-c), è stato suddiviso nelle Tabelle da 2.1 a 2.4 nel seguito riportate e descritte. I dati in esso contenuti sono stati utilizzati per:

- ✓ fornire un valore attendibile di $k_\varepsilon = \varepsilon_{lu} / \varepsilon_{f,k}$
- ✓ verificare la validità delle relazioni esistenti per il calcolo della resistenza e della deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP
- ✓ ricavarne delle nuove che, tarate sul cospicuo numero di dati disponibili, siano maggiormente affidabili.

Il database contiene anche i risultati di prove di compressione assiale condotte all'Università di Salerno.

Per questioni di omogeneità dei dati sono stati esclusi quelli relativi a provini confinati mediante tubi in FRP (riportati, invece, nelle precedenti trattazioni sopra citate).

Le Tabelle 2.1 e 2.2 raccolgono i dati di prove condotte su *provini cilindrici* confinati mediante avvolgimento ("wet lay-up") di tessuti in FRP: in particolare in CFRP in Tabella 2.1 e GFRP in Tabella 2.2.

Le Tabelle 2.3 e 2.4 fanno invece riferimento a *provini prismatici* rispettivamente confinati con CFRP e GFRP.

Nelle Tabelle sono riportati i seguenti dati:

- il riferimento bibliografico da cui sono stati tratti i dati sperimentali (**Fonte**);
- le caratteristiche geometriche del provino così distinte:
 - *per provini cilindrici*:
 - il diametro (**D**) del provino;

- il rapporto (**H/D**) altezza/diametro del provino
- per provini prismatici:
- il lato maggiore e il lato minore (**h** e **b**) della sezione trasversale del provino (in genere $h=b$; gli elementi con sezione rettangolare sono evidenziati in giallo);
 - l'altezza (**H**) del provino;
 - il rapporto (**H/b**) altezza/lato minore;
 - il raggio di curvatura degli spigoli (**R_c**)
 - il coefficiente di forma k_H calcolato con la relazione del CNR:

$$K_H = 1 - \frac{(b - 2 \cdot R_c)^2 + (h - 2 \cdot R_c)^2}{3(b \cdot h - (4 - \pi) \cdot R_c^2)} \quad (2.29)$$

- la resistenza media a compressione (f_{c0}) del calcestruzzo non confinato: in questa colonna sono riportati, in genere, i *valori medi* dedotti dai vari autori nel corso di prove di compressione eseguite sui provini di riferimento non confinati; solo in alcuni casi di provini prismatici, il valore di f_{c0} è la “resistenza prismatica” calcolata a partire dalla resistenza cilindrica indicata nel lavoro di riferimento;
- il numero (**n**) di strati di tessuto utilizzati per confinare il provino ($n=0$ per i provini di riferimento non confinati);
- lo spessore (t_j) del singolo strato;
- il modulo di Young (E_f) del tessuto;
- il valore caratteristico della deformazione ultima ($\epsilon_{f,k}$) dell'FRP valutata da test di trazione (le caratteristiche meccaniche del tessuto sono indicate in genere dalle ditte fornitrici e *solo* talvolta determinate sperimentalmente dagli autori dei lavori: di frequente si tratta di valori medi);
- la resistenza del calcestruzzo confinato (f_{cc}) rilevata nel corso del test;
- il rapporto f_{cc}/f_{c0} tra la resistenza del calcestruzzo confinato ed il valor medio della resistenza ottenuta in assenza di confinamento;
- la deformazione assiale (ϵ_{cc}) in corrispondenza della resistenza f_{cc} ;
- la deformazione assiale ultima (ϵ_{ccu}): come si può notare la colonna che riporta questo valore è presente solo nelle Tabelle 2.3 e 2.4 relative ai provini prismatici: infatti, mentre per i provini cilindrici la deformazione assiale ultima ϵ_{ccu} coincide con la deformazione assiale ϵ_{cc} , nel caso dei prismatici, può accadere che $\epsilon_{ccu} > \epsilon_{cc}$ qualora l'efficacia del confinamento sia modesta e il legame tensione-deformazione presenti un ramo softening;
- il rapporto $\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$ (in tal caso con ϵ_{c0} è indicato un valor medio convenzionalmente posto, in tutti i casi, pari al 2‰) che fornisce una misura dell'incremento di duttilità indotto dal confinamento;
- il rapporto $\epsilon_{lu}/\epsilon_{f,k}$, essendo ϵ_{lu} il valore medio della deformazione laterale del sistema confinante valutato in condizioni di collasso;
- un valore adimensionalizzato (f_i/f_{c0}) della pressione laterale di confinamento “nominale” (f_i) (calcolato con le Eqq. (2.30));
- il valore adimensionale $f_{i,a}/f_{c0}$ della pressione di confinamento $f_{i,a}$ “effettivamente agente” in condizioni di collasso (determinabile quando è nota la deformazione ϵ_{lu} del sistema in FRP) (calcolato con le Eqq. (2.31)).

La *pressione laterale* “nominale” f_i è fornita, rispettivamente per provini cilindrici e prismatici, dalle:

$$f_l = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,k}}{D} = C_j \cdot \varepsilon_{f,k} \quad (2.30.a)$$

$$f_l = k_H \cdot \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} \cdot \varepsilon_{f,k} = k_H \cdot C_j \cdot \varepsilon_{f,k} \quad (2.30.b)$$

mentre quella “effettivamente agente” $f_{l,a}$ è data da:

$$f_{l,a} = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot E_f \cdot \varepsilon_{lu}}{D} = C_j \cdot \varepsilon_{lu} \quad (2.31.a)$$

$$f_{l,a} = k_H \cdot \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} \cdot \varepsilon_{lu} = k_H \cdot C_j \cdot \varepsilon_{lu} \quad (2.31.b)$$

Va precisato che le proprietà dei materiali in FRP impiegate nelle analisi successive sono di solito quelle fornite dai produttori e solo per alcuni casi sono i valori medi determinati dai ricercatori stessi dai tests di trazione sul tessuto. Questa precisazione è importante per comprendere meglio alcuni dei risultati ottenuti; ne è un esempio il fatto che per i casi in cui le proprietà dei materiali erano quelle suggerite dai produttori, le stime dell’azione confinante si sono rivelate più conservative.

Si noti, infine, che i valori delle deformazioni assiali e laterali riportati nelle Tabelle e impiegati nei calcoli sono generalmente *valori medi* ottenuti da strain gauges o dedotte da misure di spostamento rilevate con LVDTs.

Si deduce, quindi, che le misure di deformazione sono abbastanza eterogenee.

Ciò influenza i risultati delle analisi effettuate sugli andamenti delle deformazioni rilevate sperimentalmente, nonché sulle relazioni proposte per la stima delle deformazioni assiali, che sono state calibrate proprio sui dati sperimentali.

2.5.2 Determinazione del fattore $k_\varepsilon = \varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$

Com’è noto la deformazione radiale massima ε_{lu} raggiunta a collasso da un sistema confinante in FRP rispetto al valore $\varepsilon_{f,k}$ della deformazione ultima a trazione del materiale fibroso che lo costituisce (valore generalmente riportato nelle schede tecniche di prodotto). L’argomento è stato ampiamente trattato al §2.2.

L’analisi statistica dei dati riportati nel database per provini cilindrici (più ampio rispetto ad altri considerati in passato per analoghi scopi) ha consentito di valutare, per i sistemi “wet lay-up” e per i diversi tipi di fibre (vetro o carbonio), il valore medio del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$ e il coefficiente di variazione dei dati esaminati.

Gli istogrammi riportati in figura 2.6 mostrano, rispettivamente per sistemi “wet lay-up” in CFRP e GFRP, le frequenze con le quali i valori sperimentali del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$ ricadono all’interno di determinati intervalli; in figura sono riportati anche i valori medi e i coefficienti di variazione. Le figure mostrano chiaramente la maggiore uniformità dei dati ottenuti dai test condotti per sistemi in carbonio attorno ad un valor medio pari a 0.61; nel caso di sistemi in fibra di vetro i dati sono molto più dispersi ed il valor medio, pari a 0.62, diviene conseguentemente meno rappresentativo.

I valori ottenuti sono leggermente diversi da quelli calcolati da Lam e Teng (2003) (che trovarono 0.586 per il CFRP e 0.624 per GFRP) ma in ogni caso prossimi a 0.60. Essi sono anche diversi da quanto trovato in (Di Nardo et al., 2007c) (0.62 per CFRP e 0.56 per GFRP).

Tabella 2.1 - Risultati delle prove su provini cilindrici confinati mediante tessuti in CFRP

Fonte	D [mm]	H/D	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{c0}	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$	$\epsilon_{tu}/\epsilon_{fk}$	f_t/f_{c0}	f_{la}/f_{c0}	
Faella et al. (2004a)	150	2.00	21.10	0	-	-	-	18.93	0.90	0.0023	-	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	19.22	0.91	0.0024	-	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	22.49	1.07	0.0024	-	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	23.78	1.13	0.0026	-	-	-	-	
	150	2.00	28.04	0	-	-	-	24.41	0.87	0.0030	-	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	32.95	1.18	0.0028	-	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	28.15	1.00	0.0019	-	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	26.63	0.95	0.0025	-	-	-	-	
	150	2.00	21.10	1	0.170	240000	0.0150	50.11	2.37	0.0174	8.72	-	-	0.39	-
	150	2.00		1	0.170	240000	0.0150	51.80	2.45	0.0179	8.96	-	-	0.39	-
	150	2.00		1	0.170	240000	0.0150	58.12	2.75	0.0201	10.03	-	-	0.39	-
	150	2.00		1	0.170	240000	0.0150	59.42	2.12	0.0133	6.66	-	-	0.29	-
	150	2.00	28.04	1	0.170	240000	0.0150	66.67	2.38	0.0142	7.12	-	-	0.29	-
	150	2.00		2	0.170	240000	0.0150	71.11	3.37	0.0246	12.31	-	-	0.77	-
	150	2.00		2	0.170	240000	0.0150	74.99	3.55	0.0252	12.58	-	-	0.77	-
	150	2.00		2	0.170	240000	0.0150	85.80	4.07	0.0276	13.81	-	-	0.77	-
150	2.00	28.04	2	0.170	240000	0.0150	87.56	3.12	0.0199	9.95	-	-	0.58	-	
150	2.00		2	0.170	240000	0.0150	90.96	3.24	0.0182	9.09	-	-	0.58	-	
Watanable et al. (1997)	100	2.00	30.20	1	0.168	235000	0.0146	46.60	1.54	0.0151	7.55	0.64	0.38	0.25	
	100	2.00		3	0.168	235000	0.0146	87.20	2.89	0.0311	15.55	0.56	1.14	0.64	
	100	2.00		4	0.168	235000	0.0146	104.60	3.46	0.0415	20.75	0.52	1.52	0.79	
	100	2.00		1	0.140	637000	0.0038	41.70	1.38	0.0058	2.88	0.60	0.23	0.14	
	100	2.00		2	0.140	637000	0.0038	56.00	1.85	0.0088	4.40	0.57	0.45	0.26	
	100	2.00		3	0.140	637000	0.0038	63.30	2.10	0.0130	6.49	0.57	0.68	0.39	
Mathys et al. (1999)	150	2.00	34.90	1	0.120	240000	0.0163	44.30	1.27	0.0085	4.25	0.71	0.18	0.13	
	150	2.00		1	0.120	240000	0.0163	42.20	1.21	0.0072	3.60	0.66	0.18	0.12	
	150	2.00		1	0.240	640000	0.0041	41.30	1.18	0.0040	2.00	0.46	0.24	0.11	
	150	2.00		1	0.240	640000	0.0041	40.70	1.17	0.0036	1.80	0.43	0.24	0.11	
Rochette & Labossière (2000)	100	2.00	42.00	2	0.300	82700	0.0153	73.50	1.75	0.0165	8.25	0.58	0.36	0.21	
	100	2.00		2	0.300	82700	0.0153	73.50	1.75	0.0157	7.85	0.62	0.36	0.22	
	100	2.00		2	0.300	82700	0.0153	67.60	1.61	0.0135	6.75	0.52	0.36	0.19	
Xiao & Wu (2000)	152	2.01	33.70	1	0.381	105000	0.0150	47.90	1.42	0.0120	6.00	0.56	0.23	0.13	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	49.70	1.47	0.0140	7.00	0.77	0.23	0.18	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	49.40	1.47	0.0124	6.20	0.58	0.23	0.14	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	64.60	1.92	0.0165	8.25	0.61	0.47	0.28	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	75.20	2.23	0.0225	11.25	0.67	0.47	0.31	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	71.80	2.13	0.0216	10.80	0.67	0.47	0.31	
	152	2.01		3	0.381	105000	0.0150	82.90	2.46	0.0245	12.25	0.55	0.70	0.38	
	152	2.01		3	0.381	105000	0.0150	95.40	2.83	0.0303	15.15	0.60	0.70	0.42	
	152	2.01	43.80	1	0.381	105000	0.0150	54.80	1.25	0.0098	4.90	0.54	0.18	0.10	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	52.10	1.19	0.0047	2.35	0.51	0.18	0.09	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	48.70	1.11	0.0037	1.85	0.19	0.18	0.03	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	84.00	1.92	0.0157	7.85	0.61	0.36	0.22	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	79.20	1.81	0.0137	6.85	0.67	0.36	0.24	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	85.00	1.94	0.0166	8.30	0.67	0.36	0.24	
	152	2.01		3	0.381	105000	0.0150	96.50	2.20	0.0174	8.70	0.53	0.54	0.28	
	152	2.01		3	0.381	105000	0.0150	92.60	2.11	0.0168	8.40	0.47	0.54	0.26	
	152	2.01	55.20	3	0.381	105000	0.0150	94.00	2.15	0.0175	8.75	0.56	0.54	0.30	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	57.90	1.05	0.0069	3.45	0.47	0.14	0.07	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	62.90	1.14	0.0048	2.40	0.41	0.14	0.06	
	152	2.01		1	0.381	105000	0.0150	58.10	1.05	0.0049	2.45	0.13	0.14	0.02	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	74.60	1.35	0.0121	6.05	0.49	0.29	0.14	
	152	2.01		2	0.381	105000	0.0150	77.60	1.41	0.0081	4.05	0.55	0.29	0.16	
	152	2.01		3	0.381	105000	0.0150	106.50	1.93	0.0143	7.15	0.51	0.43	0.22	
	152	2.01		3	0.381	105000	0.0150	108.00	1.96	0.0145	7.25	0.57	0.43	0.24	
152	2.01	43.00	3	0.381	105000	0.0150	103.30	1.87	0.0118	5.90	0.47	0.43	0.20		
120	2.00		1	0.300	91100	0.0113	58.50	1.36	0.0116	5.80	0.62	0.12	0.07		
De Lorenzis et al. (2002)	120	2.00	38.00	1	0.300	91100	0.0113	65.60	1.53	0.0095	4.75	0.71	0.12	0.08	
	150	2.00		1	0.450	91100	0.0113	62.00	1.63	0.0095	4.75	0.71	0.16	0.12	
	150	2.00	1	0.450	91100	0.0113	67.30	1.77	0.0135	6.75	0.71	0.16	0.12		
Aire et al. (2001)	150	2.00	42.00	1	0.117	240000	0.0163	46.00	1.10	0.0110	5.50	0.58	0.14	0.08	
	150	2.00		3	0.117	240000	0.0163	77.00	1.83	0.0226	11.30	0.65	0.43	0.28	
	150	2.00		6	0.117	240000	0.0163	108.00	2.57	0.0323	16.15	0.65	0.87	0.57	
Bullo (2003)	150	2.00	32.54	0	-	-	-	32.54	1.00	0.0025	-	-	-	0.00	
	150	2.00		0	-	-	-	37.91	1.17	0.0025	-	-	-	0.00	
	150	2.00		0	-	-	-	27.16	0.83	0.0025	-	-	-	0.00	
	150	2.00	32.54	1	0.165	390000	0.0077	52.63	1.62	0.0083	4.17	0.61	0.20	0.12	
	150	2.00		1	0.165	390000	0.0077	56.59	1.74	0.0093	4.64	0.68	0.20	0.14	
	150	2.00		1	0.165	390000	0.0077	61.11	1.88	0.0083	4.17	0.55	0.20	0.11	
	150	2.00		3	0.165	390000	0.0077	97.33	2.99	0.0182	9.09	0.83	0.61	0.51	
	150	2.00		3	0.165	390000	0.0077	83.75	2.57	0.0127	6.33	0.57	0.61	0.35	
150	2.00	3	0.165	390000	0.0077	100.16	3.08	0.0169	8.44	0.70	0.61	0.43			
Mandal et al. (2005)	100	2.00	31.00	0	-	-	-	31.00	1.00	0.0027	-	-	-	-	
	100	2.00		1	0.800	47000	0.0167	73.80	2.38	0.0308	15.40	-	-	0.40	
	100	2.00	46.30	0	-	-	-	46.30	1.00	0.0023	-	-	-	-	
	100	2.00		1	0.800	47000	0.0167	77.10	1.68	0.0184	9.20	-	-	0.27	
	100	2.00	55.00	0	-	-	-	55.00	1.00	0.0024	-	-	-	-	
	100	2.00		1	0.800	47000	0.0167	72.10	1.31	0.0080	4.00	-	-	0.23	
	100	2.00	67.10	0	-	-	-	67.10	1.00	0.0022	-	-	-	-	
	100	2.00		1	0.800	47000	0.0167	90.00	1.34	0.0032	1.60	-	-	0.19	
	100	2.00	80.60	0	-	-	-	80.60	1.00	0.0022	-	-	-	-	
	100	2.00		1	0.800	47000	0.0167	100.40	1.24	0.0033	1.65	-	-	0.15	
Toutanji (1999)	76	4.01	30.93	0	-	-	-	30.93	1.00	0.0019	-	-	-	0.00	
	76	4.01		1	0.110	230500	0.0151	95.02	3.07	0.0245	12.25	0.83	0.33	0.27	
	76	4.01		1	0.165	372800	0.0079	94.01	3.04	0.0155	7.75	0.70	0.41	0.29	
Kono et al. (1998)	100	2.00	32.30	1	0.167	235000	0.016								

2. Legame costitutivo del calcestruzzo confinato con FRP

Fonte	D [mm]	H/D	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{c0}	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$	$\epsilon_{tu}/\epsilon_{fk}$	f_i/f_{c0}	f_{la}/f_{c0}
Harries & Kharef (2002)	152	2.01	32.10	1	-	15700*	0.0111	32.90	1.02	0.0060	3.00	0.93	0.07	0.07
	152	2.01		2	-	15700*	0.0111	35.80	1.12	0.0086	4.30	1.07	0.14	0.15
	152	2.01		3	-	15700*	0.0111	52.50	1.64	0.0138	6.90	1.40	0.21	0.30
Berthet et al. (2005)	160	2.00	25.00	0	-	-	-	24.30	0.97	0.0024	-	-	-	0.00
	160	2.00		0	-	-	-	25.50	1.02	0.0020	-	-	-	0.00
	160	2.00		0	-	-	-	25.20	1.01	0.0026	-	-	-	0.00
	160	2.00	25.00	1	0.165	230000	0.0139	42.80	1.71	0.0163	8.17	0.69	0.26	0.18
	160	2.00		1	0.165	230000	0.0139	37.80	1.51	0.0093	4.66	0.69	0.26	0.18
	160	2.00		1	0.165	230000	0.0139	45.80	1.83	0.0167	8.37	0.69	0.26	0.18
	160	2.00		2	0.165	230000	0.0139	56.70	2.27	0.0173	8.63	0.65	0.53	0.34
	160	2.00		2	0.165	230000	0.0139	55.20	2.21	0.0158	7.89	0.65	0.53	0.35
	160	2.00		2	0.165	230000	0.0139	56.10	2.24	0.0168	8.40	0.65	0.53	0.34
	160	2.00	40.07	0	-	-	-	40.30	1.01	0.0018	-	-	-	0.00
	160	2.00		0	-	-	-	39.30	0.98	0.0021	-	-	-	0.00
	160	2.00		0	-	-	-	40.60	1.01	0.0020	-	-	-	0.00
	160	2.00	40.07	1	0.110	230000	0.0139	49.80	1.24	0.0055	2.77	0.73	0.11	0.08
	160	2.00		1	0.110	230000	0.0139	50.80	1.27	0.0066	3.32	0.68	0.11	0.08
	160	2.00		1	0.110	230000	0.0139	48.80	1.22	0.0061	3.04	0.86	0.11	0.09
	160	2.00		1.5	0.110	230000	0.0139	53.70	1.34	0.0066	3.30	0.63	0.16	0.10
	160	2.00		1.5	0.110	230000	0.0139	54.70	1.37	0.0062	3.10	0.61	0.16	0.10
	160	2.00		1.5	0.110	230000	0.0139	51.80	1.29	0.0064	3.20	0.75	0.16	0.12
	160	2.00		2	0.110	230000	0.0139	59.70	1.49	0.0060	3.00	0.57	0.22	0.12
	160	2.00		2	0.110	230000	0.0139	60.70	1.51	0.0069	3.47	0.60	0.22	0.13
	160	2.00		2	0.110	230000	0.0139	60.20	1.50	0.0073	3.65	0.58	0.22	0.13
	160	2.00		4	0.110	230000	0.0139	91.60	2.29	0.0144	7.22	0.66	0.44	0.29
	160	2.00		4	0.110	230000	0.0139	89.60	2.24	0.0136	6.82	0.70	0.44	0.31
	160	2.00		4	0.110	230000	0.0139	86.60	2.16	0.0117	5.83	0.64	0.44	0.28
	160	2.00	9	0.110	230000	0.0139	142.40	3.55	0.0246	12.31	0.71	0.99	0.70	
	160	2.00	9	0.110	230000	0.0139	140.40	3.50	0.0239	11.95	0.72	0.99	0.71	
	160	2.00	12	0.110	230000	0.0139	166.30	4.15	0.0270	13.50	0.72	1.32	0.95	
	160	2.00	51.97	0	-	-	-	51.40	0.99	0.0025	-	-	-	0.00
	160	2.00		0	-	-	-	52.70	1.01	0.0020	-	-	-	0.00
	160	2.00		0	-	-	-	51.80	1.00	0.0023	-	-	-	0.00
	160	2.00	51.97	2	0.165	230000	0.0139	82.60	1.59	0.0083	4.16	0.67	0.25	0.17
	160	2.00		2	0.165	230000	0.0139	82.80	1.59	0.0070	3.50	0.62	0.25	0.16
	160	2.00		2	0.165	230000	0.0139	82.30	1.58	0.0077	3.83	0.64	0.25	0.16
	160	2.00		4	0.165	230000	0.0139	108.10	2.08	0.0114	5.71	0.48	0.51	0.24
	160	2.00		4	0.165	230000	0.0139	112.00	2.16	0.0112	5.62	0.63	0.51	0.32
	160	2.00	4	0.165	230000	0.0139	107.90	2.08	0.0112	5.61	0.63	0.51	0.32	
Campione & Miraglia (2003)	100		20.05	1	0.165	230000	0.0149	49.60	2.47	0.0255	12.75	-	0.56	-
Arduini et al. (1999)	150		36.90	1	0.167	235000	0.0149	47.60	1.29	0.0080	4.00	-	0.21	-
	150			3	0.167	235000	0.0149	81.10	2.20	0.0140	7.00	-	0.64	-
Purba & Mufti (1999)	190.6		27.07	1	0.220	230000	0.0151	53.89	1.99	0.0057	2.85	-	0.30	-
	190.6			1	0.220	230000	0.0151	49.62	1.83	0.0049	2.45	-	0.30	-
Bortolotti et al. (1999)	155		49.80	1	0.130	230000	0.0152	54.27	1.09	0.0077	3.85	-	0.12	-
	155			2	0.130	230000	0.0152	68.76	1.38	0.0147	7.35	-	0.24	-
	155			3	0.130	230000	0.0152	82.27	1.65	0.0175	8.75	-	0.35	-
Demers & Neale (1999)	152	2.01	32.00	1	0.300	84000	0.0150	40.00	1.25	0.0066	3.30	-	0.16	-
	152	2.01	44.00	1	0.300	84000	0.0150	48.00	1.09	0.0097	4.85	-	0.11	-
	152	2.01		3	0.300	84000	0.0150	75.00	1.70	0.0182	9.10	-	0.34	-
Miyachi et al. (1997)	150	2.00	45.20	0	-	-	-	45.20	1.00	0.0022	-	-	-	-
	150	2.00		1	0.110	230500	0.0151	59.40	1.31	0.0095	4.73	-	0.11	-
	150	2.00		2	0.110	230500	0.0151	79.40	1.76	0.0125	6.23	-	0.23	-
	150	2.00	31.20	0	-	-	-	31.20	1.00	0.0020	-	-	-	-
	150	2.00		1	0.110	230500	0.0151	52.40	1.68	0.0121	6.06	-	0.16	-
	150	2.00		2	0.110	230500	0.0151	67.40	2.16	0.0155	7.77	-	0.33	-
	150	2.00		3	0.110	230500	0.0151	81.70	2.62	0.0201	10.06	-	0.49	-
	100	2.00		51.90	0	0.000	-	-	51.90	1.00	0.0019	-	-	-
	100	2.00	1		0.110	230500	0.0151	75.20	1.45	0.0096	4.78	-	0.15	-
	100	2.00	2		0.110	230500	0.0151	104.60	2.02	0.0128	6.38	-	0.30	-
	100	2.00	33.70	0	0.000	-	-	33.70	1.00	0.0019	-	-	-	-
	100	2.00		1	0.110	230500	0.0151	69.60	2.07	0.0141	7.03	-	0.23	-
100	2.00	2		0.110	230500	0.0151	88.00	2.61	0.0149	7.44	-	0.45	-	
100	2.00	3		0.110	230500	0.0151	109.90	3.26	0.0190	9.50	-	0.68	-	
Karabinis & Rousakis (2001)	200	1.60	38.50	0	-	-	-	38.50	1.00	0.0028	-	-	-	-
	200	1.60		1	0.117	240000	0.0155	43.00	1.12	0.0080	3.98	-	0.11	-
	200	1.60		1	0.117	240000	0.0155	41.60	1.08	0.0071	3.57	-	0.11	-
	200	1.60		1	0.117	240000	0.0155	46.00	1.19	0.0035	1.75	-	0.11	-
	200	1.60		2	0.117	240000	0.0155	51.50	1.34	0.0088	4.39	-	0.23	-
	200	1.60		2	0.117	240000	0.0155	50.00	1.30	0.0058	2.89	-	0.23	-
	200	1.60		2	0.117	240000	0.0155	55.00	1.43	0.0086	4.30	-	0.23	-
	200	1.60		3	0.117	240000	0.0155	67.00	1.74	0.0176	8.80	-	0.34	-
	200	1.60		3	0.117	240000	0.0155	51.50	1.34	0.0109	5.45	-	0.34	-
	200	1.60	35.70	0	-	-	-	35.70	1.00	0.0018	-	-	-	-
	200	1.60		1	0.117	240000	0.0155	42.50	1.19	0.0086	4.30	-	0.12	-
	200	1.60		1	0.117	240000	0.0155	42.00	1.18	0.0124	6.19	-	0.12	-
	200	1.60		1	0.117	240000	0.0155	41.00	1.15	0.0030	1.48	-	0.12	-
	200	1.60		2	0.117	240000	0.0155	50.00	1.40	0.0060	3.02	-	0.24	-
	200	1.60		2	0.117	240000	0.0155	48.50	1.36	0.0104	5.20	-	0.24	-
	200	1.60		2	0.117	240000	0.0155	50.00	1.40	0.0107	5.36	-	0.24	-
	200	1.60		3	0.117	240000	0.0155	63.00	1.76	0.0172	8.59	-	0.37	-
	200	1.60		3	0.117	240000	0.0155	67.50	1.89	0.0171	8.53	-	0.37	-
200	1.60	3	0.117	240000	0.0155	65.50	1.83	0.0169	8.43	-	0.37	-		
Lam et al. (2006)	152	2.01	41.10	1	0.165	250000	0.0152	52.60	1.28	0.0090	4.50	0.53	0.20	0.11
	152	2.01		1	0.165	250000	0.0152	57.00	1.39	0.0121	6.05	0.71	0.20	0.14
	152	2.01		1	0.165	250000	0.0152	55.40	1.35	0.0110	5.50	0.70	0.20	0.14
	152	2.01	38.90	2	0.165	247000	0.0152	76.80	1.97	0.0191	9.55	0.70	0.42	0.29
	152	2.01		2	0.165	247000								

2. Legame costitutivo del calcestruzzo confinato con FRP

Fonte	D [mm]	H/D	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{c0}	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$	$\epsilon_{lu}/\epsilon_{fk}$	f_t/f_{c0}	f_{la}/f_{c0}	
Lam & Teng (2004)	152	2.01	35.90	1	0.165	230000	0.0149	50.40	1.40	0.0127	6.37	0.66	0.21	0.14	
	152	2.01		1	0.165	230000	0.0149	47.20	1.31	0.0111	5.53	0.58	0.21	0.12	
	152	2.01		1	0.165	230000	0.0149	53.20	1.48	0.0129	6.46	0.60	0.21	0.12	
	152	2.01		2	0.165	230000	0.0149	68.70	1.91	0.0168	8.42	0.63	0.41	0.26	
	152	2.01		2	0.165	230000	0.0149	69.90	1.95	0.0196	9.81	0.62	0.41	0.25	
	152	2.01		2	0.165	230000	0.0149	71.60	1.99	0.0185	9.25	0.59	0.41	0.24	
	152	2.01	34.30	3	0.165	230000	0.0149	82.60	2.41	0.0205	10.23	0.51	0.65	0.33	
	152	2.01		3	0.165	230000	0.0149	90.40	2.64	0.0241	12.07	0.56	0.65	0.37	
	152	2.01		3	0.165	230000	0.0149	97.30	2.84	0.0252	12.58	0.58	0.65	0.38	
	152	2.01		1	0.165	230000	0.0149	50.30	1.47	0.0102	5.11	0.57	0.22	0.12	
	152	2.01		1	0.165	230000	0.0149	50.00	1.46	0.0108	5.41	0.46	0.22	0.10	
	152	2.01		1	0.165	230000	0.0149	56.70	1.65	0.0117	5.84	0.44	0.22	0.10	
	Thériault et al. (2004)	51	2.00	18.00	0	-	-	-	18.00	1.00	-	-	-	-	-
		51	2.00	18.00	1	0.165	230000	0.0151	70.00	3.89	-	-	-	1.25	-
152		2.00	36.00	0	-	-	-	36.00	0.97	-	-	-	-	-	
152		2.00		2	0.165	230000	0.0151	64.00	1.73	-	-	-	0.41	-	
304		2.00	35.00	0	-	-	-	35.00	1.00	-	-	-	-	-	
304		2.00		4	0.165	230000	0.0151	66.00	1.89	-	-	-	0.43	-	
152		5.93	37.00	0	-	-	-	37.00	1.00	-	-	-	-	-	
152		5.93		2	0.165	230000	0.0151	64.00	1.73	-	-	-	0.41	-	
304		6.00	39.00	0	-	-	-	39.00	1.00	-	-	-	-	-	
304		6.00		4	0.165	230000	0.0151	70.00	1.79	-	-	-	0.39	-	
Rousakis et al. (2003a)	150	2.00	20.43	0	-	-	-	21.20	1.04	0.0031	1.55	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	17.10	0.84	0.0014	0.70	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	23.00	1.13	0.0033	1.65	-	-	-	
	150	2.00	20.43	1	0.170	234000	0.0192	41.30	2.02	0.0096	4.80	0.42	0.50	0.21	
	150	2.00		2	0.170	234000	0.0192	57.20	2.80	0.0142	7.10	0.33	1.00	0.33	
	150	2.00		3	0.170	234000	0.0192	63.10	3.09	0.0142	7.10	0.30	1.50	0.45	
	150	2.00	49.20	0	-	-	-	50.00	1.02	0.0017	0.85	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	50.50	1.03	0.0019	0.95	-	-	-	
	150	2.00		0	-	-	-	47.10	0.96	0.0016	0.80	-	-	-	
	150	2.00	49.20	1	0.170	234000	0.0192	79.00	1.61	0.0039	1.95	0.23	0.21	0.05	
	150	2.00		2	0.170	234000	0.0192	83.90	1.71	0.0035	1.75	0.14	0.41	0.06	
	150	2.00		3	0.170	234000	0.0192	100.60	2.04	0.0062	3.10	0.25	0.62	0.16	
Rousakis et al. (2003b)	150	2.00	20.50	1	0.930	218000	0.0083	105.08	5.13	0.0293	14.65	0.97	1.09	1.05	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	100.15	4.89	0.0300	15.00	0.82	1.09	0.90	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	109.10	5.32	0.0272	13.60	0.89	1.09	0.98	
	150	2.00	40.00	1	0.930	218000	0.0083	147.12	3.68	0.0212	10.60	1.03	0.56	0.57	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	162.73	4.07	0.0270	13.50	1.28	0.56	0.72	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	139.14	3.48	0.0196	9.80	0.81	0.56	0.45	
	150	2.00	44.00	1	0.930	218000	0.0083	163.91	3.73	0.0184	9.20	0.95	0.51	0.49	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	159.30	3.62	0.0140	7.00	0.77	0.51	0.39	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	155.90	3.54	0.0133	6.65	0.92	0.51	0.47	
	150	2.00	49.20	1	0.930	218000	0.0083	180.94	3.68	0.0192	9.60	1.09	0.46	0.49	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	168.12	3.42	0.0184	9.20	0.92	0.46	0.42	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	187.78	3.82	0.0215	10.75	1.24	0.46	0.57	
	150	2.00	61.60	1	0.930	218000	0.0083	160.67	2.61	0.0112	5.60	0.97	0.36	0.35	
	150	2.00		1	0.930	218000	0.0083	171.91	2.79	0.0131	6.55	0.99	0.36	0.36	
	150	2.00		1	0.930	234000	0.0077	154.53	2.51	0.0086	4.30	0.84	0.36	0.31	
	Howie & Karbhari (1994)	152	2.01	38.60	1	0.310	73300	0.0103	45.50	1.18	-	-	-	0.08	-
		152	2.01		1	0.310	73300	0.0103	41.90	1.09	-	-	-	0.08	-
		152	2.01		1	0.310	73300	0.0103	47.20	1.22	-	-	-	0.08	-
152		2.01	1		0.610	70600	0.0148	56.50	1.46	-	-	-	0.22	-	
152		2.01	1		0.610	70600	0.0148	60.60	1.57	-	-	-	0.22	-	
152		2.01	1		0.610	70600	0.0148	61.90	1.60	-	-	-	0.22	-	
152		2.01	1		0.920	77500	0.0143	80.90	2.10	-	-	-	0.35	-	
152		2.01	1		0.920	77500	0.0143	76.40	1.98	-	-	-	0.35	-	
152		2.01	1		0.920	77500	0.0143	75.80	1.96	-	-	-	0.35	-	
152		2.01	1		1.220	95700	0.0141	89.50	2.32	-	-	-	0.56	-	
152		2.01	1		1.220	95700	0.0037	89.90	2.33	-	-	-	0.15	-	
152		2.01	1		1.220	95700	0.0141	89.00	2.31	-	-	-	0.56	-	
152		2.01	1		0.610	39900	0.0165	47.10	1.22	-	-	-	0.14	-	
152		2.01	1		0.610	39900	0.0165	47.70	1.24	-	-	-	0.14	-	
152		2.01	1	0.610	39900	0.0165	50.00	1.30	-	-	-	0.14	-		
152		2.01	1	0.920	54000	0.0152	68.30	1.77	-	-	-	0.26	-		
152		2.01	1	0.920	54000	0.0152	67.30	1.74	-	-	-	0.26	-		
152		2.01	1	0.920	54000	0.0152	64.70	1.68	-	-	-	0.26	-		
152		2.01	1	1.220	27700	0.0140	52.70	1.37	-	-	-	0.16	-		
152		2.01	1	1.220	27700	0.0140	49.30	1.28	-	-	-	0.16	-		
152		2.01	1	1.220	27700	0.0140	52.60	1.36	-	-	-	0.16	-		
Jiang & Teng (2007)		152	2.01	38.00	1	0.680	240700	0.0150	110.10	2.90	0.0255	12.76	0.65	0.85	0.55
	152	2.01	1		0.680	240700	0.0150	107.40	2.83	0.0261	13.07	0.64	0.85	0.55	
	152	2.01	1		1.020	240700	0.0150	129.00	3.39	0.0279	13.97	0.59	1.28	0.76	
	152	2.01	1		1.020	240700	0.0150	135.70	3.57	0.0308	15.41	0.62	1.28	0.79	
	152	2.01	2		0.680	240700	0.0150	161.30	4.24	0.0370	18.50	0.58	1.70	0.99	
	152	2.01	2		0.680	240700	0.0150	158.50	4.17	0.0354	17.72	0.58	1.70	0.99	
	152	2.01	37.70	1	0.110	260000	0.0150	48.50	1.29	0.0090	4.48	0.62	0.15	0.09	
	152	2.01		1	0.110	260000	0.0150	50.30	1.33	0.0091	4.57	0.73	0.15	0.11	
	152	2.01		1	0.110	260000	0.0150	48.10	1.09	0.0069	3.46	0.49	0.13	0.06	
	152	2.01		1	0.110	260000	0.0150	51.10	1.16	0.0089	4.44	0.65	0.13	0.08	
	152	2.01		2	0.110	260000	0.0150	65.70	1.49	0.0130	6.52	0.79	0.26	0.20	
	152	2.01		2	0.110	260000	0.0150	62.90	1.42	0.0103	5.13	0.63	0.26	0.16	
152	2.01	47.60	3	0.110	250500	0.0150	82.70	1.74	0.0130	6.52	0.60	0.34	0.21		
152	2.01		3	0.110	250500	0.0150	85.50	1.80	0.0194	9.68	0.75	0.34	0.26		
152	2.01		3	0.110	250500	0.0150	85.50	1.80	0.0182	9.11	0.71	0.34	0.24		
Harmon & Slattery (1992)	51	2.00	41.00	1	0.089	235000	0.0149	86.00	2.10	0.0360	18.00	0.76	0.30	0.23	
	51	2.00	103.00	1	0.689	235000	0.0149	303.60	2.95	0.0110	5.50	0.13	0.92	0.12	
Picher et al. (1996)	153	1.99	39.70	1	0.360	83000	0.0153	55.98	1.41	0.0107	5.35	0.55	0.15	0.08	
Micelli et al. (2001)	100	2.00	37.00	1	0.160	227000	0.0167	60.00	1.62	0.0102	5.10	0.72	0.33	0.24	

2. Legame costitutivo del calcestruzzo confinato con FRP

Fonte	D [mm]	H/D	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{c0}	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$	$\epsilon_{tu}/\epsilon_{fk}$	f_t/f_{c0}	f_{la}/f_{c0}
Shahawy et al. (2000)	153	1.99	19.40	1	1.250	82700	0.0275	33.80	1.74	0.0356	17.80	0.21	-	0.40
	153	1.99	49.00	1	0.360	82700	0.0275	112.70	2.30	0.0062	3.10	0.27	0.22	0.06
Rousakis et al. (2001)	150	2.00	25.15	1	0.169	118340	0.0171	38.75	1.54	0.0044	2.20	-	0.18	-
	150	2.00	82.13	1	0.845	118340	0.0171	137.93	1.68	0.0245	12.25	0.45	0.28	0.13
Yan et al. (2006)	406	2.25	-	0	-	-	-	15.20	1.00	0.0020	1.00	-	-	-
	406	2.25	15.20	2	1.000	86900	0.0140	49.10	3.23	0.0220	11.00	0.43	0.79	0.34
Karbhari & Gao (1997)	152	2.01	18.00	1	1.550	96032	0.0141	82.20	4.57	-	-	-	1.53	-
	152	2.01	18.00	1	2.060	150150	0.0075	70.60	3.92	-	-	-	1.70	-
Wang, & Wu (2007)	150	2.00	30.90	1	0.165	219000	0.0199	55.80	1.81	-	-	0.62	0.31	0.19
	150	2.00	30.90	2	0.165	219000	0.0199	84.80	2.74	-	-	0.66	0.62	0.41
	150	2.00	52.10	1	0.165	225700	0.0192	67.90	1.30	-	-	0.82	0.18	0.15
	150	2.00	52.10	2	0.165	225700	0.0192	99.30	1.91	-	-	0.81	0.37	0.30
Pessiki et al. (2001)	152	4.01	26.20	1	-	38100*	0.0150	50.60	1.93	0.0144	7.20	0.60	0.29	0.17
	152	4.01	26.20	2	-	38100*	0.0150	64.00	2.44	0.0165	8.25	0.48	0.57	0.28

(*) = Il modulo elastico E_f è fornito in N/mm strato.

Tabella 2.2 - Risultati delle prove su provini cilindrici confinati mediante tessuti in GFRP

Fonte	D [mm]	H/D	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{c0}	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0}$	$\epsilon_{tu}/\epsilon_{fk}$	f_t/f_{c0}	f_{la}/f_{c0}
Mandal et al. (2005)	100	2.00	81.00	1	1.300	26100	0.0220	102.70	1.27	-	-	-	0.18	-
	100	2.00	81.00	2	1.300	26100	0.0220	98.30	1.21	-	-	-	0.37	-
	100	2.00	67.00	1	1.300	26100	0.0220	86.80	1.30	-	-	-	0.22	-
	100	2.00	67.00	2	1.300	26100	0.0220	95.00	1.42	-	-	-	0.45	-
	100	2.00	55.00	1	1.300	26100	0.0220	63.50	1.15	-	-	-	0.27	-
	100	2.00	55.00	2	1.300	26100	0.0220	84.10	1.53	0.0080	4.00	-	0.54	-
	100	2.00	46.00	1	1.300	26100	0.0220	58.50	1.27	0.0090	4.50	-	0.33	-
	100	2.00	46.00	2	1.300	26100	0.0220	83.80	1.82	0.0148	7.40	-	0.65	-
Silva & Rodrigues (2006)	100	2.00	31.00	1	1.300	26100	0.0220	54.50	1.76	0.0154	7.70	-	0.48	-
	100	2.00	31.00	2	1.300	26100	0.0220	79.30	2.56	0.0275	13.75	-	0.96	-
	150	2.00	27.40	0	0.000	21300	-	29.20	1.07	0.0021	-	-	-	-
	150	2.00	27.40	0	0.000	21300	-	27.10	0.99	0.0019	-	-	-	-
	150	2.00	27.40	0	0.000	21300	-	25.80	0.94	0.0020	-	-	-	-
	150	2.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	91.60	3.35	0.0261	13.05	-	0.57	-
	150	2.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	89.40	3.27	0.0272	13.60	-	0.57	-
	150	2.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	87.50	3.20	0.0228	11.40	-	0.57	-
	150	3.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	91.90	3.35	0.0234	11.70	-	0.57	-
	150	3.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	89.80	3.28	0.0232	11.60	-	0.57	-
	150	3.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	91.90	3.35	0.0231	11.55	-	0.57	-
	150	4.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	81.20	2.96	0.0205	10.25	-	0.57	-
	150	4.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	88.70	3.24	0.0255	12.75	-	0.57	-
	150	4.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	87.50	3.19	0.0221	11.05	-	0.57	-
150	5.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	89.10	3.25	0.0243	12.15	-	0.57	-	
150	5.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	86.00	3.14	0.0265	13.25	-	0.57	-	
250	3.00	27.40	2	1.270	21300	0.0218	55.80	2.04	0.0109	5.45	-	0.34	-	
150	5.00	27.40	3	1.270	21300	0.0218	128.10	4.68	0.0244	12.20	-	0.86	-	
Arduini et al. (1999)	150	-	36.90	1	1.200	26000	0.0153	52.30	1.42	0.0180	9.00	-	0.17	-
	150	-	36.90	3	1.200	26000	0.0153	98.00	2.66	0.0320	16.00	-	0.52	-
Thériault et al. (2004)	51	2.00	18.00	1	1.300	27600	0.0200	64.00	3.56	-	-	-	1.56	-
	152	2.00	37.00	3	1.300	27600	0.0200	90.00	2.43	-	-	-	0.77	-
	152	5.93	37.00	3	1.300	27600	0.0200	87.00	2.35	-	-	-	0.77	-
Karbhari & Gao (1997)	152	2.01	18.00	1	5.310	35856	0.0143	82.30	4.57	-	-	-	1.99	-
Nanni & Bradford (1995)	150	2.00	36.30	1	0.300	72590	0.0446	46.00	1.27	0.0229	11.46	-	0.36	-
	150	2.00	36.30	1	0.300	72590	0.0446	41.20	1.13	0.0189	9.45	-	0.36	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	60.50	1.67	0.0308	15.40	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	59.20	1.63	0.0341	17.03	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	59.80	1.65	0.0274	13.72	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	60.20	1.66	0.0289	14.44	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	69.00	1.90	0.0310	15.50	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	55.80	1.54	0.0249	12.45	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	0.600	72590	0.0446	56.40	1.55	0.0297	14.84	-	0.71	-
	150	2.00	36.30	1	1.200	72590	0.0446	84.90	2.34	0.0315	15.73	-	1.43	-
	150	2.00	36.30	1	1.200	72590	0.0446	84.30	2.32	0.0415	20.75	-	1.43	-
	150	2.00	36.30	1	1.200	72590	0.0446	79.60	2.19	0.0410	20.50	-	1.43	-
	150	2.00	36.30	1	2.400	72590	0.0446	106.90	2.94	0.0524	26.21	-	2.86	-
	150	2.00	36.30	1	2.400	72590	0.0446	104.90	2.89	0.0545	27.27	-	2.86	-
	150	2.00	36.30	1	2.400	72590	0.0446	107.90	2.97	0.0451	22.55	-	2.86	-
Berthet et al. (2005)	160	2.00	25.00	2	0.165	74000	0.0338	42.80	1.71	0.0170	8.49	0.49	0.41	0.20
	160	2.00	25.00	2	0.165	74000	0.0338	42.30	1.69	0.0169	8.44	0.49	0.41	0.20
	160	2.00	25.00	2	0.165	74000	0.0338	43.10	1.72	0.0171	8.56	0.49	0.41	0.20
	160	2.00	40.07	2	0.110	74000	0.0338	44.80	1.12	0.0053	2.63	0.41	0.17	0.07
	160	2.00	40.07	2	0.110	74000	0.0338	46.30	1.16	0.0047	2.34	0.37	0.17	0.06
	160	2.00	40.07	2	0.110	74000	0.0338	49.80	1.24	0.0050	2.48	0.32	0.17	0.05
	160	2.00	40.07	3	0.110	74000	0.0338	50.80	1.27	0.0063	3.16	0.27	0.26	0.07
	160	2.00	40.07	3	0.110	74000	0.0338	50.80	1.27	0.0058	2.91	0.38	0.26	0.10
	160	2.00	40.07	3	0.110	74000	0.0338	51.80	1.29	0.0064	3.18	0.35	0.26	0.09
	160	2.00	40.07	5	0.110	74000	0.0338	66.70	1.66	0.0105	5.25	0.46	0.43	0.20
	160	2.00	40.07	5	0.110	74000	0.0338	68.20	1.70	0.0124	6.20	0.54	0.43	0.23
	160	2.00	40.07	5	0.110	74000	0.0338	67.70	1.69	0.0117	5.84	0.47	0.43	0.20
Ahmad et al. (1991)	102	1.99	39.00	1	0.880	48300	0.0429	115.30	2.96	-	-	-	0.92	-
	102	1.99	50.50	1	0.880	48300	0.0429	135.10	2.68	-	-	-	0.71	-
	102	1.99	64.20	1	0.880	48300	0.0429	145.60	2.27	-	-	-	0.56	-
	102	1.99	64.20	1	0.880	48300	0.0429	145.60	2.27	-	-	-	0.56	-

Fonte	D [mm]	H/D	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{co}	ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$	$\epsilon_{tu}/\epsilon_{fk}$	f_i/f_{co}	f_{ta}/f_{co}
Micelli et al. (2001)	100	2.00	32.00	1	0.350	72400	0.0210	52.00	1.63	0.0125	6.25	0.60	0.33	0.20
Jiang- and Teng	152	2.01	33.10	1	0.170	80100	0.0228	42.40	1.28	0.0130	6.52	0.91	0.12	0.11
	152	2.01		1	0.170	80100	0.0228	41.60	1.26	0.0127	6.34	0.77	0.12	0.10
	152	2.01		1	0.170	80100	0.0228	48.40	1.05	0.0081	4.07	0.67	0.09	0.06
	152	2.01		1	0.170	80100	0.0228	46.00	1.00	0.0106	5.32	0.84	0.09	0.07
	152	2.01		2	0.170	80100	0.0228	52.80	1.15	0.0120	6.02	0.72	0.18	0.13
	152	2.01		2	0.170	80100	0.0228	55.20	1.20	0.0125	6.27	0.79	0.18	0.14
	152	2.01		3	0.170	80100	0.0228	64.60	1.41	0.0155	7.77	0.70	0.27	0.19
Lam & Teng (2004)	152	2.01	38.50	1	1.270	22460	0.0200	56.20	1.46	-	-	0.92	0.20	0.18
	152	2.01		1	1.270	22460	0.0200	51.90	1.35	0.0132	6.58	0.72	0.20	0.14
	152	2.01		1	1.270	22460	0.0200	58.30	1.51	0.0146	7.30	0.94	0.20	0.18
	152	2.01		2	1.270	22460	0.0200	75.70	1.97	0.0246	12.29	0.88	0.39	0.34
	152	2.01		2	1.270	22460	0.0200	77.30	2.01	0.0219	10.94	0.84	0.39	0.33
G. Li (2006)	305	1.66	46.10	2	0.361	15100	0.0212	49.40	1.07	0.0072	3.60	-	0.03	-
	305	1.66		4	0.361	15100	0.0212	54.60	1.18	0.0191	9.55	-	0.07	-
Faella et al. (2005)	150	2.00	40.00	1	0.480	80700	0.0350	60.01	1.50	0.0094	4.72	0.34	0.45	0.15
	150	2.00		1	0.480	80700	0.0350	61.97	1.55	0.0093	4.65	0.39	0.45	0.18
	150	2.00		2	0.480	80700	0.0350	86.06	2.15	0.0106	5.28	0.30	0.90	0.27
	150	2.00		2	0.480	80700	0.0350	59.45	1.98	0.0164	8.19	0.48	0.60	0.29
Aire et al. (2001)	150	2.00	42.00	1	0.149	65000	0.0462	-	-	0.0073	3.65	0.12	0.14	0.02
	150	2.00		1	0.447	65000	0.0462	61.00	1.45	0.0174	8.70	0.28	0.43	0.12
	150	2.00		1	0.894	65000	0.0462	85.00	2.02	0.0250	12.50	0.24	0.85	0.20
Bullo (2003)	150	2.00	32.54	2	0.230	65000	0.0262	72.43	2.23	0.0373	18.64	0.82	0.32	0.26
	150	2.00		2	0.230	65000	0.0262	73.56	2.26	0.0393	19.64	0.83	0.32	0.27
	150	2.00		2	0.230	65000	0.0262	75.83	2.33	0.0285	14.27	0.78	0.32	0.25
	150	2.00		5	0.230	65000	0.0262	118.84	3.65	0.0428	21.40	0.75	0.80	0.60
	150	2.00		5	0.230	65000	0.0262	130.15	4.00	0.0404	20.19	0.73	0.80	0.59
Toutanji (1999)	76	4.01	30.93	1	0.118	72600	0.0209	60.82	1.97	0.0153	7.65	0.78	0.15	0.12
	152	2.01	32.10	1	-	4900*	0.0153	36.80	1.15	0.0044	-	-	0.03	-
152	2.01	2		-	4900*	0.0153	36.60	1.14	0.0040	-	-	0.06	-	
152	2.01	3		-	4900*	0.0153	36.60	1.14	0.0050	-	0.78	0.09	0.07	
152	2.01	6		-	4900*	0.0153	37.60	1.17	0.0057	-	0.67	0.18	0.12	
152	2.01	9		-	4900*	0.0153	46.70	1.45	0.0068	-	0.72	0.28	0.20	
152	2.01	12		-	4900*	0.0153	50.20	1.56	0.0082	-	0.71	0.37	0.26	
152	2.01	15		-	4900*	0.0153	60.00	1.87	0.0087	-	0.73	0.46	0.33	
Harries & Carey (2003)	152	2.01	31.80	3	-	4900*	0.0153	37.30	1.17	0.0065	3.25	0.93	0.09	0.09
	152	2.01	32.80	9	-	4900*	0.0153	53.20	1.62	0.0095	4.75	1.10	0.27	0.30
Teng et al. (2006)	152	2.01	39.60	1	0.170	80100	0.0228	41.50	1.05	0.0083	4.13	0.82	0.10	0.08
	152	2.01		1	0.170	80100	0.0228	40.80	1.03	0.0094	4.71	0.71	0.10	0.07
	152	2.01		2	0.170	80100	0.0228	54.60	1.38	0.0213	10.65	0.90	0.21	0.18
	152	2.01		2	0.170	80100	0.0228	56.30	1.42	0.0183	9.13	0.90	0.21	0.19
	152	2.01		3	0.170	80100	0.0228	65.70	1.66	0.0256	12.79	0.86	0.31	0.27
Pessiki et al. (2001)	152	4.01	26.20	1	-	21600*	0.0190	38.40	1.47	0.0130	6.50	0.73	0.21	0.15
	152	4.01	2	-	21600*	0.0190	52.50	2.00	0.0182	9.10	0.65	0.41	0.27	

(*) = Il modulo elastico E_f è fornito in N/mm strato.

Tabella 2.3 - Risultati delle prove su provini prismatici confinati mediante tessuti in CFRP

Fonte	h [mm]	b [mm]	H [mm]	R_c	k_{eff}	f_{co} [N/mm ²]	n	t_j [mm]	E_f [N/mm ²]	ϵ_{fk}	f_{cc} [N/mm ²]	f_{cc}/f_{co}	ϵ_{cc}	ϵ_{ccu}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$	$\epsilon_{tu}/\epsilon_{fk}$	f_i/f_{co}	f_{ta}/f_{co}		
Faella et al. (2004a,b)	150	150	250	10.0	-	19.15	-	-	-	-	21.38	1.12	0.0037	-	1.84	-	-	-		
	150	150	250	20.0	-		-	-	-	-	-	16.93	0.88	0.0038	-	1.89	-	-	-	
	150	150	250	30.0	-		-	-	-	-	-	19.15	1.00	0.0043	-	2.14	-	-	-	
	150	150	250	10.0	0.50	19.15	1	0.170	240000	0.0150	28.78	1.50	0.0209	0.0209	10.47	-	-	0.21	-	
	150	150	250	10.0	0.50		1	0.170	240000	0.0150	30.43	1.59	0.0084	0.0084	4.21	-	-	0.21	-	
	150	150	250	20.0	0.64		1	0.170	240000	0.0150	31.91	1.67	0.0179	0.0179	8.96	-	-	0.27	-	
	150	150	250	20.0	0.64		1	0.170	240000	0.0150	33.69	1.76	0.0157	0.0157	7.87	-	-	0.27	-	
	150	150	250	30.0	0.75		1	0.170	240000	0.0150	37.54	1.96	0.0176	0.0176	8.79	-	-	0.32	-	
	150	150	250	30.0	0.75		1	0.170	240000	0.0150	37.49	1.96	0.0165	0.0165	8.24	-	-	0.32	-	
	150	150	250	10.0	0.50		2	0.170	240000	0.0150	37.50	1.96	0.0399	0.0399	19.95	-	-	0.42	-	
	150	150	250	10.0	0.50		2	0.170	240000	0.0150	38.59	2.02	0.0218	0.0218	10.89	-	-	0.42	-	
	150	150	250	20.0	0.64		2	0.170	240000	0.0150	46.44	2.42	0.0379	0.0379	18.94	-	-	0.54	-	
	150	150	250	20.0	0.64		2	0.170	240000	0.0150	45.07	2.35	0.0230	0.0230	11.50	-	-	0.54	-	
	150	150	250	30.0	0.75		2	0.170	240000	0.0150	54.91	2.87	0.0304	0.0304	15.21	-	-	0.64	-	
	150	150	250	30.0	0.75		2	0.170	240000	0.0150	51.60	2.69	0.0225	0.0225	11.26	-	-	0.64	-	
	150	150	250	10.0	-		25.83	-	-	-	-	-	28.11	-	0.0037	-	1.83	-	-	-
	150	150	250	20.0	-			-	-	-	-	-	-	22.32	-	0.0041	-	2.03	-	-
	150	150	250	30.0	-			-	-	-	-	-	-	27.06	-	0.0043	-	2.14	-	-
	150	150	250	10.0	0.50	25.83	1	0.170	240000	0.0150	35.29	1.37	0.0144	0.0144	7.21	-	-	0.16	-	
	150	150	250	10.0	0.50		1	0.170	240000	0.0150	37.30	1.44	0.0173	0.0173	8.64	-	-	0.16	-	
150	150	250	20.0	0.64	1		0.170	240000	0.0150	39.63	1.53	0.0173	0.0173	8.65	-	-	0.20	-		
150	150	250	20.0	0.64	1		0.170	240000	0.0150	34.19	1.32	0.0074	0.0074	3.69	-	-	0.20	-		
150	150	250	30.0	0.75	1		0.170	240000	0.0150	44.58	1.73	0.0132	0.0132	6.60	-	-	0.24	-		
150	150	250	30.0	0.75	1		0.170	240000	0.0150	39.24	1.52	0.0137	0.0137	6.84	-	-	0.24	-		
150	150	250	10.0	0.50	2		0.170	240000	0.0150	42.79	1.66	0.0206	0.0206	10.28	-	-	0.31	-		
150	150	250	10.0	0.50	2		0.170	240000	0.0150	39.77	1.54	0.0080	0.0251	4.00	-	-	0.31	-		
150	150	250	20.0	0.64	2		0.170	240000	0.0150	52.58	2.04	0.0219	0.0219	10.95	-	-	0.40	-		
150	150	250	20.0	0.64	2		0.170	240000	0.0150	40.85	1.58	0.0366	0.0366	18.28	-	-	0.40	-		
150	150	250	30.0	0.75	2		0.170	240000	0.0150	62.83	2.43	0.0229	0.0229	11.44	-	-	0.47	-		
150	150	250	30.0	0.75	2		0.170	240000	0.0150	50.42	1.95	0.01								

2. Legame costitutivo del calcestruzzo confinato con FRP

Fonte	h [mm]	b [mm]	H [mm]	R _c [mm]	k _{eff}	f _{co} [N/mm ²]	n	t _j [mm]	E _f [N/mm ²]	ε _{fk}	f _{cc} [N/mm ²]	f _{cc} /f _{co}	ε _{cc}	ε _{ccu}	ε _{cc} /ε _{co}	ε _{lu} /ε _{fk}	f ₁ /f _{co}	f _{1a} /f _{co}
Rochette & Labossière (2000)	152	152	500	5.0	0.42	38.46**	3	0.300	82700	0.0153	39.48	1.03	0.0069	0.0069	3.45	0.15	0.16	0.02
	152	152	500	25.0	0.69		3	0.300	82700	0.0153	41.58	1.08	0.0094	0.0094	4.70	0.37	0.27	0.10
	152	152	500	25.0	0.69		3	0.300	82700	0.0153	43.26	1.12	0.0089	0.0089	4.45	0.41	0.27	0.11
	152	152	500	38.0	0.82	40.20**	3	0.300	82700	0.0153	47.46	1.23	0.0108	0.0108	5.40	0.46	0.32	0.15
	152	152	500	38.0	0.82		3	0.300	82700	0.0153	50.40	1.31	0.0116	0.0116	5.80	0.40	0.32	0.13
	203	152	500	25.0	0.63		3	0.300	82700	0.0153	42.00	1.09	0.0079	0.0079	3.95	0.48	0.21	0.10
	203	152	500	38.0	0.75	3	0.300	82700	0.0153	43.68	1.14	0.0085	0.0085	4.25	0.44	0.26	0.11	
	152	152	500	5.0	0.42	32.78**	5	0.300	82700	0.0153	43.90	1.09	0.0102	0.0102	5.10	0.29	0.26	0.07
	152	152	500	25.0	0.69		4	0.300	82700	0.0153	50.92	1.27	0.0135	0.0135	6.75	0.39	0.34	0.13
	152	152	500	25.0	0.69		5	0.300	82700	0.0153	47.85	1.19	0.0090	0.0090	4.50	0.33	0.43	0.14
	203	152	500	5.0	0.38	22.57**	5	0.300	82700	0.0153	44.34	1.10	0.0098	0.0098	4.90	0.28	0.21	0.06
	203	152	500	25.0	0.63		4	0.300	82700	0.0153	44.34	1.10	0.0093	0.0093	4.65	0.35	0.27	0.09
152	152	500	25.0	0.69	22.57**	4	0.300	82700	0.0153	52.27	1.59	0.0204	0.0204	10.20	0.46	0.42	0.19	
152	152	500	25.0	0.69		5	0.300	82700	0.0153	57.64	1.76	0.0212	0.0212	10.60	0.42	0.53	0.22	
152	152	500	38.0	0.82		4	0.300	82700	0.0153	59.43	1.81	0.0192	0.0192	9.60	0.58	0.50	0.29	
152	152	500	38.0	0.82	5	0.300	82700	0.0153	68.74	2.10	0.0239	0.0239	11.95	0.56	0.63	0.35		
Parvin & Wang (2001)	108	108	305	8.3	0.52	22.57**	1***	0.178	188900	0.0160	34.72	1.54	0.0132	0.0132	6.60	-	0.23	-
	108	108	305	8.3	0.52		2***	0.178	188900	0.0160	45.23	2.00	0.0203	0.0203	10.15	-	0.46	-
Pessiki et al. (2001)	152	152	610	38.0	0.82	26.40	1	-	38100*	0.0152	41.40	1.57	0.0133	0.0154	6.65	0.57	0.24	0.14
	152	152	610	38.0	0.82		2	-	38100*	0.0152	55.10	2.09	0.0170	0.0194	8.50	0.60	0.48	0.29
	152	152	610	38.0	0.82		1	-	19100*	0.0240	31.30	1.19	0.0030	0.0081	1.50	0.22	0.19	0.04
	152	152	610	38.0	0.82		2	-	19100*	0.0240	31.70	1.20	0.0094	0.0117	4.70	0.39	0.38	0.15
Shehata et al. (2002)	150	150	300	10.0	0.50	23.70	1***	0.165	235000	0.0151	27.40	1.16	-	-	-	-	0.16	-
	150	150	300	10.0	0.50		2***	0.165	235000	0.0151	36.50	1.54	-	-	-	-	0.33	-
	150	150	300	10.0	0.50		29.50	1	0.165	235000	0.0151	40.39	1.37	0.0030	0.0088	1.50	0.40	0.13
Lam & Teng (2003)	150	150	600	15.0	0.57	28.07	1	0.165	257000	0.0176	35.00	1.24	0.0045	0.0074	2.26	0.59	0.20	0.12
	150	150	600	25.0	0.70		1	0.165	257000	0.0176	39.40	1.41	0.0093	0.0093	4.64	0.60	0.25	0.15
	150	150	600	15.0	0.57		2	0.165	257000	0.0176	50.40	1.79	0.0087	0.0087	4.35	0.55	0.40	0.22
	150	150	600	25.0	0.70		2	0.165	257000	0.0176	61.90	2.20	0.0085	0.0085	4.23	0.61	0.49	0.30
	150	150	600	15.0	0.57	20.00	3	0.165	257000	0.0176	61.60	3.07	0.0180	0.0180	9.01	0.49	0.85	0.42
	150	150	600	25.0	0.70		3	0.165	257000	0.0176	66.00	3.29	0.0152	0.0152	7.62	0.66	1.04	0.69
	150	150	600	15.0	0.57		4	0.165	257000	0.0176	63.70	3.17	-	-	-	0.52	1.13	0.59
	150	150	600	25.0	0.70		4	0.165	257000	0.0176	80.80	4.02	-	-	-	0.61	1.38	0.85
	150	150	600	15.0	0.57	34.60	5	0.165	257000	0.0176	82.90	2.39	-	-	-	0.75	0.82	0.61
	150	150	600	25.0	0.70		5	0.165	257000	0.0176	95.20	2.74	-	-	-	0.65	1.00	0.65
	225	150	600	15.0	0.48		4	0.165	257000	0.0176	49.20	1.46	0.0033	0.0123	1.63	0.61	0.46	0.28
	225	150	600	25.0	0.59		4	0.165	257000	0.0176	51.90	1.64	0.0032	0.0123	1.61	0.42	0.57	0.24
Chaallal et al. (2003)	133.4	133.4	305	25.4	0.74	21.44	1	0.119	231000	0.0140	26.20	1.22	0.0035	0.0035	1.75	0.29	0.20	0.06
	133.4	133.4	305	25.4	0.74		2	0.119	231000	0.0140	30.75	1.43	0.0042	0.0042	2.10	0.36	0.40	0.14
	133.4	133.4	305	25.4	0.74		3	0.119	231000	0.0140	36.40	1.70	0.0055	0.0055	2.75	0.37	0.59	0.22
	133.4	133.4	305	25.4	0.74		4	0.119	231000	0.0140	42.20	1.97	0.0065	0.0065	3.25	0.38	0.79	0.30
	165.1	108.0	305	25.4	0.68	25.10	1	0.119	231000	0.0140	29.17	1.16	0.0038	0.0038	1.90	0.20	0.16	0.03
	165.1	108.0	305	25.4	0.68		2	0.119	231000	0.0140	34.34	1.37	0.0050	0.0050	2.50	0.36	0.32	0.11
	165.1	108.0	305	25.4	0.68		3	0.119	231000	0.0140	41.23	1.64	0.0060	0.0060	3.00	0.43	0.48	0.21
	165.1	108.0	305	25.4	0.68		4	0.119	231000	0.0140	47.64	1.90	0.0060	0.0060	3.00	0.36	0.64	0.23
	190.5	95.3	305	25.4	0.59	22.34	1	0.119	231000	0.0140	28.34	1.27	0.0036	0.0036	1.80	0.14	0.16	0.02
	190.5	95.3	305	25.4	0.59		2	0.119	231000	0.0140	32.89	1.47	0.0040	0.0040	2.00	0.21	0.32	0.07
	190.5	95.3	305	25.4	0.59		3	0.119	231000	0.0140	37.92	1.70	0.0065	0.0065	3.25	0.43	0.48	0.21
	190.5	95.3	305	25.4	0.59		4	0.119	231000	0.0140	42.20	1.89	0.0060	0.0060	3.00	0.36	0.64	0.23
133.4	133.4	305	25.4	0.74	54.68	1	0.119	231000	0.0140	58.95	1.08	0.0028	0.0028	1.40	0.06	0.08	0.00	
133.4	133.4	305	25.4	0.74		2	0.119	231000	0.0140	59.85	1.09	0.0032	0.0032	1.60	0.08	0.16	0.01	
133.4	133.4	305	25.4	0.74		3	0.119	231000	0.0140	64.54	1.18	0.0038	0.0038	1.90	0.11	0.23	0.02	
133.4	133.4	305	25.4	0.74		4	0.119	231000	0.0140	68.95	1.26	0.0040	0.0040	2.00	0.14	0.31	0.04	
165.1	108.0	305	25.4	0.68	55.37	1	0.119	231000	0.0140	59.23	1.07	0.0028	0.0028	1.40	0.07	0.07	0.01	
165.1	108.0	305	25.4	0.68		2	0.119	231000	0.0140	66.19	1.20	0.0032	0.0032	1.60	0.09	0.15	0.01	
165.1	108.0	305	25.4	0.68		3	0.119	231000	0.0140	69.02	1.25	0.0038	0.0038	1.90	0.11	0.22	0.02	
165.1	108.0	305	25.4	0.68		4	0.119	231000	0.0140	73.43	1.33	0.0038	0.0038	1.90	0.13	0.29	0.04	
190.5	95.3	305	25.4	0.59	48.06	1	0.119	231000	0.0140	53.16	1.11	0.0028	0.0028	1.40	0.05	0.07	0.00	
190.5	95.3	305	25.4	0.59		2	0.119	231000	0.0140	57.36	1.19	0.0030	0.0030	1.50	0.06	0.15	0.01	
190.5	95.3	305	25.4	0.59		3	0.119	231000	0.0140	59.43	1.24	0.0031	0.0031	1.55	0.07	0.22	0.02	
190.5	95.3	305	25.4	0.59		4	0.119	231000	0.0140	60.40	1.26	0.0031	0.0031	1.55	0.11	0.30	0.03	
Wang & Wu (2007)	150	150	300	0.0	0.33	31.70	1	0.165	219000	0.0199	32.20	1.02	-	-	-	0.30	0.10	0.03
	150	150	300	15.0	0.57	31.90	1	0.165	219000	0.0199	33.60	1.05	-	-	-	0.73	0.17	0.12
	150	150	300	30.0	0.75	32.30	1	0.165	219000	0.0199	39.80	1.23	-	-	-	0.67	0.22	0.15
	150	150	300	45.0	0.88	30.70	1	0.165	219000	0.0199	43.70	1.42	-	-	-	0.70	0.28	0.19
	150	150	300	60.0	0.97	31.80	1	0.165	219000	0.0199	50.00	1.57	-	-	-	0.83	0.29	0.24
	150	150	300	0.0	0.33	31.70	2	0.165	219000	0.0199	32.20	1.02	-	-	-	0.33	0.20	0.07
	150	150	300	15.0	0.57	31.90	2	0.165	219000	0.0199	42.20	1.32	-	-	-	0.61	0.34	0.21
	150	150	300	30.0	0.75	32.30	2	0.165	219000	0.0199	56.50	1.75	-	-	-	0.72	0.45	0.32
	150	150	300	45.0	0.88	30.70	2	0.165	219000	0.0199	68.00	2.21	-	-	-	0.79	0.55	0.44
	150	150	300	60.0	0.97	31.80	2	0.165	219000	0.0199	78.90	2.48	-	-	-	0.88	0.59	0.52
	150																	

Fonte	h [mm]	b [mm]	H [mm]	R _c	k _{eff}	f _{co} [N/mm ²]	n	t _j [mm]	E _f [N/mm ²]	ε _{f,k}	f _{cc} [N/mm ²]	f _{cc} /f _{co}	ε _{cc}	ε _{ccu}	ε _{cc} /ε _{co}	ε _{lu} /ε _{f,k}	f _i /f _{co}	f _{lu} /f _{co}
Rousakis et al. (2007)	200	200	320	30.0	0.67	33.04	3	0.138	65000	0.0280	42.55	1.29	0.0042	0.0060	2.11	0.19	0.15	0.03
	200	200	320	30.0	0.67	33.04	6	0.138	65000	0.0280	44.41	1.34	0.0077	0.0098	3.87	0.24	0.30	0.07
	200	200	320	30.0	0.67	33.04	9	0.138	65000	0.0280	51.90	1.57	0.0104	0.0112	5.19	0.31	0.46	0.14
	200	200	320	30.0	0.67	37.97	6	0.138	65000	0.0280	52.83	1.39	0.0093	0.0094	4.66	0.21	0.26	0.06
	200	200	320	30.0	0.67	37.97	9	0.138	65000	0.0280	59.76	1.57	0.0206	0.0221	10.29	0.49	0.40	0.19
	200	200	320	30.0	0.67	39.91	6	0.138	65000	0.0280	54.17	1.36	0.0044	0.0082	2.21	0.25	0.25	0.06
Suter & Pinzelli (2001)	150	150	300	5.0	0.42	33.90	2	0.308	73000	0.033	37.10	1.09	0.00392	0.00392	1.96	-	0.24	-
	150	150	300	5.0	0.42		4	0.308	73000	0.033	37.90	1.12	0.00482	0.00482	2.41	-	0.49	-
	150	150	300	25.0	0.70	36.56	2	0.308	73000	0.033	39.75	1.09	0.00314	0.00314	1.57	-	0.38	-
	150	150	300	25.0	0.70		4	0.308	73000	0.033	42.12	1.15	0.00556	0.00556	2.78	-	0.75	-
Faella et al. (2007a)	150	150	250	10.0	0.50	23.55	1	0.480	80700	0.0317	31.82	1.35	-	-	-	0.15	0.35	0.05
	150	150	250	10.0	0.50		1	0.480	80700	0.0317	34.79	1.48	-	-	-	0.20	0.35	0.07
	150	150	250	10.0	0.50		1	0.480	80700	0.0317	32.11	1.36	0.0055	0.0055	2.76	0.39	0.35	0.13
	150	150	250	10.0	0.50		1	0.480	80700	0.0317	32.47	1.38	0.0062	0.0062	3.08	0.27	0.35	0.10
	150	150	250	10.0	0.50		1	0.480	80700	0.0317	34.98	1.49	0.0042	0.0042	2.10	0.18	0.35	0.06
	150	150	250	20.0	0.64		1	0.480	80700	0.0317	41.54	1.76	0.0102	0.0102	5.10	0.34	0.44	0.15
	150	150	250	20.0	0.64		1	0.480	80700	0.0317	44.27	1.88	0.0076	0.0076	3.78	0.31	0.44	0.14
	150	150	250	20.0	0.64		1	0.480	80700	0.0317	34.05	1.45	0.0086	0.0086	4.29	0.27	0.44	0.12
	150	150	250	30.0	0.75		1	0.480	80700	0.0317	41.88	1.78	0.0094	0.0094	4.70	-	0.52	-
	150	150	250	30.0	0.75		1	0.480	80700	0.0317	36.10	1.53	0.0071	0.0071	3.53	0.35	0.52	0.18
	150	150	250	30.0	0.75		1	0.480	80700	0.0317	36.98	1.57	-	-	-	0.22	0.52	0.12
	150	150	250	30.0	0.75		1	0.480	80700	0.0317	38.90	1.65	-	-	-	0.29	0.52	0.15
	150	150	250	10.0	0.50		2	0.480	80700	0.0317	42.51	1.81	0.0046	0.0046	2.32	0.33	0.69	0.23
	150	150	250	10.0	0.50		2	0.480	80700	0.0317	49.26	2.09	0.0070	0.0070	3.50	0.35	0.69	0.24
	150	150	250	20.0	0.64		2	0.480	80700	0.0317	51.24	2.18	0.0076	0.0076	3.81	0.32	0.88	0.28
	150	150	250	20.0	0.64		2	0.480	80700	0.0317	52.87	2.25	0.0099	0.0099	4.93	0.33	0.88	0.29
	150	150	250	30.0	0.75		2	0.480	80700	0.0317	58.70	2.49	0.0081	0.0081	4.07	0.43	1.05	0.45
	150	150	250	30.0	0.75		2	0.480	80700	0.0317	55.55	2.36	0.0120	0.0120	6.01	0.42	1.05	0.44

(*) = Il modulo elastico E_f è fornito in N/mm strato.

1. I nuovi valori derivano dall'aggiunta di ulteriori dati nella raccolta precedente e da un'analisi più raffinata che ha posto particolare cura nell'eliminare, ove possibile eventuali misure errate riportate dagli strumenti per malfunzionamenti o per altre cause (come la locazione dell'estensimetro in una zona di sovrapposizione della fasciatura, o in punti di prematura rottura della fibra, ecc.). Sono stati esclusi, ad esempio, i rapporti $\epsilon_{lu}/\epsilon_{f,k} > 1$.

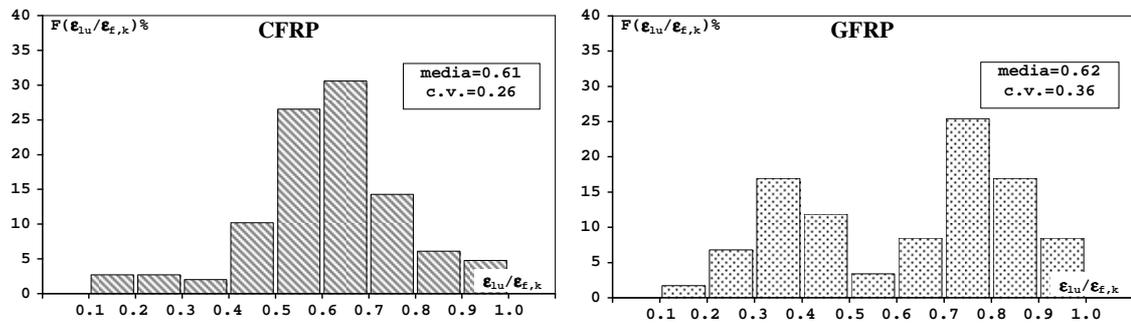


Fig.2.6. – Istogrammi di frequenza per il rapporto $\epsilon_{lu}/\epsilon_{f,k}$

In particolare è stata anche effettuata un'analisi che tenesse conto del tipo di strumentazione adoperato dai vari autori nei lavori considerati, per capire quanto questo parametro influisse sul valore delle letture.

In Tabella 2.5 si riportano i vari parametri statistici (media, deviazione standard, coefficiente di variazione) calcolati per i valori assunti dal rapporto $\epsilon_{lu}/\epsilon_{f,k}$, per due insiemi distinti di provini contenuti nel database: il primo gruppo comprende tutti i provini strumentati per deformazioni laterali, senza distinguerli in base al tipo di strumentazione adottato, strain gauges o LVDTs (questi ultimi, evidentemente, fornendo una misura di spostamento, forniscono valori di deformazione meno accurati); il secondo gruppo, un sottoinsieme del primo, comprende un numero molto ristretto di

tests in cui i ricercatori avevano rivolto particolare attenzione alle misure di deformazione laterale e ciò aveva indotto a disporre lungo la circonferenza del provino un cospicuo numero di strain gauges (da 5 a 8) al fine di ottenere una misura più accurata.

Come si osserva per il secondo gruppo di provini e per entrambi i tipi di FRP, i dati del rapporto $\varepsilon_{l,u}/\varepsilon_{f,k}$ sono meno dispersi (coefficienti di variazione molto bassi) intorno a valori medi più alti rispetto al primo gruppo di tests.

Tabella 2.5 - Parametri statistici calcolati per il rapporto $\varepsilon_{l,u}/\varepsilon_{f,k}$

Tipo di strumentazione per la misura di ε_l	Tipo FRP	N.dat	Media	Dev.Stand.	Coeff.var.
Strain gauges e/o LVDTs	carbonio	147	0.61	0.16	0.26
	vetro	59	0.62	0.22	0.36
Strain gauges (disposti in modo fitto lungo la circonferenza)	carbonio	35	0.64	0.08	0.12
	vetro	23	0.81	0.09	0.11

Tuttavia il numero limitato di dati disponibili in questo secondo caso ha spinto a considerare nelle analisi successive i valori medi forniti dal primo gruppo di provini che, derivando appunto da un più elevato numero di dati, godono di maggiore ripetibilità e quindi sono più adatti all'impiego in modellazioni.

In figura 2.7 sono presentati, sia per sistemi tipo “wet lay-up” in carbonio che per sistemi in vetro, i dati ricavati in bibliografia delle deformazioni laterali registrate per provini cilindrici in corrispondenza del collasso del sistema confinante.

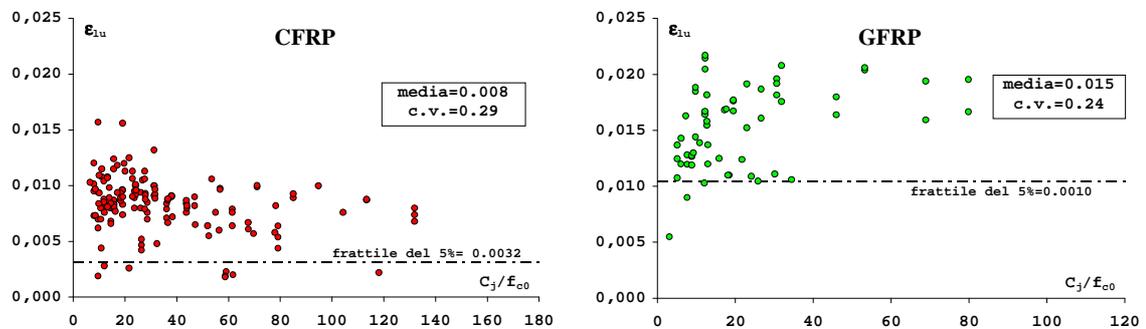


Fig.2.7. – Valori di ε_{lu} misurati per sistemi in CFRP o GFRP su provini cilindrici

Le deformazioni sono diagrammate in funzione della rigidezza del sistema confinante (C_j), valutata con la Eq. (2.10a), adimensionalizzata rispetto alla resistenza f_{c0} del calcestruzzo non confinato.

Nei due diagrammi riportati in figura sono indicati il valor medio, il coefficiente di variazione e il frattile del 5% delle deformazioni ε_{lu} misurate nel corso dei tests.

Ancora una volta si nota la maggiore dispersione dei dati riguardanti sistemi in GFRP. Va infine fatta rilevare la scarsa dipendenza dei valori deformativi dalla rigidezza del sistema confinante.

2.5.3 Nuove relazioni per la stima della resistenza del calcestruzzo confinato con FRP

Impiegando i numerosi dati raccolti sono state ricavate nuove relazioni della resistenza del calcestruzzo confinato in funzione della pressione di confinamento effettivamente agente ($f_{l,a}$) e della pressione di confinamento nominale (f_l), analogamente a quanto fatto da Lam e Teng in (2002, 2003a).

La figura 2.8 riporta i valori del rapporto f_{cc}/f_{c0} per tutti i tests disponibili, sia relativi a provini cilindrici che prismatici, confinati o con fibre di vetro o di carbonio.

Questi dati sono rappresentati al variare di $f_{l,a}/f_{c0}$ (Fig.2.8-a) e f_l/f_{c0} (Fig. 2.8-b).

Il diagramma in figura 2.8-a comprende solo i dati per i quali esiste una misura sperimentale della deformazione laterale ε_{lu} che consenta il calcolo della pressione laterale effettivamente agente $f_{l,a}$ (si veda Eqq. 2.31), mentre in figura 2.8-b sono presenti tutti i dati relativi a provini confinati, anche se non strumentati per deformazioni orizzontali (essendo necessario il valore della deformazione $\varepsilon_{f,k}$ per il calcolo della f_l con le Eqq. 2.30).

Il coefficiente di forma k_H è valutato con l'Eq. (2.29) fornita dal CNR-DT200 (si veda anche le Tabelle 1.3 e 1.4).

Nei diagrammi la maggior parte dei dati sperimentali ha un rapporto di confinamento che ricade nel range 0-0.4, se espresso in termini di $f_{l,a}/f_{c0}$ (Fig.2.9-a), o 0-0.8 in termini di f_l/f_{c0} (Fig.2.9-b): in questa zona la resistenza a compressione assiale del calcestruzzo è meno che triplicata dal confinamento con FRP.

Questa è una regione importante per le pratiche applicazioni in quanto è improbabile che la resistenza a compressione del calcestruzzo necessiti di essere più che triplicata con un intervento di rinforzo.

Nei grafici, oltre ai dati sperimentali sono riportati gli andamenti delle relazioni analitiche per la stima della resistenza del calcestruzzo confinato proposte in Lam e Teng (2002, 2003) al variare di $f_{l,a}$ ovvero di f_l (si veda Eqq. 2.22 e 2.23).

Inoltre, osservando le figure 2.8-a e 2.9-a è possibile verificare anche gli andamenti delle relazioni proposte dalle linee guida del CNR e dell'ACI 440 Committee (si veda Tabelle 1.3 e 1.4).

Le curve ottenute da tali relazioni sono state volutamente inserite solo nelle figure 2.8-a e 2.9-a poiché sia le linee guida italiane che quelle americane stimano la pressione efficace di confinamento in funzione di una deformazione laterale del sistema in FRP opportunamente ridotta rispetto alla $\varepsilon_{f,k}$.

Infine, per i due diversi sistemi di confinamento considerati ("wet lay-up" in CFRP e in GFRP) nei grafici sono rappresentate, con le relative equazioni, le curve cosiddette di "best fit" dei dati sperimentali. Le equazioni di queste curve sono state ottenute calcolando i valori dei coefficiente x e x' che, introdotti nelle relazioni lineari:

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + x \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}} \right) \quad (2.32.a)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + x' \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (2.32.b)$$

danno luogo al minore scarto quadratico tra i valori analitici e quelli sperimentali.

Le curve a tratto nero continuo si riferiscono a provini cilindrici, quelle tratteggiate si riferiscono a provini prismatici.

In questa prima elaborazione le curve suddette sono indipendenti dal tipo di fibra

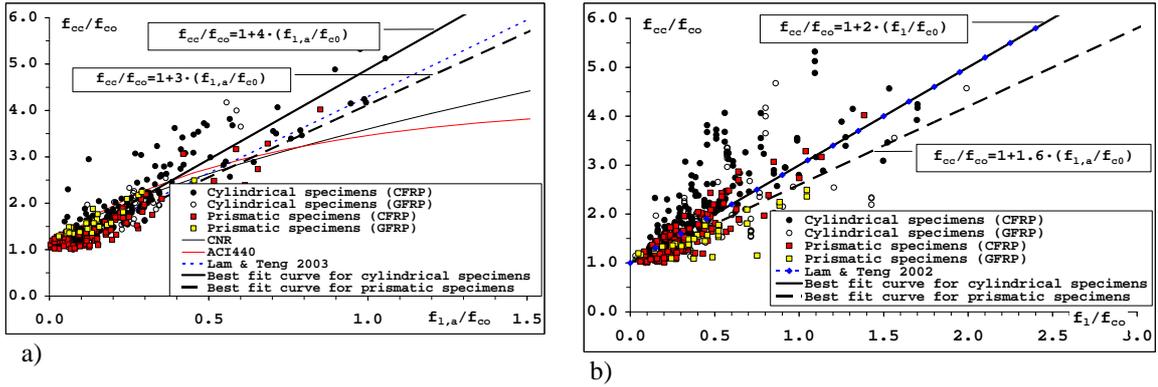


Fig. 2.8. – Rapporti f_{cc}/f_{co} vs $f_{1,a}/f_{co}$ (o f_1/f_{co}) per provini cilindrici e prismatici

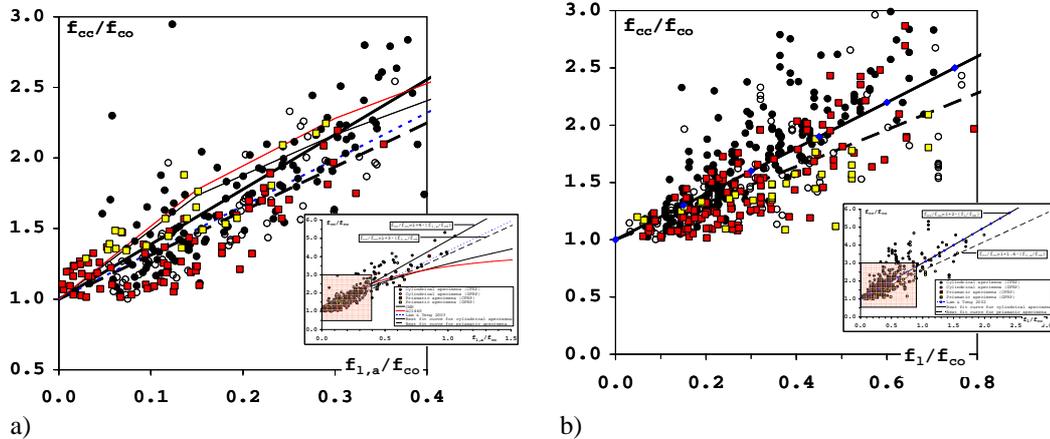


Fig. 2.9 – Concentrazione dei valori del rapporto f_{cc}/f_{co} vs $f_{1,a}/f_{co}$ (f_1/f_{co}) nel range 0-0.4 (0-0.8)

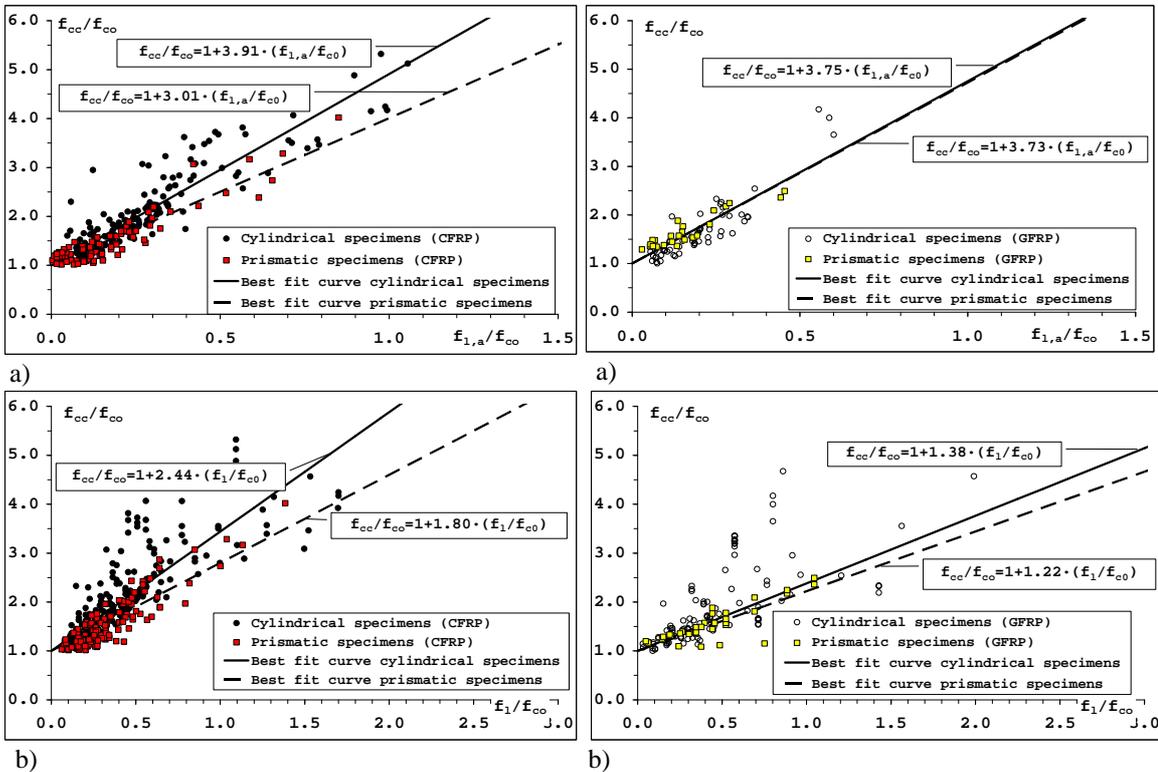


Fig. 2.10 – Sistemi in CFRP: rapporti f_{cc}/f_{co} vs $f_{1,a}/f_{co}$ (o vs f_1/f_{co})

Fig. 2.11 – Sistemi in GFRP: rapporti f_{cc}/f_{co} vs $f_{1,a}/f_{co}$ (o vs f_1/f_{co})

Tabella 2.6 - Curve di best-fit dei dati per la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato

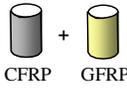
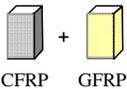
Forma del provino	Grafici in funzione di $f_{l,a}/f_{c0}$ (Fig. 2.8-a)			Grafici in funzione di f_l/f_{c0} (Fig. 2.8-b)		
	Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard	Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard
 CFRP + GFRP	213	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 4 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}}$	0.36	346	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}}$	0.66
 CFRP + GFRP	111	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}}$	0.21	153	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 1.6 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}}$	0.27

Tabella 2.7 - Curve di best-fit dei dati per la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato

Tipo di FRP	Forma del provino	Grafici in funzione di $f_{l,a}/f_{c0}$ (Figg. 2.10-a e 2.11-a)			Grafici in funzione di f_l/f_{c0} (Figg. 2.10-b e 2.11-b)		
		Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard	Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard
CFRP		153	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.91 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}}$	0.37	235	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2.44 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}}$	0.48
		87	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.01 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}}$	0.21	120	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 1.80 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}}$	0.26
GFRP		60	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.75 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}}$	0.32	111	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 1.38 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}}$	0.76
		24	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.73 \cdot \frac{f_{l,a}}{f_{c0}}$	0.17	33	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 1.22 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}}$	0.21

adoperata per il confinamento (CFRP o GFRP).

Le equazioni ottenute per le curve sono riportate nella Tabella 2.6 con il valore di deviazione standard indicativo della dispersione dei dati rispetto alla curva associata.

Dai confronti numerico sperimentali si osserva quanto segue:

- le relazioni ottenute sono molto simili ai modelli proposti da Lam e Teng (2002, 2003); la curva in funzione di f_l/f_{c0} addirittura coincide con l'Eq. (2.22). Va, però, precisato che Lam e Teng suggerirono una relazione diversa da quella qui utilizzata per la stima del coefficiente di forma kH ; tuttavia, nel caso di provini a sezione quadrata, ossia per la maggior parte dei dati qui considerati, i due coefficienti di forma coincidono;
- in figura 2.9-a si osserva che per valori medio-bassi della pressione di confinamento (compresi tra 0 e $0.4f_{c0}$) le curve analitiche sovrastimano le resistenze sperimentamente ottenute; al contrario quando $f_{l,a}/f_{c0} > 0.40$ la curva proposta dal CNR e, ancor più, quella proposta dall'ACI forniscono una stima conservativa della resistenza;
- quando le resistenze sono rappresentate in funzione del valore nominale della pressione di confinamento (Figg. 2.8-b e 2.9-b) i dati sperimentali presentano una maggiore dispersione che aumenta nel caso di elementi cilindrici (si veda anche il valore della deviazione standard in Tabella 2.6); al contrario, le

relazioni espresse in funzione della pressione di confinamento efficace danno delle predizioni più attendibili. Ciò conferma che la deformazione laterale ultima esplicita dal sistema in FRP durante la prova risulta sensibilmente diversa dalla deformazione ultima a trazione delle fibre.

Una rappresentazione analoga alle precedenti è mostrata nelle figure 2.10 e 2.11, dove i dati sperimentali sono suddivisi in funzione del tipo di fibre adoperate per il confinamento: rispettivamente sistemi in carbonio in figura 2.10 e sistemi in vetro in figura 2.11.

Anche in tal caso i valori sperimentali sono confrontati con le curve di regressione le cui equazioni sono ottenute stimando opportunamente i valori dei coefficienti introdotti nelle Eqq. (2.32), come chiarito in precedenza.

Osservando i grafici si nota che la variare del tipo di FRP (CFRP o GFRP) le equazioni trovate, specie nelle figure 2.10-a e 2.11-a, non differiscono molto tra loro, ovvero a parità di rapporto di confinamento efficace ($f_{l,d}/f_{c0}$), la resistenza massima del calcestruzzo confinato è pressoché la stessa.

Ciò conferma che le equazioni riportate Tabella 2.6, ricavate per cilindri e prismi, sono applicabili ciascuna per differenti tipi di FRP fornendo buone predizioni della resistenza del calcestruzzo confinato.

Ancora una volta, infine, si osserva la maggiore dispersione dei dati nelle figure 2.10-b e 2.11-b dove la resistenza del calcestruzzo confinato è espressa in funzione della pressione nominale di confinamento.

Nella Tabella 2.7 sono riportate le equazioni ottenute per le curve nelle Figg.2.10-2.11 e il valore di deviazione standard indicativo della dispersione dei dati rispetto alla curva associata.

2.5.4 Nuove relazioni per la deformazione del calcestruzzo confinato con FRP

Come per la resistenza così anche per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato sono state condotte valutazioni utilizzando i dati sperimentali contenuti nei due database sopra descritti.

In figura 2.12 sono rappresentati i valori sperimentali del rapporto $\epsilon_{ccu}/\epsilon_{c0}$ per tutti i test disponibili, in funzione del rapporto $f_{l,d}/f_{c0}$ (Fig. 2.12-a) e f_l/f_{c0} (Fig.2.12-b).

Ancora una volta il coefficiente di forma k_H è valutato con l'Eq (2.29).

Anche in tal caso nei grafici sono rappresentate, con le relative equazioni, le curve di “best fit” dei dati sperimentali.

Le equazioni di queste curve sono state ottenute calcolando i valori del coefficiente x (x') e dell'esponente y (y') che, introdotti nelle Eqq. (2.33) danno luogo al minore scarto quadratico tra i valori analitici e quelli sperimentali.

$$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + x \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^y \quad (2.33.a)$$

$$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + x' \left(\frac{f_l}{f_{c0}} \right)^{y'} \quad (2.33.b)$$

Quale unico “vincolo” nella procedura di ottimizzazione dei coefficienti è stato imposto

un limite superiore pari ad 1 per gli esponenti y e y'.

Le equazioni ottenute per le curve sono riportate in Tabella 2.8 con il valore di deviazione standard indicativo della dispersione dei dati rispetto alla curva associata.

Nella figura 2.12-a sono riportate anche la legge proposta da Lam e Teng fornita dall'Eq. (2.27) e quella proposta dalle già citate istruzioni del CNR (si veda Eq. (1.13)): quest'ultima appare molto conservativa.

Nelle figure.2.13 e 2.14 i dati sperimentali sono separati in due gruppi, in funzione del tipo di fibre adoperate per il confinamento: rispettivamente sistemi in CFRP in figura 2.13 e sistemi in GFRP in figura 2.14, e sono rappresentati per ciascun caso in funzione della pressione di confinamento nominale ed efficace.

Le curve di "best-fit", ottenute come sopra descritto e riportate in Tabella 2.9, sono molto diverse per provini con la stessa forma della sezione trasversale ma confinati con differenti tipi di FRP.

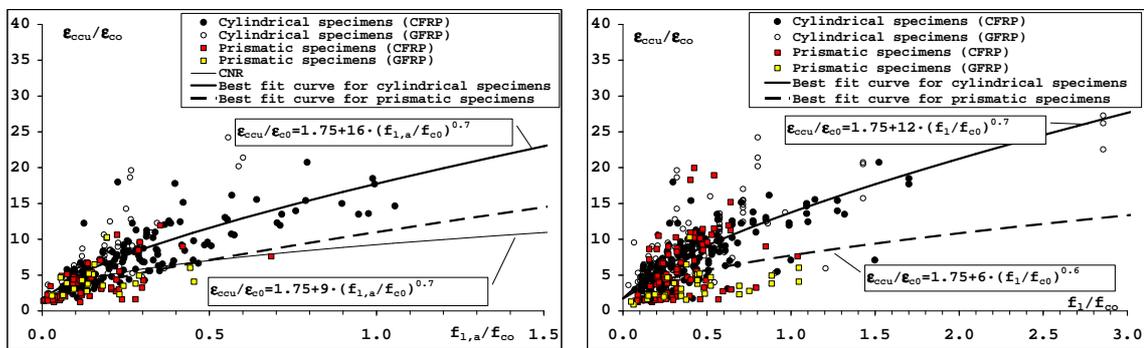


Fig.2.12. – Rapporti $\epsilon_{ccu}/\epsilon_{c0}$ vs $f_{1,d}/f_{c0}$ (o f_1/f_{c0}) per provini cilindrici e prismatici

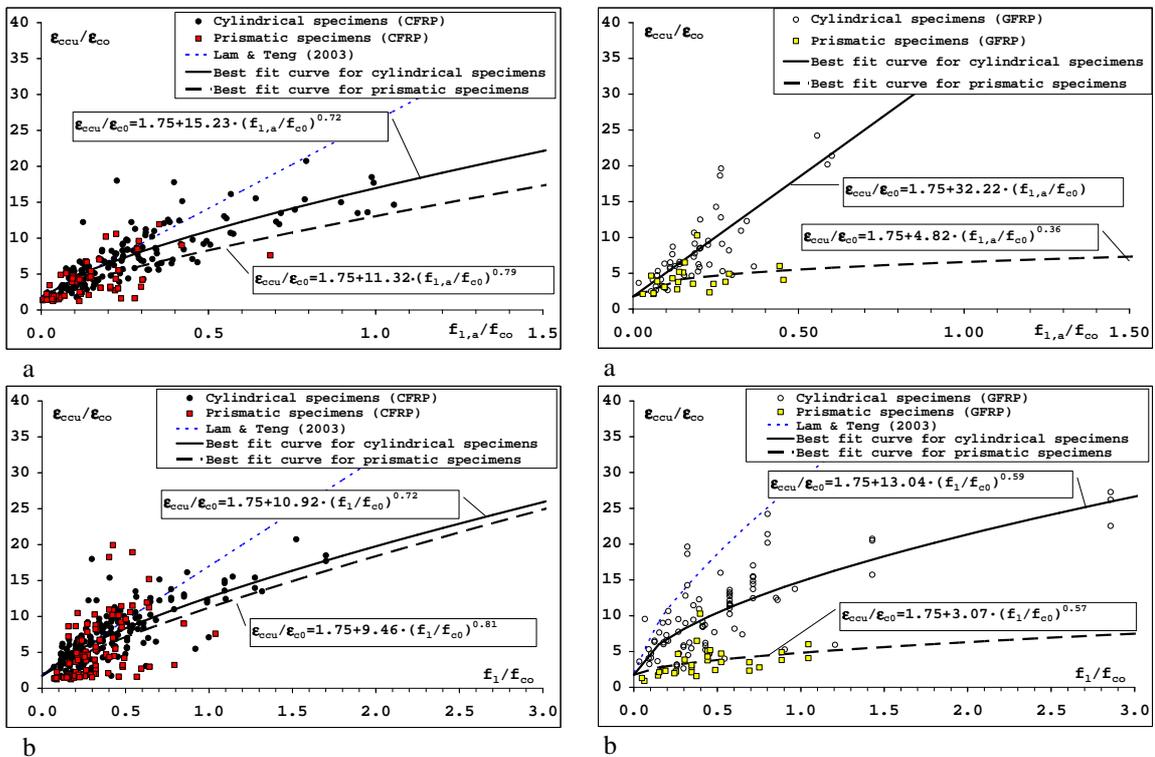


Fig.2.13 – Sistemi in CFRP: rapporti $\epsilon_{ccu}/\epsilon_{c0}$ vs $f_{1,d}/f_{c0}$ (o vs f_1/f_{c0})

Fig.2.14 – Sistemi in GFRP: rapporti $\epsilon_{ccu}/\epsilon_{c0}$ vs $f_{1,d}/f_{c0}$ (o vs f_1/f_{c0})

Tabella 2.8 - Curve di best-fit per la deformazione ultima a compressione del calcestruzzo confinato

Forma del provino	Grafici in funzione di $f_{l,a}/f_{c0}$ (Fig. 2.12-a)			Grafici in funzione di f_l/f_{c0} (Fig. 2.12-b)		
	Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard	Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard
 +  CFRP GFRP	202	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 16 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right)^{0.7}$	2.77	292	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 12 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.7}$	3.03
 +  CFRP GFRP	82	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 9 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right)^{0.7}$	1.93	123	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 6 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.6}$	3.59

Tabella 2.9 - Curve di best-fit dei dati per la deformazione ultima a compressione del calcestruzzo confinato

Tipo di FRP	Forma del provino	Grafici in funzione di $f_{l,a}/f_{c0}$ (Figg. 2.13-a e 2.14-a)			Grafici in funzione di f_l/f_{c0} (Figg. 2.13-b e 2.14-b)		
		Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard	Numero dati	Equazione della curva di best-fit	Deviazione Standard
CFRP		149	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 15.23 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right)^{0.72}$	2.27	202	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 10.92 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.72}$	2.40
		62	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 11.32 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right)^{0.79}$	1.94	94	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 9.46 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.81}$	3.72
GFRP		53	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 32.22 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right)$	2.93	90	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 13.04 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.59}$	3.82
		20	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 4.82 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right)^{0.36}$	1.74	29	$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 3.07 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{c0}}\right)^{0.57}$	1.73

Ciò conferma quanto Lam e Teng avevano affermato (2003a): espressioni distinte della deformazione assiale ultima sono necessarie per differenti tipi di FRP a causa della forte dipendenza di tale grandezza dalla rigidità del sistema confinante.

Tale influenza è molto più determinante per la compressione ultima di quanto non lo sia per la resistenza, come appare dalle relazioni trovate al paragrafo precedente (Tabelle 2.6-2.7).

Essi pertanto proposero le Eqq. (2.26) - (2.27) - (2.28) nei vari casi, le cui curve sono riportate nelle figure 2.13 e 2.14 e confrontate con i dati sperimentali.

Lam e Teng constatarono che, al fine di ottenere un'espressione unica da applicare per tutti i tipi di FRP, occorreva introdurre la dipendenza dal rapporto di rigidità del confinamento.

Così suggerirono, per elementi in calcestruzzo fasciati con FRP, l'espressione che segue:

$$\frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 5.53 \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}}\right) \cdot \left(\frac{\epsilon_{f,k}}{\epsilon_{c0}}\right)^{0.45} \quad (2.34)$$

Partendo da considerazioni analoghe a quelle di Lam e Teng, è stata qui proposta una nuova relazione per la stima della deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.25 \cdot \varepsilon_{lu} \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{0.6} = 0.25 \cdot \varepsilon_{lu}^{0.4} \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}} \right)^{0.6} \quad (2.35)$$

Tale equazione deriva dall' Eq. (2.14) imponendo, in condizioni di collasso, $\varepsilon_l = \varepsilon_{lu}$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{ccu}$.

λ_u è espresso in funzione della rigidezza adimensionale C_j/f_{c0} attraverso l'equazione riportata di seguito:

$$\lambda_u = 4 \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{-0.6} \quad (2.36)$$

Tale equazione è stata qui ricavata come curva che minimizza lo scarto dei valori di λ_u , posto pari, con buona approssimazione, al rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{ccu}$, calcolato con i dati di deformazione contenuti nel database relativo ai provini cilindrici (Tabelle 2.1 e 2.2).

L'andamento della curva è visibile in figura 2.15 dove, oltre ai dati sperimentali, è rappresentata anche la curva proposta da Xiao e Wu (2001), molto vicina a quella qui ricavata.

L'Eq. (2.35) può essere anche espressa come segue:

$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} = 125 \cdot (\alpha \cdot \varepsilon_{f,k})^{0.4} \cdot \left(\frac{f_{l,a}}{f_{c0}} \right)^{0.6} \quad (2.37)$$

dove $\varepsilon_{c0} = 0.002$ e α è il valor medio del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$ riportato negli istogrammi di figura 2.6 al variare del tipo di materiale.

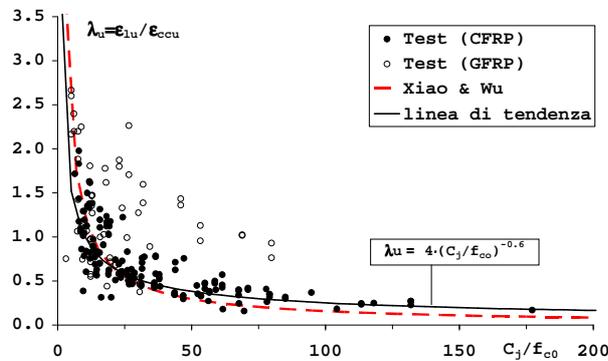


Fig.2.15 – Valori stimati per il parametro λ_u

L' Eq. (2.37) produce un'evidente anomalia se $f_{l,a}/f_{c0} = 0$; tuttavia, per valori significativi della pressione di confinamento (in accordo con il DT200 il confinamento è considerato efficace se $f_{l,a}/f_{c0} > 0.05$), il rapporto $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$ risulta maggiore di 1.75.

I diagrammi riportati in figura 2.16 mostrano il confronto tra i dati sperimentali e le curve ottenute applicando la (2.37) per diversi valori di α e di $\varepsilon_{f,k}$.

Inoltre, in figura, quale termine di confronto, è mostrata anche la curva analitica proposta nelle istruzioni del CNR-DT200.

In particolare, la figura 2.16-a è riferita a sistemi in carbonio: in tal caso le curve analitiche sono state ottenute per $\alpha=0.61 \pm 0.2$ (dove 0.61 è il valor medio del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$ ricavato dall'analisi statistica nel caso di sistemi in CFRP) e per due valori di $\varepsilon_{f,k}$,

0.7% e 1.7%, che rappresentano gli estremi di un intervallo di variazione della deformazione ultima a trazione per i tessuti in carbonio consueto nelle pratiche applicazioni.

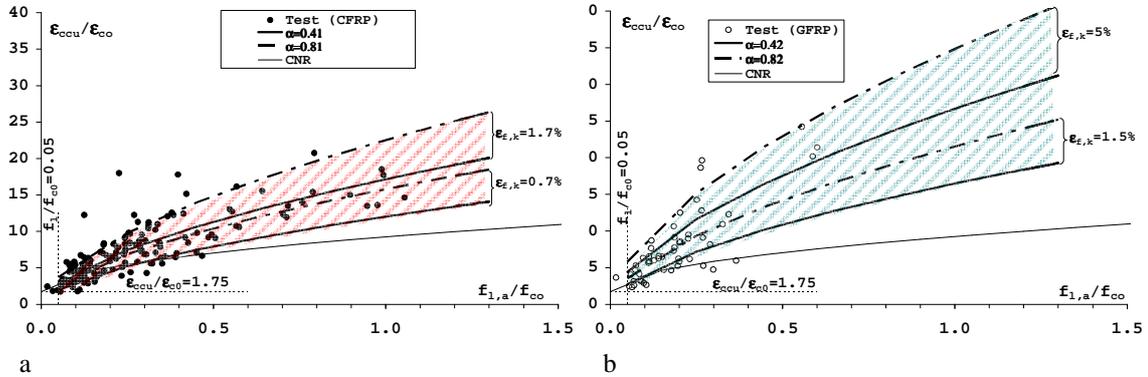


Fig.2.16 – Stima della deformazione ultima ϵ_{ccu} per sistemi in CFRP (a) e GFRP (b)

La figura 2.16-b, invece, si riferisce a sistemi in vetro; le curve analitiche, in tal caso, sono state ricavate introducendo nella (2.37) valori di $\alpha=0.62\pm 0.2$ (essendo 0.62 il valor medio del rapporto $\epsilon_{fu}/\epsilon_{f,k}$ ricavato dall'analisi statistica nel caso di sistemi in GFRP) e facendo variare la $\epsilon_{f,k}$ nell'intervallo, più ampio, 1.5%-5%, che risulta essere adeguato nel caso di fibre in vetro.

Dalle figure si nota che le curve analitiche ottenute applicando la (2.37) mostrano un buon accordo con gli andamenti dei punti sperimentali, sia nel caso di sistemi in CFRP che nel caso di sistemi in GFRP.

Inoltre, è evidente che in tutti i casi, la nuova relazione proposta dà luogo ad una stima della deformazione ultima del calcestruzzo confinato molto meno conservativa rispetto alla relazione proposta dal CNR.

Infine, contrariamente a quanto avviene per l'equazione contenuta nel DT200, l'Eq. (2.37), consentendo di introdurre in modo esplicito la dipendenza dalla deformazione ultima a trazione delle fibre, a parità di pressione di confinamento agente, produce stime della ϵ_{ccu} diverse al variare del materiale adoperato per il confinamento.

2.6 Modelli tensione-deformazione: confronti numerico sperimentali

In figura 2.17 il legame tensione-deformazione proposto dal CNR-DT200 (§ 2.3.1) e il legame di Popovics modificato (1973), presentato al § 2.3.2, sono confrontati con le curve sperimentali derivate da alcuni test di compressione su cilindri fasciati con CFRP o GFRP inclusi nel database sopra riportato.

Le curve analitiche fornite dalle linee guida italiane sono state tracciate calcolando la resistenza f_{cc} e la deformazione ϵ_{ccu} con le Eqq. (1.10) e (1.13) rispettivamente.

Il legame di Popovics, invece, è stato applicato valutando la resistenza del calcestruzzo confinato ancora con la Eq (1.10), mentre la corrispondente deformazione ϵ_{ccu} è stata stimata impiegando la relazione qui proposta (Eq. (2.37)).

Sempre per quanto attiene l'applicazione del modello di Popovics il modulo elastico iniziale E_c del calcestruzzo è stato stimato con la relazione fornita dall'Eurocodice 2 (CEN 2001):

$$E_c = 22000 \cdot \left(\frac{f_{c0}}{10} \right)^{0.3} \quad (\text{in MPa}) \quad (2.38)$$

Le curve analitiche sono state interrotte per valori della deformazione laterale uguali a $0.61 \cdot \varepsilon_{fk}$ per sistemi in CFRP e $0.62 \cdot \varepsilon_{fk}$ per sistemi in GFRP.

I confronti appaiono senz'altro soddisfacenti.

Occorre sottolineare che la precisione con cui i legami analitici stimano il comportamento sperimentale dipende in modo sostanziale dalla scelta delle leggi per la stima della resistenza e della deformazione ultima.

In tal senso il modello di Popovics adattato al caso del confinamento con FRP fornisce una migliore predizione del legame sperimentale probabilmente per la migliore valutazione della deformabilità del calcestruzzo confinato data dall'Eq. (2.37) rispetto alla stima offerta dalla proposta del DT200/2004.

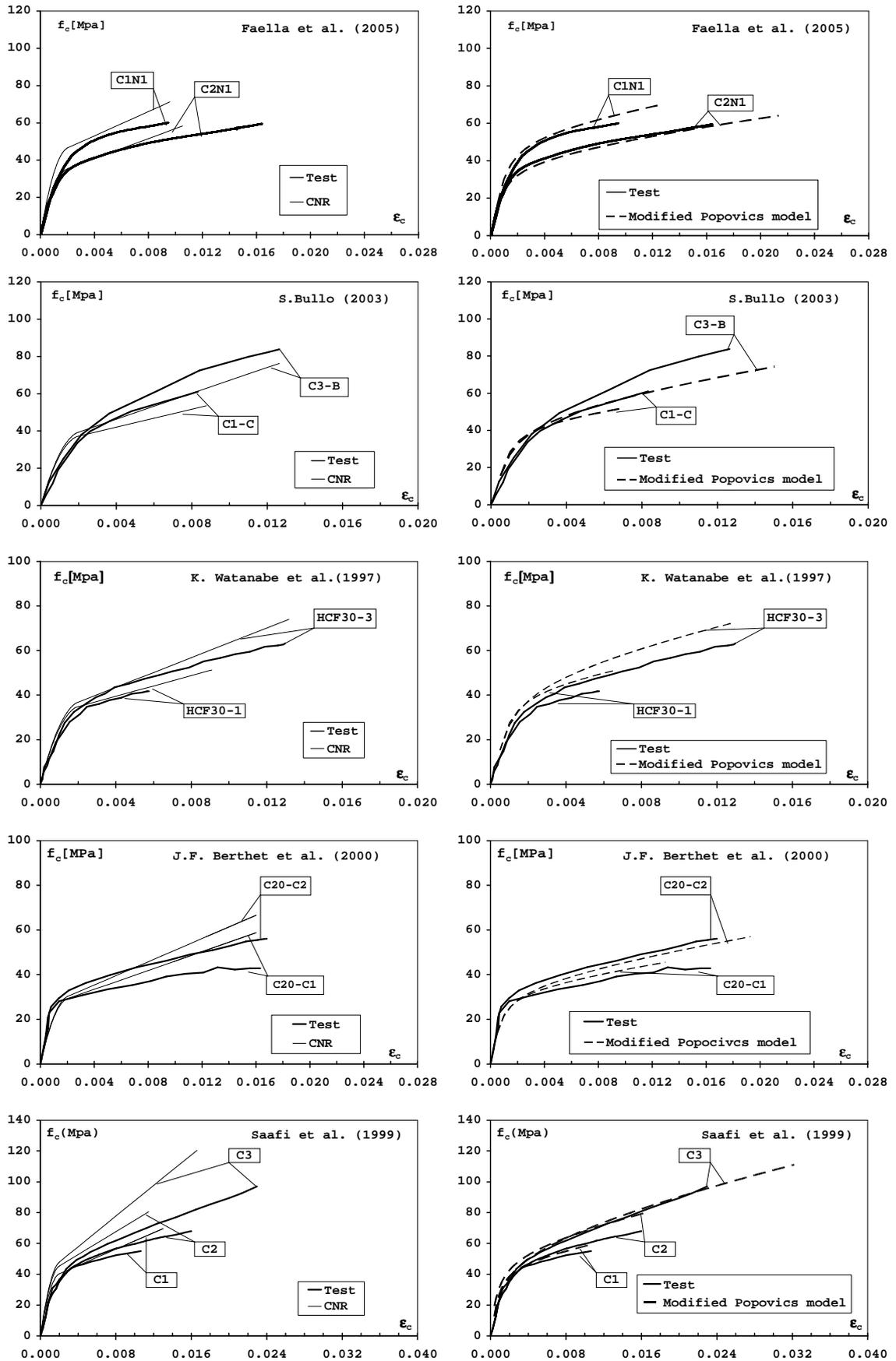


Fig.2.17 – Curve f_c - ϵ_c : confronti numerico sperimentali

3. Comportamento ciclico di pilastri in c.a. confinati con FRP

3.1 Introduzione

L'esame della letteratura tecnica evidenzia una consistente quantità di dati sperimentali relativi a provini di calcestruzzo in piccola scala confinati con vari tipi di FRP (GFRP, CFRP, AFRP), aventi diverse sezioni trasversali (circolare, quadrata, ellittica) e soggetti a prove di compressione assiale con o senza eccentricità.

Una quantità più limitata di test, invece, è stata condotta su elementi in scala reale.

Nel presente capitolo gli effetti del confinamento sono esaminati alla scala dell'elemento strutturale.

A tale scopo è esposta nel seguito un'ampia rivisitazione dei principali risultati di numerose campagne sperimentali presenti in letteratura; si tratta di prove condotte su pilastri in c.a. confinati con FRP e sottoposti all'azione combinata di carichi di compressione assiale e azioni orizzontali di tipo ciclico, con l'obiettivo di simulare condizioni di carico sismiche.

Tale trattazione sarà mirata alla comprensione del comportamento strutturale dei pilastri fasciati con FRP in un'ottica globale e sulla base dell'ampia bibliografia esaminata.

La discussione si sofferma sui risultati più significativi ottenuti dai vari autori, che per la loro ripetitività e consistenza, hanno consentito di trarre conclusioni valide nella generalità dei casi.

Esulano dalla trattazione descrizioni dettagliate delle prove e dei campioni esaminati, che oltre ad appesantire l'esposizione, risulterebbero anche inefficaci allo scopo preposto, e per le quali si rimanda ai lavori citati.

3.2 Il set-up di prova

3.2.1 Il sistema di carico e di vincolo

Nella figura 3.1 sono mostrati schematicamente i set-up di prova che rappresentano di fatto le tipologie più comuni presenti in letteratura.

I sistemi di prova sono progettati per sottoporre gli elementi a carichi verticali e ad

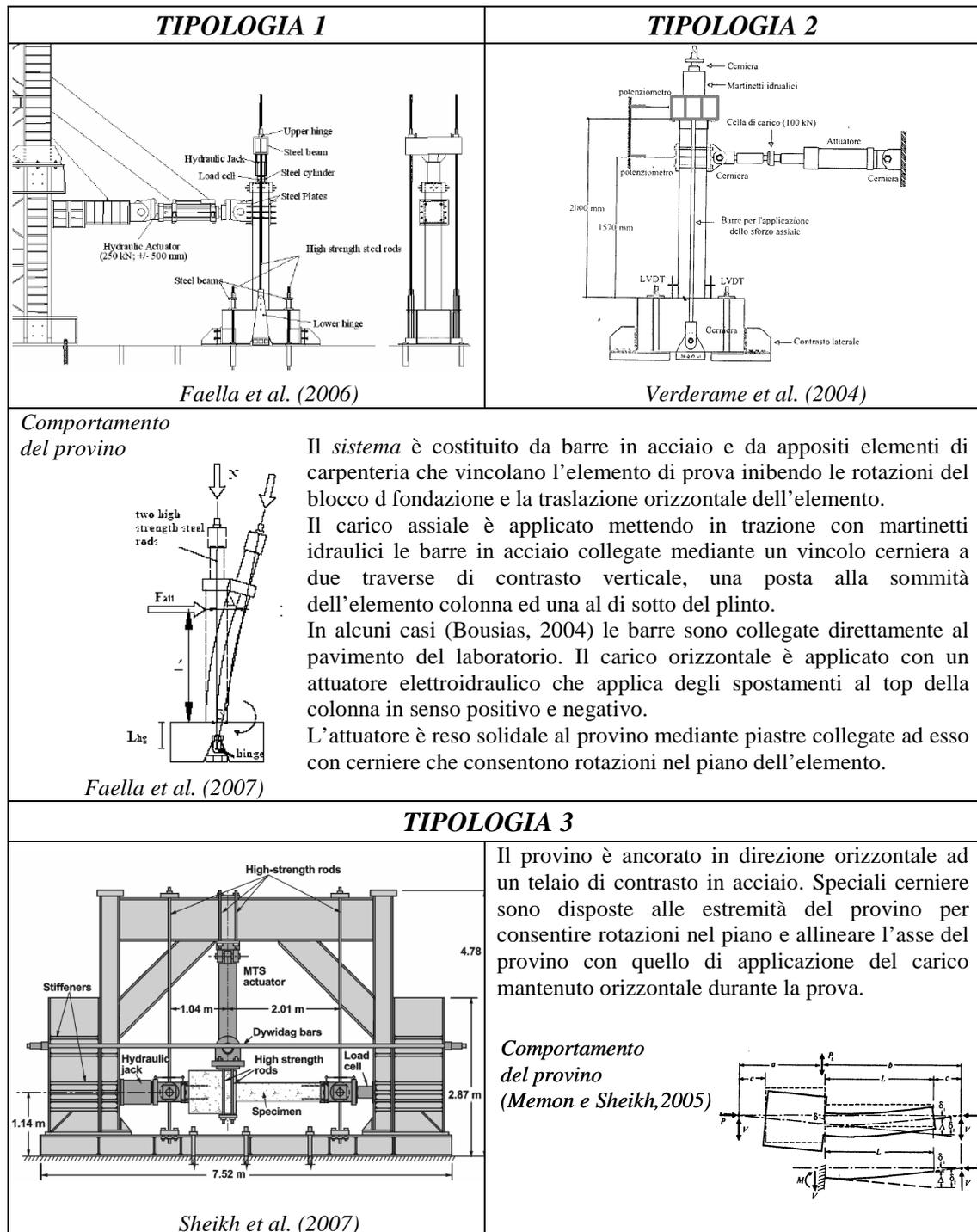


Fig.3.1 - Tipologie di set-up

azioni orizzontali monotone o cicliche in modo da riprodurre le condizioni di sollecitazione che tipicamente si verificano in presenza di un evento sismico.

In molti casi (Faella et al., 2006 a,b; Suase et al., 2004; Bousias et al., 2004; ecc.) l'elemento è disposto in verticale. (Tipologie 1 e 2 in Fig.3.1), in altri in orizzontale (Sheikh et al, 2007) (tipologia 3 in Fig.3.1) ma in ogni caso è possibile distinguere formalmente un'apparecchiatura di vincolo dell'elemento e una specifica strumentazione di carico.

Nelle **tipologie 1 e 2** il *sistema di vincolo* è costituito da barre generalmente in acciaio ad alta resistenza che, adeguatamente pretese, vincolano l'elemento di prova inibendo durante l'esecuzione della prova le rotazioni del blocco di fondazione; allo stesso tempo, appositi elementi di carpenteria forniscono un efficace vincolo alla traslazione orizzontale. Il monitoraggio di queste grandezze mediante trasduttori di spostamento serve ad escludere la presenza di cinematismi e confermare la piena efficienza del sistema di vincolo adottato.

La *strumentazione di carico* si distingue in un'apparecchiatura di carico assiale e in una di carico orizzontale.

La prima è costituita da due traverse di contrasto verticale in acciaio, una posta alla sommità dell'elemento colonna ed una al di sotto del plinto, tra loro collegate mediante vincoli cerniera da una coppia di barre in acciaio messe in trazione con opportuni martinetti idraulici. In alcuni casi (Bousias et al., 2004) le barre sono collegate direttamente al pavimento del laboratorio. In tal caso il vincolo cerniera di collegamento delle barre con la traversa, che è generalmente posizionato in corrispondenza del piede della colonna (Tipologia 1), è spostato alla base del plinto (Tipologia 2): tale scelta consente di evitare la comparsa di un'eccentricità del carico verticale in corrispondenza della sezione di interfaccia colonna-fondazione. Il sistema descritto costituisce un vincolo per il martinetto idraulico predisposto alla sommità della colonna e consente l'applicazione di uno sforzo normale di compressione mantenuto costante durante la prova e uguale alla somma degli sforzi di trazione presenti nelle due barre. Inoltre, generalmente, è presente un adeguato sistema di controllo che consente di limitare il gradiente presente tra gli sforzi di trazione nelle due barre in modo da escludere un qualsiasi effetto flessionale in direzione ortogonale a quella del carico orizzontale.

La strumentazione per l'applicazione del carico orizzontale in controllo di spostamento è costituita da un attuatore elettroidraulico caratterizzato da un'opportuna corsa per l'applicazione degli spostamenti al top della colonna in senso positivo e negativo, e dotato di una cella di carico trazione/compressione che presenta una portata compatibile con l'intervallo di forze attese. L'attuatore è reso solidale al provino attraverso delle piastre ad esso collegate con cerniere che consentono rotazioni nel piano dell'elemento.

Nella **tipologia 3**, pure abbastanza diffusa, il provino è ancorato in direzione orizzontale ad un telaio di contrasto in acciaio. In tal caso il *sistema di vincolo* è costituito oltre che dallo stesso telaio di contrasto, dalle speciali cerniere disposte alle estremità del provino per consentire rotazioni nel piano e allineare l'asse del provino con quello di applicazione del carico mantenuto orizzontale durante la prova.

Il *sistema di carico* è analogo alle precedenti tipologie descritte essendo costituito anche in tal caso da un martinetto idraulico per l'applicazione del carico assiale e da un attuatore per l'applicazione del carico trasversale.

3.2.2 Le modalità di applicazione dei carichi

I provini sono sottoposti ad uno *sforzo normale di compressione*, generalmente applicato prima di applicare il carico orizzontale e mantenuto costante durante il test. L'*azione orizzontale* è invece impressa dall'attuatore in controllo di spostamento in condizioni quasi statiche.

La scelta di eseguire prove in controllo di spostamento è determinata dall'esigenza di indagare la risposta strutturale della colonna anche in fase di post-picco (fase softening). La storia degli spostamenti viene definita a priori e, secondo gli usuali protocolli di prova, segue un andamento ciclico, del tipo riportato in figura 3.2 (Faella et al., 2006a,b, Nudo e Capani, 2007; Sheik et al., 2007; ecc.), che prevede il ripetersi

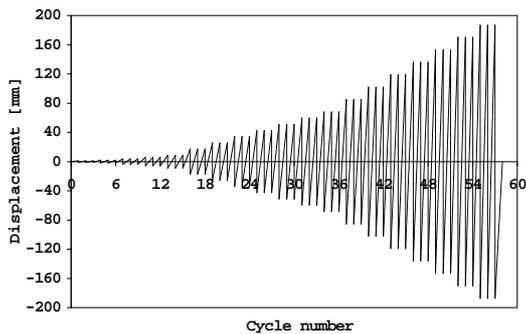


Fig.3.2 - Storia di spostamento (Faella et al., 2006a,b)

di più di un ciclo (due o tre) per un fissato spostamento imposto: ciò al fine di indagare il degrado di resistenza e di rigidità.

Tuttavia alcuni autori (Bousias et al., 2004) hanno utilizzato per l'esecuzione dei test storie di spostamento che prevedevano incrementi di spostamento per ciascun ciclo consecutivo, ritenendo tale modalità di prova più adatta ad indagare le capacità duttili del pilastro.

Nella quasi totalità dei casi le prove sono state interrotte in corrispondenza del

raggiungimento di una condizione di "*collasso convenzionale*" che corrisponde ad un degrado di resistenza del 10-20% della resistenza massima registrata.

3.2.3 La strumentazione di misura

La strumentazione di misura consiste di celle di carico per la misura dei carichi trasmessi dai martinetti idraulici e di trasduttori di spostamento e strain gauges per la misura di spostamenti e deformazioni. In particolare:

- nelle tipologia 1 e 2, LVDTs posti alla base dell'elemento colonna consentono la misura dell'ampiezza di fessure in corrispondenza della sezione di base (Fig.3.3), mentre nella tipologia 3 LVDTs disposti lungo la lunghezza dell'elemento misurano l'inflessione dello stesso (Fig. 3.4);
- estensimetri applicati alla base della colonna, in genere a pochi centimetri dalla sezione di interfaccia con il plinto, misurano le deformazioni assiali e trasversali della sezione corrispondente (Fig.3.5);
- estensimetri applicati sulle barre di armatura longitudinale e trasversale ne misurano le deformazioni (Fig.3.5);
- potenziometri lineari predisposti in corrispondenza della sezione di carico e in testa alla colonna misurano la freccia (Fig.3.6).

3.3 I principali risultati sperimentali

Le sperimentazioni condotte hanno illustrato i miglioramenti indotti dall'intervento di confinamento sul comportamento dell'elemento confinato in termini di resistenza, duttilità, rigidità e capacità di dissipare energia, specie in corrispondenza delle sezioni critiche di formazione delle cerniere plastiche (nodo trave-colonna, attacco pilastro-fondazione) dove si concentrano le maggiori richieste di deformazione plastica dell'elemento.

I campioni esaminati comprendono o *elementi progettati in assenza di considerazioni sismiche* (armatura trasversale insufficiente nelle zone di cerniera plastica, passo delle

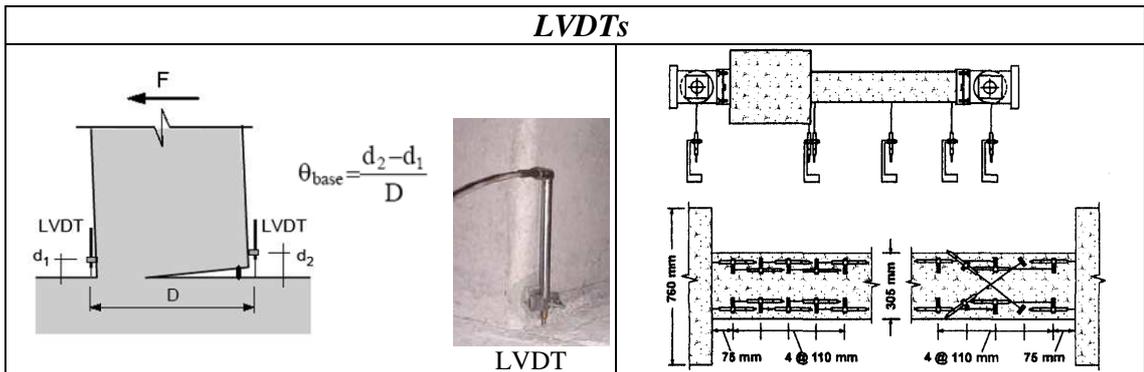


Fig.3.3 - LVDTs alla base del pilastro per la misura dell'ampiezza della fessura (Verderame et al., 2007)

Fig.3.4 - LVDTs lungo il pilastro per la misura della freccia (Memon e Sheikh, 2005)

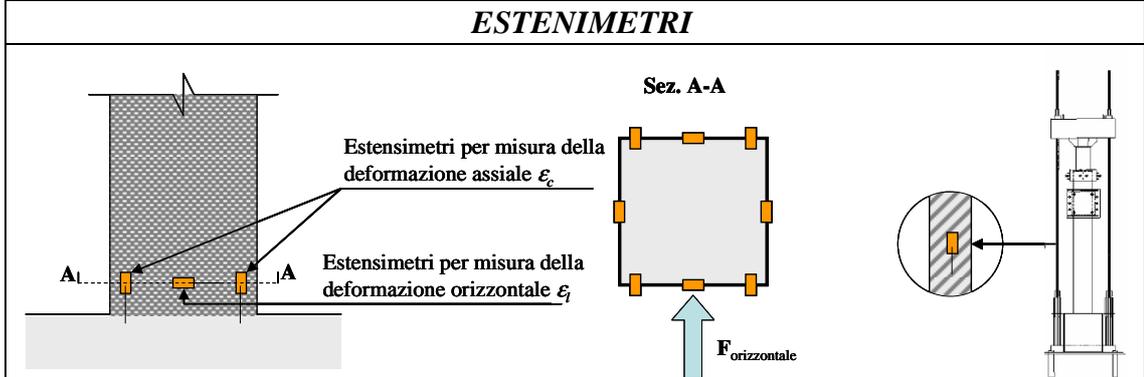


Fig.3.5 – Estensimetri applicati alla base del pilastro e sulle barre d'acciaio del sistema di vincolo per la misura di deformazioni assiali e laterali

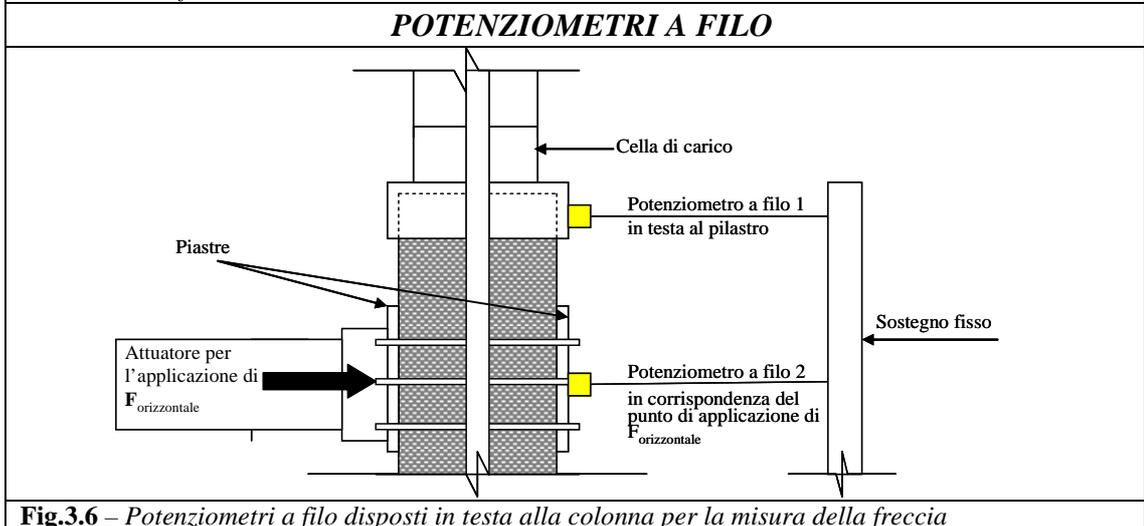


Fig.3.6 – Potenzimetri a filo disposti in testa alla colonna per la misura della freccia

staffe troppo ampio che risulta in un insufficiente confinamento, insufficiente lunghezza di sovrapposizione dell'armatura longitudinale, ecc.) in osservanza a norme ormai superate, o *campioni preventivamente danneggiati* per simulare il danneggiamento indotto da eventi sismici o da fenomeni di degrado (corrosione) o urti accidentali.

In ogni caso si tratta di elementi caratterizzati da *insufficiente resistenza e capacità deformativa* e l'intervento di confinamento con FRP, sia che abbia funzione di rinforzo e adeguamento statico, sia che abbia funzione di riparazione, ha sempre e comunque lo scopo di incrementare il valore di quei parametri.

In figura 3.7 sono rappresentati i cicli di isteresi ottenuti dai test di Faella et al. (2006b) in termini di forza orizzontale applicata e spostamento misurato alla sommità della colonna.

Il comportamento di due pilastri in c.a. confinati con GFRP, *C1-S-G* e *C4-S-G*, è confrontato con quello ricavato per due pilastri analoghi ma privi di confinamento: *M5-S* e *C3-S*, rispettivamente sottoposti a una *prova di carico monotona e ciclica*.

In figura sono anche riportati gli involupei dei test.

I grafici mostrano con chiarezza soprattutto l'**incremento di duttilità** ottenuto con l'intervento di confinamento, oltre ad un modesto incremento di resistenza³, rispetto agli elementi non confinati, a parità di condizioni di carico e di rigidità del rinforzo.

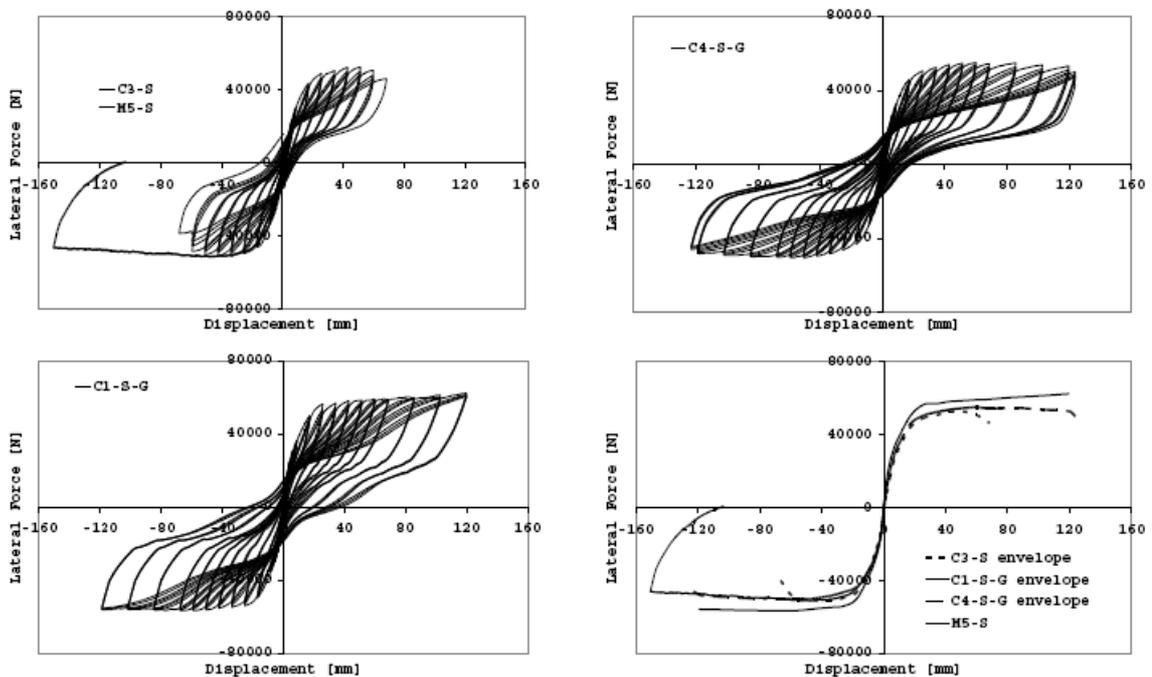


Fig.3.7 - Diagrammi forza – spostamento e involupei per tests monotoni e ciclici su pilastri confinati con GFRP (Faella et al., 2006b)

L'incremento di duttilità è strettamente connesso con l'incremento di **dissipazione energetica** dovuto alla presenza della fasciatura in FRP. Un buon comportamento dell'elemento strutturale sotto carico ciclico è sempre collegato infatti ad un'elevata

³ Si tenga presente che l'incremento di resistenza modesto è legato ad un livello basso di sforzo normale adottato durante i test pari al 14% della capacità nominale del pilastro.

capacità di dissipare energia.

In figura 3.8 è rappresentata l'energia complessiva dissipata in corrispondenza del generico spostamento al top della colonna per i pilastri sopra esaminati: si osservò che *il valore di energia totale dissipata dai provini confinati con FRP era molto più alto se confrontato con quello ottenuto per l'elemento non confinato*, come era ovvio aspettarsi dal momento che quest'ultimo raggiungeva il collasso prima degli altri.

Più significativo fu osservare che *ad ogni ciclo di carico l'energia complessiva dissipata fino a quel ciclo era per lo più la stessa tanto per il pilastro non confinato che*

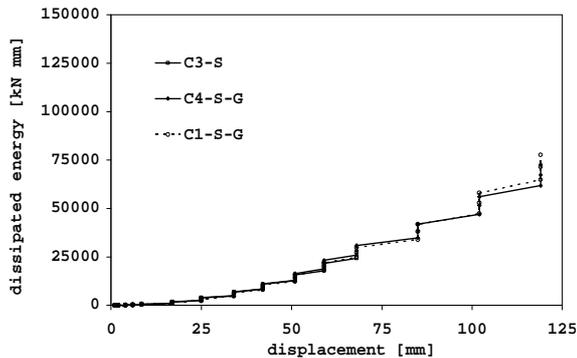


Fig.3.8 - Energia dissipata (Faella et al., 2006a)

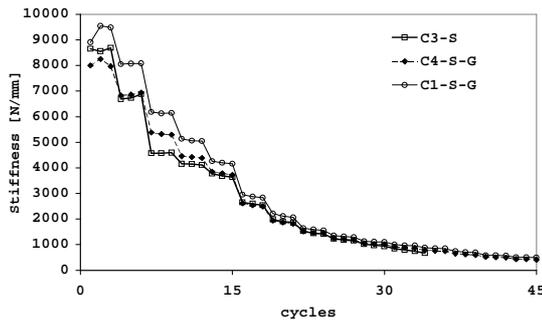


Fig.3.9 - Degradamento di rigidezza (Faella et al., 2006c)

una legge di variazione della rigidezza ($k_{m,i}$) con il numero di cicli praticamente indipendente dalla presenza del sistema in FRP. Inoltre per cicli di deformazione costante la rigidezza diminuiva, mostrando fenomeni di fatica.

Risultati analoghi a quelli di Faella et al. (2006a,b,c) furono raggiunti da molti altri autori (Sheikh e Li, 2007; Memon e Scheikh, 2002; Bousias et al, 2004; Saadatmanesh et al 1997; Iacobucci et al., 2003; Ghosh e Scheikh, 2002; Hosseini et al., 2005; ecc.).

Sheikh e Li (2007) per valutare il comportamento di pilastri confinati con FRP utilizzarono una serie di parametri di duttilità e rigidezza e riportati in figura 3.10.

Tali parametri erano stati inizialmente definiti da Sheikh e Khouri (1997) per valutare il comportamento sperimentale, sotto l'azione di carichi ciclici, di pilastri in c.a. internamente confinati con staffe in acciaio.

I parametri definiti includevano il fattore di duttilità in curvatura (curvature ductility factor) μ_ϕ , il rapporto di duttilità cumulata (cumulative ductility ratio) N_ϕ , e l'indicatore di energia (energy-indicator) E.

I pedici t e 80 indicano, rispettivamente, il valore del parametro in esame fino alla fine del test (valore totale) e il valore fino al termine del ciclo in corrispondenza del quale il

per quelli confinati, e in questi ultimi, era indipendente dal livello di confinamento adottato.

Alla dissipazione di energia, come è noto, corrisponde sempre un **degrado di rigidezza** dell'elemento.

Tale parametro è un parametro convenzionale che è stato definito diversamente dai vari ricercatori. Faella et al (2006c) utilizzarono la formulazione di (Mayes e Clough, 1975):

$$k_{m,i} = \frac{|H_{\max,i}^+| + |H_{\max,i}^-|}{|s_{\max,i}^+| + |s_{\max,i}^-|} \quad (3.1)$$

dove $H_{\max,i}^+$ e $H_{\max,i}^-$ rappresentano il massimo carico orizzontale nel semiciclo positivo e negativo rispettivamente, e $s_{\max,i}^+$ and $s_{\max,i}^-$ i corrispondenti valori di spostamento.

Essi ricavarono per i test sopra esaminati una legge di variazione della rigidezza ($k_{m,i}$) con il numero di cicli praticamente indipendente dalla presenza del sistema in FRP. Inoltre per cicli di deformazione costante la rigidezza diminuiva, mostrando fenomeni di fatica.

momento si è ridotto dell'80% del valore massimo.

Il parametro di energia e_i rappresenta l'area racchiusa dal i -esimo ciclo $M-\phi$.

I termini L_f e h rappresentano, rispettivamente, la lunghezza della zona più danneggiata misurata durante il test e l'altezza della sezione trasversale del pilastro. Tutti gli altri termini sono definiti in figura 3.10.

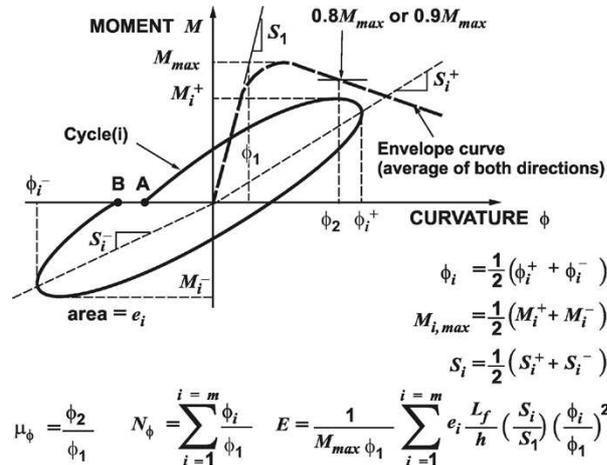


Fig.3.10 -Parametri di duttilità (Sheikh e Khouri, 1997)

Gli autori confrontarono i valori di tali parametri ottenuti nel caso di pilastri confinati con FRP con quelli ottenuti per pilastri confinati con staffe.

Dal confronto scaturì che *a parità di energia da dissipare, i fattori di duttilità in curvatura delle colonne confinate con FRP erano minori rispetto a quelli dei pilastri analoghi confinati con acciaio* (Fig.3.11).

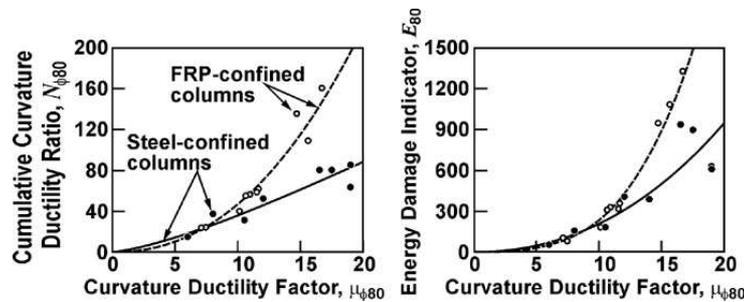


Fig.3.11 - Relazioni tra parametri di duttilità (Sheikh e Khouri, 1997)

Ciò era probabilmente dovuto ad una diversa distribuzione delle curvature nella regione di cerniera plastica e, quindi, ad una diversa lunghezza della stessa: *per i pilastri confinati con staffe la lunghezza della cerniera plastica risultava pari per lo più alla dimensione della sezione trasversale, mentre nel caso di pilastri confinati con FRP si osservava, nella maggior parte dei casi, una lunghezza della cerniera plastica maggiore della dimensione della sezione.*

Successivamente furono condotte una serie di campagne sperimentali su pilastri confinati a sezione quadrata o circolare mirate a valutare il comportamento dei campioni utilizzando i parametri delle Fig.3.10 (Iacobucci et al., 2003; Memon e Sheikh, 2002; ecc.) e confrontando i valori ottenuti con quelli di provini di controllo non confinati sotto le stesse condizioni di carico.

Si evidenziò che la sezione critica non coincideva mai con la sezione di interfaccia

colonna-fondazione nonostante questa fosse indubbiamente quella a momento massimo; ma, l'effetto confinante svolto dallo stesso blocco di fondazione, spostava la sezione critica più avanti lungo il pilastro.

Furono confrontati diversi set di pilastri, alcuni a sezione quadrata e alcuni a sezione circolare; in ciascun set i pilastri, testati sotto le stesse condizioni di carico, differivano solo per la presenza o meno di FRP, per il tipo di FRP (CFRP o GFRP) e il numero di strati.

In figura 3.12 sono riportati i parametri di duttilità e le risposte in termini di grafici $M-\phi$ per un set di campioni a sezione quadrata (305x305 mm) testati sotto un carico assiale pari al 33% del carico ultimo P_0 del campione non-confinato.

I valori riscontrati dei parametri di duttilità mostravano chiaramente il miglioramento del comportamento ciclico di un pilastro confinato.

Il comportamento dei pilastri migliorava progressivamente con l'aumentare del numero di strati di FRP: mentre il provino di controllo, privo di confinamento, AS-1NS collassava al 7° ciclo, il provino ASC-2NS, che era confinato con 1 strato di CFRP,

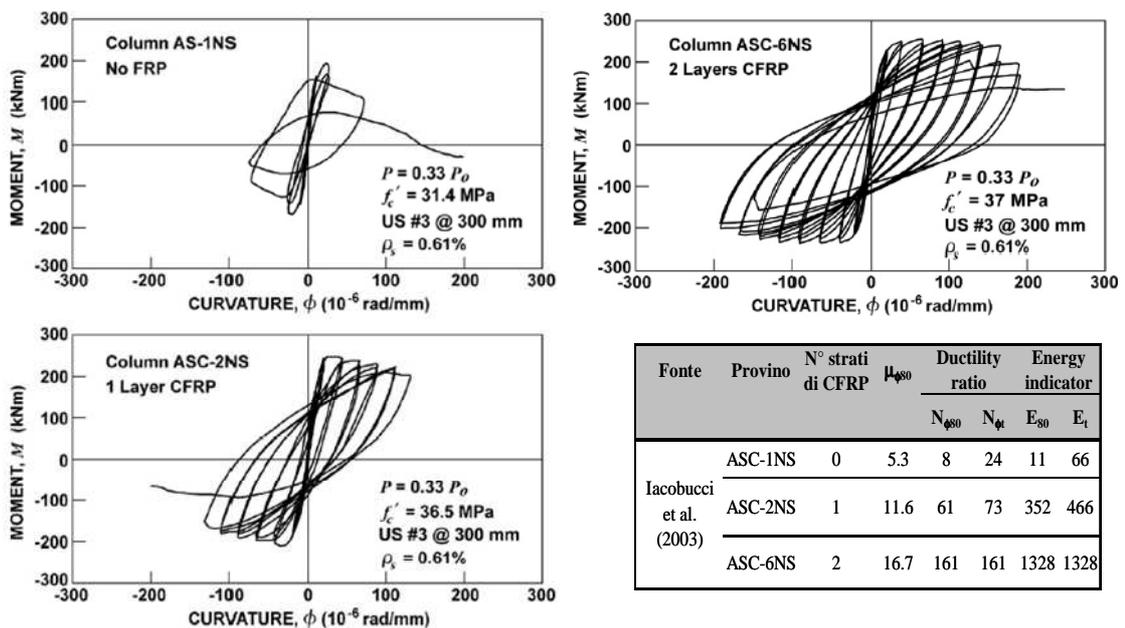


Fig.3.12 – Diagrammi $M-\phi$ e parametri di duttilità per i provini testati da Iacobucci et al. (2003).

raggiungeva le condizioni di collasso durante il 15° ciclo di carico e il provino ASC-6NS, confinato con 2 strati addirittura al 20°.

I parametri di duttilità per i provini ASC-2NS e ASC-6NS erano significativamente più elevati dei corrispondenti valori ricavati per il provino AS-1NS; gli incrementi del fattore di duttilità in curvatura μ_{ϕ} erano per lo più proporzionali all'ammontare di FRP confinante.

Il parametro più indicativo era l'indicatore di energia E_{80} che aumentava fino a più di 100 volte.

Risultati simili si ottenevano dai confronti per i pilastri confinati con GFRP giungendo alle stesse conclusioni.

3.4 Alcuni dei più importanti fattori che influenzano la risposta strutturale di pilastri confinati con FRP

Una rivisitazione generale degli studi sperimentali finora condotti mostra che il comportamento degli elementi confinati con FRP sotto l'effetto di azioni cicliche varia in funzione di un'ampia gamma di parametri in gioco tra cui i più determinanti sicuramente sono:

- a) caratteristiche del confinamento in FRP (natura del materiale, tipo di applicazione, ecc.);
- b) livello di sforzo assiale applicato;
- c) caratteristiche geometriche dell'elemento confinato;
- d) tipo di armatura (barre lisce o ad aderenza) e dettagli costruttivi (ancoraggi terminali delle barre, ecc.)
- e) caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati (resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio);
- f) presenza di danneggiamento della colonna,
- g) ecc.

In questo senso le campagne sperimentali sopra citate (Faella et al., 2006a, b e c; Me mon e Sheikh, 2005, Iacobucci et al., 2003, Sheikh e Li, 2007) e di cui sono stati riportati alcuni dei principali risultati ottenuti, sono particolarmente significative per il consistente numero di tests effettuati mantenendo costanti una serie di altre variabili quali: *la storia di carico, la strumentazione di prova e di misura e le caratteristiche geometriche dei provini.*

Per queste ragioni tali risultati, fornendo un base omogenea per l'analisi dei risultati, costituiscono un valido riferimento nell'ampia discussione riportata di seguito, mirata a descrivere il comportamento di pilastri confinati con FRP al variare dei parametri sopra elencati e l'effetto di questi ultimi sull'efficacia del confinamento.

3.4.1 Caratteristiche dell'intervento di confinamento con FRP

Con *caratteristiche dell'intervento* si vuole intendere la serie di variabili di seguito elencate:

- modalità di applicazione del tessuto;
- tipo di FRP utilizzato (GFRP, CFRP, ecc.) e numero di strati applicati;
- orditura del tessuto (monodirezionale, bidirezionale, ecc.);

Con riferimento al primo punto è ormai ben noto che *l'esecuzione a regola d'arte dell'intervento è importante ai fini dell'efficacia dello stesso*: è necessaria una buona pulitura delle superfici di applicazione, una buona stesura del tessuto che eviti la presenza di rigonfiamenti, un arrotondamento degli spigoli del pilastro per evitare rotture premature del tessuto.

L'intervento può essere realizzato con diversi tipi di FRP. La natura di FRP utilizzato (CFRP, GFRP, AFRP), avendo proprietà chimico-meccaniche tra loro diverse, chiaramente influisce sull'efficacia dell'intervento e sui risultati ottenibili in termini di duttilità e di resistenza.

Sheikh et al. (2007), confrontando due pilastri simili, ma di cui uno confinato con 2 strati di GFRP e l'altro con 1 di CFRP, videro che il loro comportamento sotto carichi ciclici era molto simile e i valori dei parametri di duttilità quasi uguali.

Il fatto che la resistenza ultima del tessuto in CFRP era circa il 70% di quella del GFRP, dimostrò che in effetti *l'efficacia del confinamento dipendeva dalla resistenza a trazione del tessuto e dalla rigidità della fasciatura.*

avevano di contro rivelato una maggiore capacità dissipativa, in parte determinata dall'azione di cucitura delle lesioni da taglio esercitata dalle stesse fibre.

3.4.2 Livello di sforzo assiale applicato

In figura 3.14 si osservano i cicli di isteresi di due pilastri in c.a. della campagna di prove condotta da Faella et al (2006a, b e c).

I pilastri in esame, entrambi confinati con tessuti in fibre di carbonio, differivano solo per il livello di carico assiale applicato: il campione C13-S-C era sottoposto ad un carico assiale adimensionale $\nu=0.14$, e quindi molto basso, mentre il campione C17-S-C ad un carico adimensionale $\nu=0.40$.

Si osservò che l'incremento di carico assiale comportava un incremento di resistenza ma una riduzione del drift massimo e quindi della duttilità.

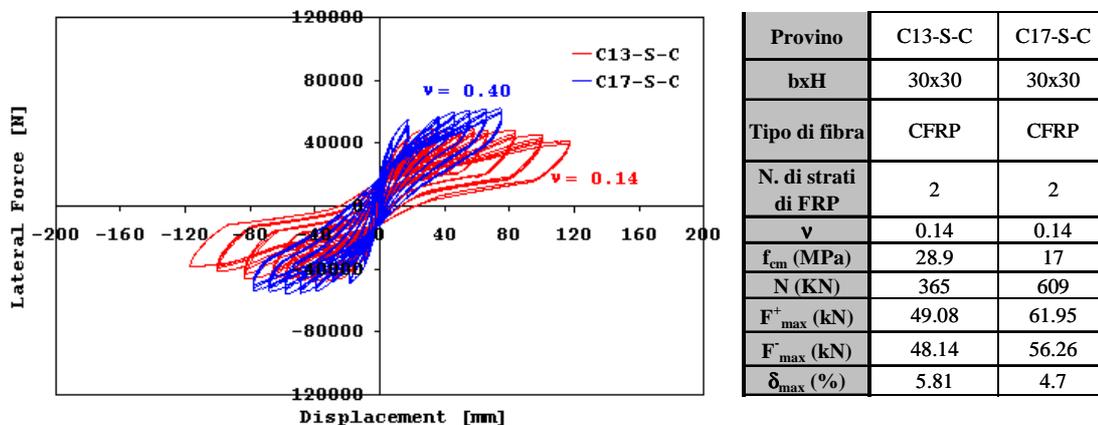


Fig.3.14 – Comportamento di pilastri confinati con CFRP sottoposti a diversi livelli di carico assiale (Faella et al., a,b,c).

Analoghe conclusioni scaturirono dai confronti delle prove condotte da Sheikh e Li (2007).

Si vide che per alcuni campioni, identici per tipo di confinamento utilizzato e per caratteristiche meccaniche e geometriche, gli incrementi di compressione assiale da $0.33P_0$ a $0.56 P_0$ riducevano il rapporto di duttilità in curvatura N_ϕ di circa il 60% e l'energia dissipata di circa il 75% determinando un comportamento molto meno duttile del campione.

Tali osservazioni erano applicabili sia se si confrontavano tra loro campioni confinati con fibre di vetro che campioni confinati con fibre di carbonio e, ancora, sia se i confronti riguardavano pilastri a sezione quadrata che circolare.

Si concluse quindi che l'effetto indesiderato di una riduzione di duttilità indotto da un incremento di carico assiale è indipendente dal tipo di FRP utilizzato o dalla forma della sezione trasversale dell'elemento.

Nudo e Capani (2007) che, come sopra accennato, esaminarono l'efficacia di alcuni interventi di riparazione con FRP su elementi in c.a. danneggiati da prove cicliche: considerarono, a parità di intervento adottato per la riparazione, due set di prove: uno eseguito con valori di compressione assiale $\nu \approx 10\%$ e l'altro con $\nu \approx 20\%$, livelli di compressione consueti per pilastri appartenenti a strutture di aree a rischio sismico medio-alto.

Dall'esame dei risultati si deduceva che i campioni che avevano tratto maggior vantaggio dai sistemi di rinforzo in FRP, a parità di tipologia di intervento, erano quelli sottoposti al livello più elevato di compressione assiale.

Inoltre Verderame et al. (2004) mostrarono che i pilastri sottoposti a carichi assiali alti erano più sensibili alla presenza di alcuni dettagli costruttivi come la sovrapposizione delle barre longitudinali nella zona di attacco al plinto di base.

3.4.3 Caratteristiche geometriche dell'elemento confinato

Come più volte ricordato al Capitolo 2, mentre per colonne con sezioni circolari l'effetto del confinamento è uniformemente distribuito su tutta la sezione, in presenza di sezioni rettangolari l'efficacia del confinamento è significativa solo su di una parte ridotta della sezione. Per effetto della forma della sezione sui lati rettilinei la pressione di confinamento non può essere trasferita dagli strati di fibra privi di rigidità flessionale e con curvatura nulla. La sezione confinata è pertanto solo la parte più interna della sezione a cui la pressione di confinamento arriva grazie ad un comportamento ad arco che si stabilisce all'interno della sezione tra due vertici successivi sollecitati dalla azione delle fibre tese. La modellazione di tale fenomeno è effettuata attraverso l'introduzione di un "coefficiente di forma" nella valutazione della pressione di confinamento. Gli studi effettuati per attribuire a tale coefficiente un'affidabile espressione analitica sono stati ampiamente discussi nel precedente capitolo.

3.4.4 Tipo di armatura (barre lisce o ad aderenza) e dettagli costruttivi (ancoraggi terminali delle barre, ecc.)

Gran parte degli studi riportati in letteratura sono basati sulla risposta di elementi armati con barre nervate, le quali mostrano prestazioni di aderenza ben diverse da quelle che caratterizzano le barre lisce.

Lo studio del comportamento di elementi armati con barre lisce nasce, invece, dal fatto che gran parte degli impieghi di FRP sono rivolti, come più volte ricordato, a strutture esistenti progettate in assenza di normativa sismica e per le quali l'uso di barre lisce per le strutture in c.a. era previsto dalla normativa tecnica dell'epoca.

Come noto le prestazioni di elementi armati con barre lisce sono ben più modeste in termini di resistenza se confrontate con un analogo elemento armato con le barre ad aderenza oggi comunemente utilizzate.

Tale effetto è evidente anche se lo stesso elemento è confinato con FRP, come si evidenziò nelle prove di Faella et al. (2006, 2007).

In figura 3.15 sono presentati due grafici riportanti i cicli di isteresi ottenuti eseguendo test su elementi armati con barre lisce (Fig.3.15-a) e con barre ad aderenza migliorata (Fig.3.15-b).

Per ciascuno dei due casi, la curva forza-spostamento ottenuta per un elemento confinato è confrontata con quella ricavata nel corso di un test eseguito su di un elemento privo di confinamento (C3-S e C9-D).

La figura mostra con chiarezza gli incrementi di duttilità ottenuti con la tecnica di confinamento ed il comportamento notevolmente diverso esibito dagli elementi al variare del tipo di armatura longitudinale: *resistenze maggiori erano rilevate per le colonne armate con barre ad aderenza e il miglioramento era evidentemente dovuto alla resistenza allo snervamento più alta di queste barre rispetto a quelle lisce.*

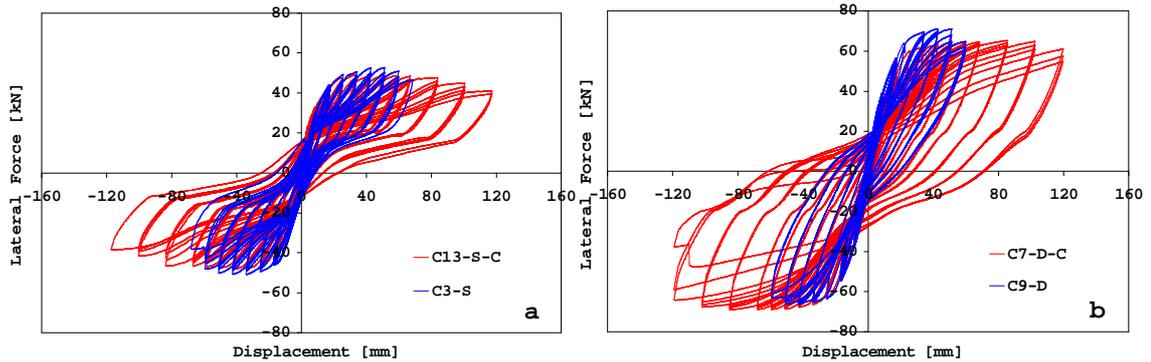


Fig.3.15 – Confronto tra i cicli di isteresi di pilastri confinati con CFRP e armati con barre lisce (a) o con barre ad aderenza migliorata (b) (Faella et al., 2007a)

Inoltre dalla figura si può anche rilevare il notevole fenomeno di “*pinching*”, tipico del comportamento di elementi armati con barre lisce che consentono elevati scorrimenti nell’elemento di fondazione. La “strizione” del ciclo è significativa nel caso degli elementi C3-S e C13-S-C (barre lisce); invece, per le colonne C9-D e C7-D-C (barre ad aderenza), si osservava un’ampiezza dei cicli maggiore, a cui si associa, ovviamente, un comportamento più dissipativo.

Anche le modalità di collasso risentono del tipo di armatura: nel caso di elementi armati con barre lisce e confinati con FRP è stato osservato in genere un collasso caratterizzato dalla formazione di ampie fessure di base ed una rottura del sistema confinante in FRP al piede della colonna per valori molto elevati del drift (Faella et al., 2006; Verderame et al., 2004). Una maggiore diffusione della fessurazione ed una minore ampiezza della fessura di base è stata osservata, invece, per pilastri armati con barre ad aderenza migliorata.

L’utilizzo di barre lisce nella pratica comune del passato rendeva necessaria l’adozione di *specifiche sagomature terminali* che, innalzando le soglie di sfilamento, sopperissero al debole legame di aderenza esistente tra barre e calcestruzzo.

I dettagli costruttivi rivestono un ruolo essenziale nello sviluppo dei meccanismi di resistenza e di deformabilità, in particolare nelle regioni critiche come i nodi trave-colonna e quelli colonna-plinto di fondazione, dal momento che alte percentuali dello sforzo agente sulle barre ancorate vengono sopportate in larga misura dai dettagli terminali, come dimostrano valutazioni quantitative basate su semplici considerazioni di equilibrio (Cosenza et al, 2002; Fabbrocino e Verderame, 2002).

Molti autori si sono dedicati a tali problematiche.

Si riportano di seguito alcuni esempi dell’*incidenza dei dettagli costruttivi sulla risposta strutturale di pilastri in c.a.*

Verderame et al. (2004) condussero prove monotone e cicliche su pilastri in c.a. caratterizzati da due diversi dettagli di armatura longitudinale in prossimità della zona di ripresa del getto fondazione-colonna(Fig. 3.16):

- a) colonne armate con barre lisce caratterizzate da una zona di sovrapposizione nella zona di ripresa del getto;
- b) colonne armate con barre lisce continue a partire dall’elemento di fondazione .

I risultati ottenuti mostrarono in entrambi i casi la formazione di due fessure: una all’interfaccia colonna-fondazione, l’altra a 25 cm circa dalla base in prossimità di una staffa.

Nel caso a) si osservò una notevole apertura della fessura di base (fino a 16 mm) dando un notevole contributo alla deformabilità della colonna.

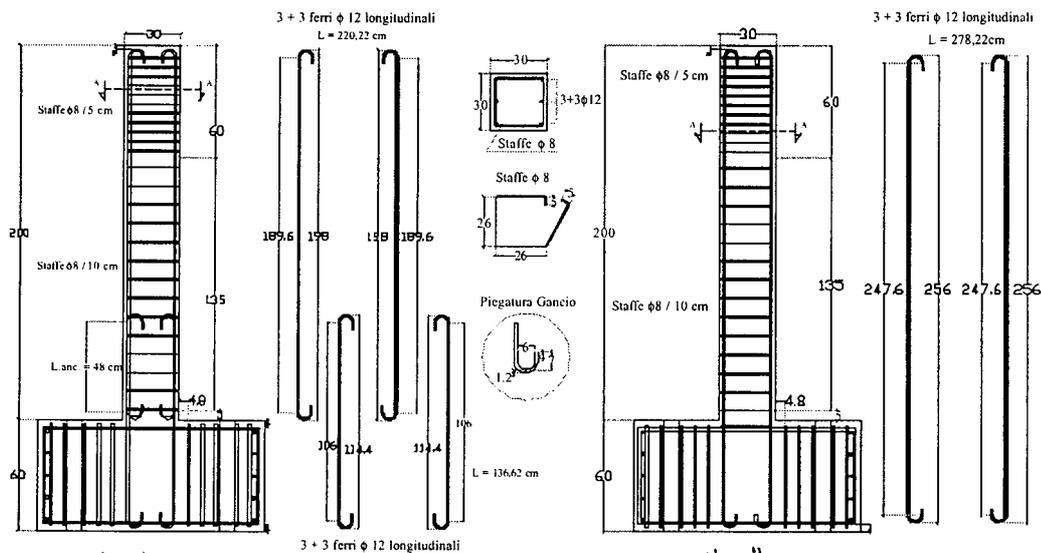


Fig.3.16 – Geometria e armatura degli elementi di prova (Verderame et al., 2004)

Diversamente, nel caso b), si osservò l'apertura di due fessure: una di base e una a 25 cm dalla stessa, di cui la prima più modesta della seconda; durante il test entrambe contribuirono al graduale aumento della deformabilità della colonna.

Si osservò inoltre che la presenza della sovrapposizione delle armature longitudinali nella zona nodale colonna-fondazione nella colonna tipo a), aveva indotto, a parità di sollecitazione flessionale, nelle armature tese uno stato tensionale minore di quello corrispondente alle armature longitudinali relative alla colonna tipo b); ciò giustificato dall'efficacia del dettaglio di ancoraggio terminale presente all'estremità delle barre sovrapposte. Tale circostanza chiariva, inoltre, anche la mancata apertura della fessura formatasi nella zona al di sopra dell'interfaccia colonna-fondazione, caratterizzata dalla presenza della sovrapposizione delle armature longitudinali.

Sulla base di tali osservanze e ricordando che l'apertura delle fessure è strettamente legata allo scorrimento delle armature nelle colonne e nella fondazione, risultava chiaro che la qualità dell'aderenza e il dettaglio di ancoraggio svolgono un ruolo fondamentale nella valutazione della capacità deformativa dell'elemento armato.

Anche per i tests condotti da Faella et al. (2006a,b) il dettaglio di ancoraggio fu determinante per definire il comportamento dell'elemento confinato.

In particolare la campagna sperimentale citata prevedeva, per alcuni pilastri, l'uso di angolari in acciaio, in aggiunta al sistema confinante in FRP, allo scopo di fornire incrementi di resistenza non altrimenti ottenibili con il solo intervento di confinamento, a causa del modesto valore di sforzo normale applicato ($v=0.14$).

Tuttavia, per conseguire l'incremento di resistenza si osservò che era necessario collegare gli angolari al plinto di base: infatti quando gli angolari non erano ancorati, si otteneva sì un incremento di duttilità superiore rispetto a quello raggiunto per i provini confinati con soli sistemi in FRP, ma il beneficio in termini di resistenza era molto limitato, non essendoci possibilità di trasferimento dello sforzo assorbito dagli angolari in fondazione.

Si osservò inoltre che, nel caso di angolari ancorati nel plinto di fondazione, il tipo di ancoraggio incideva sulle modalità di collasso.

Si osservarono in particolare due modalità di collasso a seconda se le piastre ad L,

previste per l'ancoraggio degli angolari a perni inghisati nel plinto, erano poste ad una certa altezza dalla superficie del plinto o appoggiate ad esso: nel primo caso si verificava, infatti, una rottura prematura del sistema in CFRP confinante a causa dell'eccessiva deformazione dell'angolare, nel secondo caso si verificava più generalmente la crisi delle saldature tra le piastre e l'angolare o tra gli elementi delle piastre stesse, e la crisi dell'FRP era ritardata.

Si concluse che l'impiego di piastre saldate agli angolari ed ancorate con barre inghisate nel plinto, introduceva nel comportamento isteretico delle colonne in c.a. le problematiche tipiche dei collegamenti in acciaio.

In particolare, per impedire il collasso prematuro del sistema confinante in FRP, è necessario dimensionare il sistema angolare-collegamento in modo tale da evitare un'eccessiva deformazione dell'angolare, concentrando le richieste di deformazioni plastiche nella piastra adoperata per il collegamento al plinto.

3.4.5 L'efficacia del confinamento su pilastri danneggiati

È noto che i pilastri appartenenti a una struttura intelaiata in c.a. possono subire danneggiamenti rilevanti a seguito di eventi sismici anche di intensità non elevata.

Il problema della riparazione di strutture danneggiate dal terremoto ha determinato di recente una serie di ricerche e programmi sperimentali che indagano il comportamento di campioni in c.a. dapprima danneggiati da test di carico ciclico, poi riparati con materiali fibrorinforzati e infine ri-testati.

Nudo e Capani (2007) riconoscono che il danneggiamento subito da un "elemento pilastro" possa essere di consistenza diversa alle due estremità dell'elemento, come spesso accade nei pilastri del primo livello di una struttura a telaio, e che il conseguente intervento di riparazione debba essere di tipo diverso alle due estremità.

In tale eventualità, nel caso di un successivo cimento sismico che interessi la struttura riparata, è lecito attendersi una risposta condizionata dall'asimmetria dell'intervento di riparazione.

Sulla base di tali considerazioni le apparecchiature di prova furono progettate per indurre, attraverso opportuni dispositivi di vincolo, un danneggiamento differenziato alle estremità del singolo elemento.

Di conseguenza furono adottate configurazioni di rinforzo in corrispondenza delle zone di estremità diverse a seconda del livello di danneggiamento raggiunto.

Tuttavia dall'analisi dei risultati ottenuti non furono rilevati effetti evidenti connessi con l'asimmetria del rinforzo.

In generale si ricavò che tutti i campioni riparati avevano recuperato in modo più che soddisfacente le preesistenti capacità meccaniche ed, in particolare, i campioni ad aver tratto maggior vantaggio dell'intervento di riparazione erano quelli sottoposti ad un più elevato sforzo di compressione assiale.

Significativo era anche l'effetto dell'intervento sulla rigidità dell'elemento al variare dell'entità dello sforzo assiale applicato.

Osservando i diagrammi (Fig.3.19) illustrativi del degrado di rigidità subito dai campioni durante i cicli di carico si deduceva che per valori di compressione assiale modesti (50kN nelle prove in esame) i campioni riparati esibivano nella fase iniziale del processo di carico, una minore rigidità rispetto ai campioni di confronto: tale comportamento dipendeva, evidentemente, dal fatto che i campioni riparati partivano da una condizione non integra.

Dopo diversi cicli di carico si osservava un'inversione di tendenza, con rigidità dei

campioni riparati che superavano quelle del corrispondente campione integro.

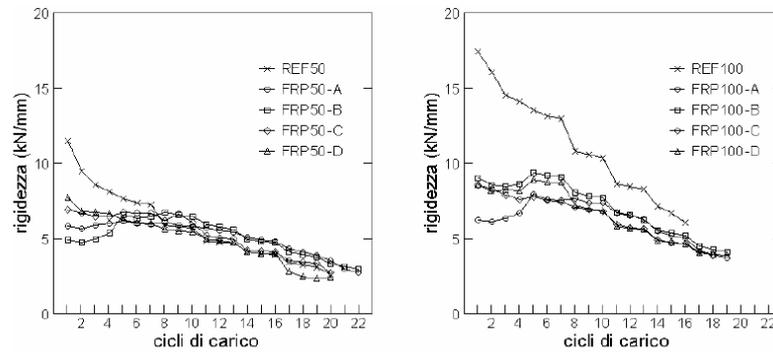


Fig.3.17 – Degrado di rigidezza per campioni riparati (Nudo e Capani, 2007).

Per i campioni sottoposti a carichi assiali consistenti (100 kN nelle prove in esame) le rigidezze dei campioni riparati si rilevavano sempre inferiori rispetto quelle del campione integro ovvero il danneggiamento preventivo imposto ai campioni non consentiva un completo recupero dei valori di rigidezza iniziali, neppure in corrispondenza dei livelli deformativi più elevati.

Infine si osservò che i campioni riparati esibivano capacità dissipative superiori a quelle dei campioni di riferimento, soprattutto in corrispondenza di livelli deformativi medio-alti.

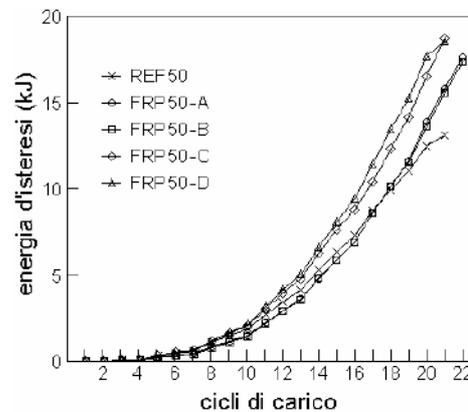


Fig.3.18 – Energia d'isteresi (Nudo e Capani, 2007).

Faella et al. (2006a, 2007c) indagano sul comportamento di pilastri riparati con fasciature in FRP e angolari metallici disposti longitudinalmente in corrispondenza degli spigoli del pilastro.

I risultati ottenuti mostravano come il comportamento dei pilastri, in termini di resistenza e duttilità, fosse fortemente condizionato dai dettagli costruttivo.

I risultati evidenziarono in generale un incremento di resistenza dell'elemento di circa il 40% in più rispetto a quella del pilastro non rinforzato mentre la duttilità restava pressoché ridotta a causa della prematura crisi del collegamento degli angolari alla base del plinto e si incrementava solo nel caso di confinamento con fibre in vetro.

Contrariamente ai risultati fin qui esposti, nel lavoro di Bousias et al. (2004) i pilastri

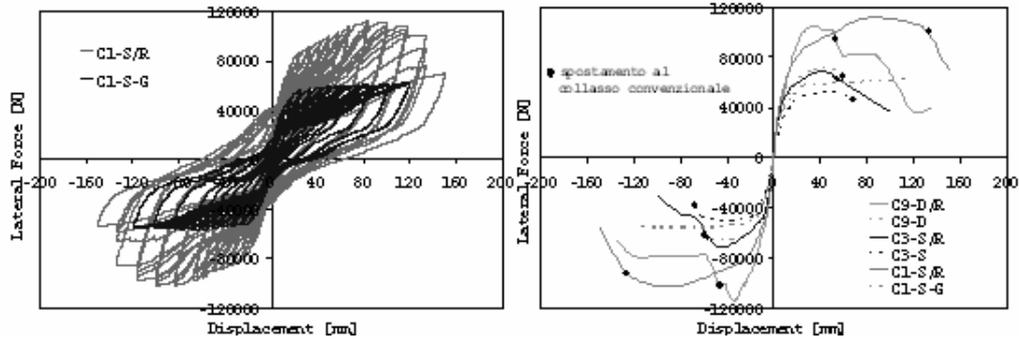


Fig.3.19– Pilastri riparati: cicli di isteresi, involuppi forza-spostamento (Faella et al., 2007c).

fasciati con FRP, dopo essere stati ciclicamente danneggiati e portati oltre lo snervamento dell'armatura longitudinale, esibivano, una volta ri-testati ciclicamente, una più rapida perdita di resistenza e di capacità deformativa rispetto ai pilastri integri. La differenza era da attribuirsi al fatto che l'applicazione dell'FRP avveniva senza riparare i danni subiti dal pilastro nel precedente test (come la fessurazione del calcestruzzo), ma solo a seguito di trattamenti superficiali che consentivano l'applicazione del tessuto: in tali condizioni il calcestruzzo, che aveva già subito alcune deformazioni laterali permanenti in assenza della camicia in FRP, una volta sottoposto ai successivi test ciclici si "frantumava" quando l'azione della camicia in FRP si era attivata solo parzialmente.

Di conseguenza i benefici del sistema confinante erano sfruttati solo in parte.

L'esperienza di Bousias evidenziava che la validità e l'efficacia di un intervento di confinamento in FRP nel recupero della funzionalità statica e delle capacità meccaniche di elementi di una struttura danneggiata da un evento sismico, era strettamente subordinata ad un buon intervento riparativo a monte dell'applicazione del tessuto.

4. Il progetto di interventi di confinamento con FRP

4.1 Metodologie di progetto esistenti in letteratura

I pilastri sono elementi strutturali soggetti alla combinazione di compressione assiale e momento flettente. L'effetto flessionale può essere indotto da diversi fattori, come momenti non equilibrati ai nodi di attacco con le travi, disallineamenti verticali, o carichi laterali legati a vento o ad azioni sismiche.

Per i pilastri di molte strutture esistenti, errori di progetto, cambi di destinazioni d'uso, o revisioni normative, possono rendere necessari interventi di confinamento che comportino un aumento della resistenza complessiva dell'elemento, mentre, per adeguare sismicamente un edificio e migliorare dei dettagli costruttivi carenti (come insufficienti lunghezze di sovrapposizione, assenza di idonea staffatura nelle zone nodali, ecc.) si può richiedere un intervento di confinamento che comporti un incremento della duttilità dei pilastri.

Da queste due principali finalità dell'intervento scaturiscono due diverse procedure per il progetto/verifica di elementi confinati con FRP:

- ✓ procedure mirate all'*incremento della capacità resistente* del pilastro;
- ✓ procedure mirate all'*incremento della capacità rotazionale*

Alla prima categoria appartengono, ad esempio, le procedure analitiche che prevedono la costruzione di domini di resistenza sforzo normale-momento flettente (Fardis e Khalili, 1981; Saadatmanesh et al., 1994; Nanni e Norris, 1995; Chaallal e Shahawy, 2000; Teng et al., 2002, Rocca et al., 2009 ecc).

Alla seconda appartengono, invece, le procedure basate sulla definizione di relazioni o di fattori connessi alla duttilità della sezione in termini di curvatura della stessa (Sheick e Li, 2007; Suase et al., 2004)

In ogni caso, che appartengano alla prima o alla seconda delle categorie citate, tali procedure sono formulate con lo scopo di fornire uno strumento di progetto/verifica che produca risultati attendibili e sempre conservativi rispetto al reale comportamento degli elementi strutturali, e che sia facilmente applicabile nella pratica ingegneristica.

4.1.1 La costruzione di domini di interazione N-M

Per la verifica ed il progetto di pilastri in c.a. si utilizzano domini di interazione N-M della sezione, ovvero curve i cui punti sono rappresentati da coppie N-M corrispondenti a valori di deformazione limite per il calcestruzzo o per l'acciaio.

La costruzione dei domini di interazione richiede l'integrazione dei diagrammi delle tensioni associati alla distribuzione delle deformazioni per ciascuna posizione dell'asse neutro lungo la sezione.

Il dominio N-M viene costruito variando con continuità la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione e risolvendo le equazioni di equilibrio.

Le ipotesi alla base dei calcoli sono:

- ✓ conservazione delle sezioni piane (ipotesi classica conosciuta anche come ipotesi Bernoulli-Navier),
- ✓ legami dei materiali costitutivi noti a priori;
- ✓ tensioni dipendenti della sola deformazione dell'elemento, cosicché si trascurano gli effetti di viscosità e di ritiro nel tempo;
- ✓ resistenza del calcestruzzo a trazione trascurabile;
- ✓ perfetta aderenza all'interfaccia fra calcestruzzo e acciaio delle armature sia interne che esterne eventualmente presenti.

Anche nel caso di sezioni confinate con FRP la costruzione dei domini N-M è basata sulle stesse ipotesi sopra elencate e in aggiunta:

- ✓ la perfetta aderenza tra FRP e calcestruzzo;
- ✓ il legame costitutivo del composito fibrorinforzato è elastico-lineare fino a rottura.

Le procedure proposte in letteratura in merito alle sezioni in c.a. confinate con FRP in genere differiscono tra loro per i legami costitutivi adottati.

Rocca et al. (2009) presentano una metodologia di costruzione dei domini N-M basata sui principi della normativa americana ACI440. Essa utilizza equazioni in forma chiusa ricavate da considerazioni di equilibrio delle forze e di congruenza delle deformazioni. La praticità del metodo è evidenziata da relazioni analitiche limitate alla costruzione della sola parte di dominio relativa al collasso per raggiungimento del limite di deformazione a compressione del calcestruzzo confinato. Tale limitazione riconosce che l'incremento di capacità indotto dal confinamento è significativo solo se la modalità di collasso che governa il comportamento dell'elemento è quella per compressione.

Bencardino et al. (2002) propongono una procedura semplificata adoperando per il calcestruzzo confinato in compressione un diagramma di tensioni rettangolare equivalente a quello reale ricavato dalle leggi proposte da Mander et al modificate per il caso di FRP. Il rettangolo equivalente ha tensione media pari a $0.85f_{cc}$ e profondità pari a $0.85y_c$, dove y_c rappresenta la profondità dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione. In tal modo per determinare la coppia resistenza a flessione (M_u) - carico assiale resistente (N_u) è necessario conoscere semplicemente il valore e la posizione della risultante a compressione del calcestruzzo, con un evidente semplificazione dei calcoli senza per questo rinunciare ad una buona precisione nei risultati.

Parallelamente si sono sviluppate anche una serie di procedure per la determinazione di domini di resistenza di sezioni in c.a. confinate in FRP in presenza di presso-flessione deviata. In tal caso il dominio è definito da una superficie tridimensionale costituita da punti di coordinate (N, M_x, M_y).

Di Ludovico et al. (2007) propongono un algoritmo per l'integrazione del campo tensionale agente sulla sezione in c.a. soggetta a pressoflessione deviata e in condizioni ultime. L'algoritmo è implementato in un software di calcolo automatico che consente

di valutare rapidamente e accuratamente la capacità biassiale di qualsiasi sezione in c.a. che può includere armature interne e di precompressione in acciaio e in FRP, sia in forma di barre interne che di laminati esterni. La procedura è basata sulla discretizzazione in fibre della sezione; l'output è la determinazione sia del digramma momento-curvatura che dell'intero dominio di resistenza tridimensionale.

Monti e Alessandri (2006) forniscono un metodo semplificato che basandosi sul Loud Counter Method (LC) metodo di Bresler (1960) fornisce i punti $(N, M_x(N), M_y(N))$ per sezioni del dominio tridimensionale a sforzo normale costante. La procedura semplificata evita i calcoli iterativi, che tipicamente sono previsti per domini di resistenza in presso-flessione deviata, ricavando equazioni semplificate in forma chiusa per il calcolo dei coefficienti delle equazioni di equilibrio e della posizione dell'asse neutro.

4.1.2 Il progetto a duttilità controllata

Un effetto importante del confinamento è, come detto, l'incremento della capacità plastica e della duttilità delle membrature. La prima si configura nell'entità delle rotazioni e degli spostamenti plastici, mentre la seconda nel rapporto tra i predetti valori plastici e i corrispondenti valori elastici.

Il comportamento duttile, auspicabile in genere per la capacità di determinare evidenti fenomeni di preavviso a situazioni di collasso, diventa indispensabile in campo sismico dove è alta l'aleatorietà delle azioni e gli stessi metodi di progetto assumono il comportamento post-elastico come fase della risposta strutturale per sostenere azioni con periodo di ritorno relativamente alto.

Gli interventi di confinamento con FRP sono interventi che comportano il miglioramento della duttilità locale ovvero la capacità delle sezioni critiche, ove le sollecitazioni flettenti sono massime, di avere rotazioni post-elastiche.

Tale incremento di duttilità comporta, a sua volta, l'incremento della duttilità globale della struttura ovvero della sua capacità di avere spostamenti di piano.

Partendo da questi presupposti si può decidere di effettuare un progetto dell'intervento di confinamento dimensionando la quantità di fibra da applicare per ottenere un predefinito incremento di duttilità in curvatura.

Una metodologia di progetto di questo tipo è, ad esempio, quella proposta da Suase et al. (2004) che impiega per la determinazione di parametri di curvatura un'analisi a fibre della sezione.

Il metodo consiste nel definire a priori una richiesta duttilità in curvatura dell'elemento, corrispondente ad un atteso drift.

Con l'analisi a fibre della sezione, si definiscono una serie di relazioni tra la deformazione a compressione raggiunta sulla fibra estrema di calcestruzzo (ϵ_{ccu}) e la curvatura ultima della sezione; ciascuna per un fissato numero di strati impiegati per il confinamento.

Per ciascun valore di deformazione ultima si definisce il valore corrispondente della curvatura ultima da confrontare con quella richiesta. Il progetto del sistema confinante è accettabile solo se la duttilità ultima supera quella richiesta altrimenti è opportuno incrementare il numero di strati.

Sheikh e Li (2007) propongono una relazione di progetto del sistema confinante in FRP che coinvolge i parametri di rigidità e di duttilità definiti in figura 3.1 al § 3 e basata sul metodo di progetto suggerito da Sheikh e Khouri (1997) per pilastri in c.a. internamente confinati con staffe in acciaio.

L'equazione proposta è la seguente:

$$n \cdot f_{f,k} = \beta \cdot h \cdot f_{c0} \cdot \left\{ 1 + 13 \left(\frac{P}{P_0} \right)^5 \right\} \frac{\mu_{\phi 80, in}^{1.15}}{29} \quad (4.1)$$

dove $f_{f,k}$ è la resistenza a rottura dell'FRP ottenuta dai coupon test, n il numero di strati, β una coefficiente che tiene conto dell'efficienza del confinamento, h la dimensione della sezione trasversale, f_{c0} la resistenza del calcestruzzo non confinato, P il carico assiale applicato, P_0 il carico ultimo della sezione non confinata, $\mu_{\phi 80, in}$ l'incremento del *fattore di duttilità in curvatura* dovuto al confinamento e definito come segue $\mu_{\phi 80, in} = \mu_{\phi 80} - \mu_{\phi 80, con}$ dove $\mu_{\phi 80, con}$ è il fattore di duttilità in curvatura dell'elemento non confinato mentre $\mu_{\phi 80}$ è quello dell'elemento confinato.

Il pedice 80 indica che i parametri sono valutati al termine del ciclo in corrispondenza del quale si verifica un decremento della resistenza del 20%.

Sheikh e Li hanno semplificato la relazione sopra riportata:

$$n \cdot f_{f,k} = \beta \cdot h \cdot f_{c0} \cdot \left(6 \frac{P}{P_0} - 1.4 \right) \frac{\mu_{\phi 80, in}}{18} \geq \beta \cdot h \cdot f_{c0} \cdot \frac{\mu_{\phi 80, in}}{18} \quad (4.2)$$

Il valore della costante β è stato calcolato dai risultati sperimentali di 10 pilastri confinati con FRP usando l'Eq. (4.1): il valor medio era 0.25 e la deviazione standard 0.03.

Il metodo proposto da Sheikh e Li mostrava che i parametri di duttilità di un pilastro sono fortemente influenzati da due variabili: il carico assiale applicato (P/P_0) e il numero (n) di strati di sistema confinante.

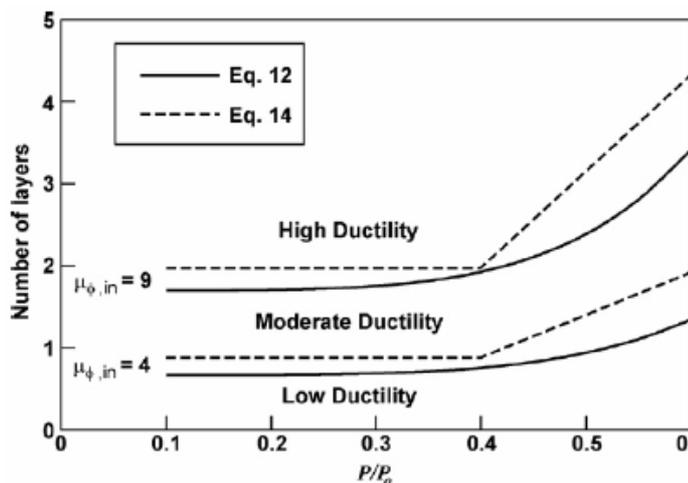


Fig.4.1 – Applicazione della procedura di progetto (Sheikh e Li, 2007)

Il metodo fu applicato dagli autori a pilastri con sezione quadrata armate con barre di 25 mm di diametro e confinate con FRP.

La figura 4.1 mostra che per un carico assiale pari a $0.5P/P_0$, l'applicazione di uno

strato di FRP era sufficiente ad ottenere incrementi di duttilità circa pari a 4 volte la duttilità del pilastro non confinato; mentre per ottenere un pilastro ad “alta duttilità”, (incrementi di duttilità in curvatura maggiori di 9) erano necessari almeno 3 strati di FRP.

Infine, per il progetto di interventi di confinamento l’Eurocodice 8 fornisce la seguente relazione:

$$f_{l,d} = 0.4 \frac{I_{\chi}^2 \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{lu}^{1.5}} \quad (4.3)$$

dove I_{χ} è l’incremento di duttilità in curvatura, ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato e ε_{lu} è la deformazione ultima della camicia in FRP (come noto inferiore alla deformazione ultima a trazione della tessuto). Noto I_{χ} , dall’Eq. 4.3 si calcola il valore di $f_{l,d}$ corrispondente.

4.2 Proposta di una procedura per la costruzione di domini adimensionali $\nu - \mu$ per sezioni confinate con FRP

La procedura di calcolo proposta volta alla costruzione di domini di progetto adimensionali $\nu - \mu$ per sezioni in c.a. confinate con FRP si basa sulle medesime ipotesi sopra esposte per la generalità dei metodi (deformazioni piane della sezione, perfetta aderenza calcestruzzo-acciaio e calcestruzzo-FRP, comportamento elastico-lineare del composito fino a rottura, resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile).

Relativamente ai legami costitutivi dei materiali (Fig. 4.2) essa adotta:

- ✓ per il calcestruzzo confinato il *legame parabolico-lineare* proposto dal CNR-DT200 e presentato al § 2.3.1, che nel caso di assenza di confinamento si traduce nel noto legame parabolico-rettangolare usualmente adoperato dall’Eurocodice 2 (CEN 2001) per le verifiche allo stato limite ultimo delle sezioni in c.a;
- ✓ per l’acciaio un *legame elastico-perfettamente plastico* con deformazione ultima a trazione pari a $\varepsilon_{su} = 10\%$ e deformazione allo snervamento ε_{sy} ;
- ✓ per l’ FRP un *comportamento elastico-lineare* fino a rottura.

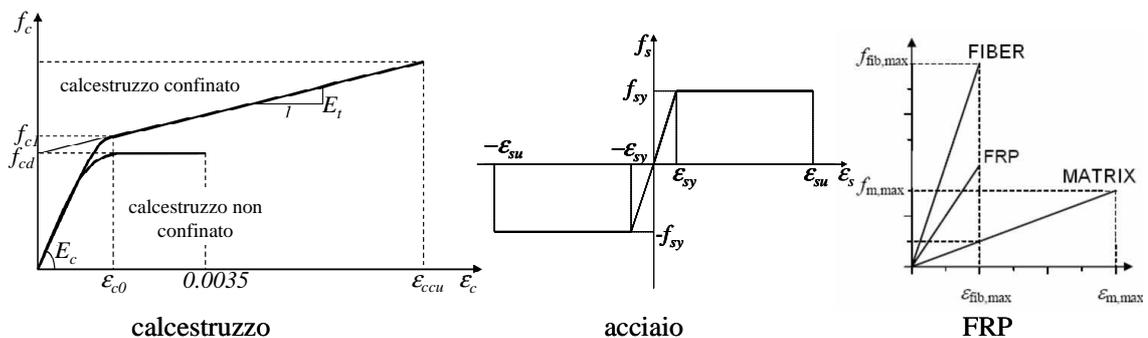


Fig.4.2 – Legami costitutivi dei materiali

È opportuno chiarire che, per semplicità ed in maniera conservativa, sarà trascurato il contributo al confinamento fornito dalla presenza di un'eventuale staffatura. La procedura analitica presentata è stata introdotta in (Faella et al., 2004a). Nel modello la parte compressa della sezione presso-inflessa è trattata alla stessa stregua di una sezione in calcestruzzo soggetta a compressione assiale, nel senso che ad essa sono attribuiti i medesimi incrementi in termini di resistenza e duttilità indotti dal confinamento con FRP nel caso di sforzo normale centrato.

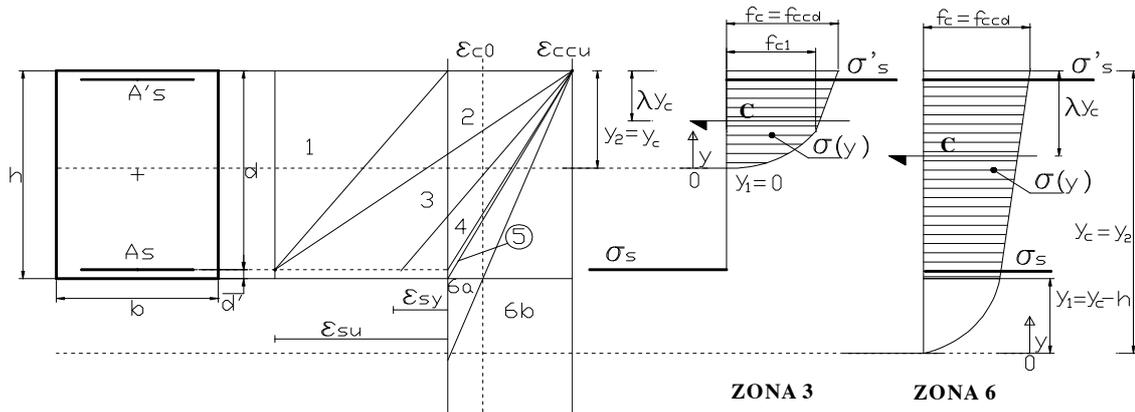


Fig.4.3 – Regioni ultime e diagrammi di tensioni al variare della posizione dell'asse neutro

In figura 4.3 sono rappresentate, per i casi di asse neutro interno ed esterno alla sezione, le rette di deformazione ed i corrispondenti diagrammi di tensione, per una sezione rettangolare confinata con FRP e sottoposta ad una sollecitazione combinata di sforzo assiale e momento flettente: l'andamento indicativo dei diagrammi delle tensioni riprende il trend bilineare del legame costitutivo adoperato. La figura, inoltre, riporta le 6 regioni di crisi ottenibili una volta noto il valore ultimo della deformazione nell'acciaio teso (in genere l'1%) e del calcestruzzo compresso confinato con FRP. Con riferimento alla simbologia riportata in figura, le condizioni di equilibrio che consentono di valutare le caratteristiche della sollecitazione allo stato limite ultimo sono date da:

$$N_u = b \cdot \int_{y_1}^{y_2} \sigma(y) dy + A'_s \sigma'_s + A_s \sigma_s; \quad (4.4)$$

$$M_u = b \cdot \int_{y_1}^{y_2} \sigma(y) \cdot \left(\frac{h}{2} - y_c + y \right) dy + A'_s \sigma'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \sigma_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (4.5)$$

dove y_c è la profondità dell'asse neutro, mentre y_2 ed y_1 sono gli estremi di integrazione (l'estremo superiore y_2 è sempre eguale alla profondità dell'asse neutro y_c , mentre y_1 è pari a $y_c - h$ se l'asse neutro è esterno alla sezione, è pari a 0 se è interno). Nelle (4.4) e (4.5) le tensioni nell'acciaio sono assunte positive se di compressione. Ponendo:

$$\psi = \frac{\int_{y_1}^{y_2} \sigma(y) dy}{y_c \cdot f_{cd}} \quad \text{e} \quad \lambda = 1 - \frac{\int_{y_1}^{y_2} \sigma(y) \cdot y dy}{y_c^2 \cdot \psi \cdot f_{cd}} \quad (4.6)$$

e dividendo ambo i membri della (4.4) per $(b \cdot h \cdot f_{cd})$ e quelli della (4.5) per $(b \cdot h^2 \cdot f_{cd})$, le due equazioni di equilibrio possono essere riscritte in forma adimensionale, come segue:

$$\nu = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \xi \psi + \omega' \frac{\sigma_s'}{f_{syd}} + \omega \frac{\sigma_s}{f_{syd}} \quad (4.7)$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \xi \psi (0.5 - \lambda \xi) + \omega' \frac{\sigma_s'}{f_{syd}} (0.5 - \delta') - \omega \frac{\sigma_s}{f_{syd}} (0.5 - \delta') \quad (4.8)$$

essendo: $\delta = d'/h$ il copriferro adimensionalizzato; $\xi = y_c/h$ la profondità adimensionalizzata dell'asse neutro; f_{cd} e f_{syd} le resistenze di progetto del calcestruzzo non confinato compresso e dell'acciaio in trazione; $\omega = (A_s \cdot f_{syd}) / (b \cdot h \cdot f_{cd})$ ed $\omega' = (A'_s \cdot f_{syd}) / (b \cdot h \cdot f_{cd})$ le percentuali meccaniche relative all'armatura superiore ed inferiore rispettivamente.

Nel caso di asse neutro esterno conviene assumere le seguenti espressioni, ottenute modificando opportunamente le (4.7) e (4.8):

$$\nu = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \psi + \omega' + \omega \frac{\sigma_s}{f_{sy}} \quad (4.9)$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \psi (0.5 - \lambda) + \omega' (0.5 - \delta') - \omega \frac{\sigma_s}{f_{syd}} (0.5 - \delta') \quad (4.10)$$

In quest'ultimo caso $\sigma'_s = f_{ys}$, mentre i due coefficienti ψ e λ sono espressi dalle relazioni:

$$\psi = \frac{\int_{y_1}^{y_2} \sigma(y) dy}{h \cdot f_{cd}} \quad \text{e} \quad \lambda = 1 - \frac{\int_{y_1}^{y_2} \sigma(y) \cdot y dy}{h^2 \cdot \psi \cdot f_{cd}} \quad (4.11)$$

e $y_1 = y_c - h$; $y_2 = y_c$.

Adottando il legame costitutivo introdotto nel §2.3.1, gli integrali a numeratore nelle (4.6) e (4.11) sono risolvibili in forma chiusa.

Le espressioni dei coefficienti λ e ψ ricavate in tal modo sono presentate, al variare della posizione dell'asse neutro (ovvero per le diverse regioni di rottura), in Tabella 4.1 dove γ è il coefficiente già fornito dall'Eq. (2.8) al capitolo 2 mentre α è il rapporto tra la deformazione del calcestruzzo letta in corrispondenza della fibra maggiormente compressa $\varepsilon_{c,max}$ e la deformazione ε_{c0} del calcestruzzo non confinato (qui assunta pari a 0.002) (si veda anche Faella et al., 2004a).

Gli andamenti delle funzioni $\psi(\xi)$ e $\lambda(\xi)$, ottenuti applicando le relazioni in Tabella, sono graficizzati, al variare della pressione di confinamento adimensionale $f_{l,d}$ (=

Tabella 4.1 - Relazioni di ψ e λ ottenute dall'integrazione delle (4.6) e (4.10) per le diverse regioni di rottura (Faella et al, 2004a)

Caso A - regione 2a, dove $\xi < 1$ e $\alpha = \alpha(\xi) \leq 1$:	
$\psi(\xi) = (1 + \gamma) \cdot \frac{\alpha(\xi)}{2} - \frac{\alpha(\xi)^2}{3}$	$\lambda(\xi) = 1 - \frac{\left[(1 + \gamma) - \frac{3 \cdot \alpha(\xi)}{4} \right]}{\left[(1 + \gamma) \cdot \frac{3}{2} - \alpha(\xi) \right]}$
Caso B - regione 2b dove $\xi < 1$ e $\alpha = \alpha(\xi) > 1$:	
$\psi(\xi) = 1 - \frac{1}{3 \cdot \alpha(\xi)} + (\gamma - 1) \cdot \frac{\alpha(\xi)}{2}$	$\lambda(\xi) = 1 - \frac{\left[-\frac{1}{12} + \frac{\alpha(\xi)^2}{2} + \frac{\alpha(\xi)^3}{3} (\gamma - 1) \right]}{\left[1 - \frac{1}{3 \cdot \alpha(\xi)} + (\gamma - 1) \cdot \frac{\alpha(\xi)}{2} \right] \cdot \alpha(\xi)^2}$
Caso C - regioni 3, 4 e 5, dove $\xi \leq 1$ e $\alpha > 1$ (= costante):	
$\psi(\xi) = 1 - \frac{1}{3 \cdot \alpha} + (\gamma - 1) \cdot \frac{\alpha}{2} = \text{cost}$	$\lambda(\xi) = 1 - \frac{\left[-\frac{1}{12} + \frac{\alpha^2}{2} + \frac{\alpha^3}{3} (\gamma - 1) \right]}{\left[1 - \frac{1}{3 \cdot \alpha} + (\gamma - 1) \cdot \frac{\alpha}{2} \right] \cdot \alpha^2} = \text{cost}$
Caso D - regione 6a, dove $1 < \xi \leq \alpha/(\alpha - 1)$ e $\alpha > 1$ (= costante):	
$\psi(\xi) = \frac{2\alpha^3(\xi - 1)^3 - 2\xi^3 + 6\alpha\xi^3 - 3\alpha^2\xi \cdot [1 + 2\xi^2 + \gamma - 2\xi(1 + \gamma)]}{6\alpha\xi^2}$	
$\lambda(\xi) = \frac{(1 - 4\alpha + 6\alpha^2) \cdot \xi^4 + \alpha^4 \cdot (\xi - 1)^3 \cdot (3 + \xi) - 2\alpha^3\xi \cdot [2\xi^3 + 2(1 + \gamma) - 3\xi(1 + \gamma)]}{2\alpha\xi \cdot \{ 2\alpha^3 \cdot (\xi - 1)^3 - 2\xi^3 + 6\alpha\xi^3 - 3\alpha^2\xi \cdot [1 + 2\xi^2 + \gamma - 2\xi \cdot (1 + \gamma)] \}}$	
Caso E - regione 6b, dove $\xi > \alpha/(\alpha - 1)$ e $\alpha > 1$ (= costante):	
$\psi(\xi) = \frac{2\xi + \alpha(2\xi - 1)(\gamma - 1)}{2\xi}$	$\lambda(\xi) = \frac{3\xi + \alpha(3\xi - 2)(\gamma - 1)}{3[2\xi + \alpha(2\xi - 1)(\gamma - 1)]}$

$f_{l,eff}/f_{cd}$), rispettivamente in figura 4.4 e 4.5.

Nelle figure $f_{l,d}$, quando diversa da 0, è stata fatta variare nell'intervallo 5-60%.

Il limite inferiore rappresenta la soglia minima prevista dal CNR per cui l'intervento di confinamento può ritenersi efficace; il limite superiore sembra, invece, difficilmente superabile nella pratica.

Osservando la figura 4.4 si nota che il valore adimensionale della profondità dell'asse neutro di transizione tra la regione 2 e la regione 3 ($\xi_{2,3}$) varia in funzione della pressione di confinamento.

Infatti, $\xi_{2,3}$ dipende dal valore assunto dalla deformazione ultima del calcestruzzo in compressione che è, a sua volta, funzione di $f_{l,d}$:

$$\xi_{23} = (1 - \delta') \cdot \frac{\epsilon_{ccu}}{0.01 + \epsilon_{ccu}} \quad (4.12)$$

Inoltre è evidente che, per una fissata $f_{l,d}$, nelle regioni 3, 4 e 5 i coefficienti ψ e λ sono costanti (saranno chiamati $\bar{\psi}$ e $\bar{\lambda}$); infatti, in queste regioni α è costante e pari a:

$$\alpha = \frac{\epsilon_{c,max}}{\epsilon_{c0}} = \frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{c0}} \quad (4.13)$$

Infine, in regione 6, al tendere di ξ all'infinito, mentre la funzione $\lambda(\xi)$ tende sempre a 0.5 qualunque sia il valore della pressione di confinamento, la funzione $\psi(\xi)$ tende ad un valore asintotico che risulta invece funzione di $f_{l,d}$.

È evidente, poi, che in assenza di confinamento ($f_{l,d}=0$), le funzioni ψ e λ assumono, al variare di ξ , i valori ben noti che si ottengono assumendo il legame costitutivo parabolico-rettangolare di normativa (curve nere nelle figure 4.3 e 4.4).

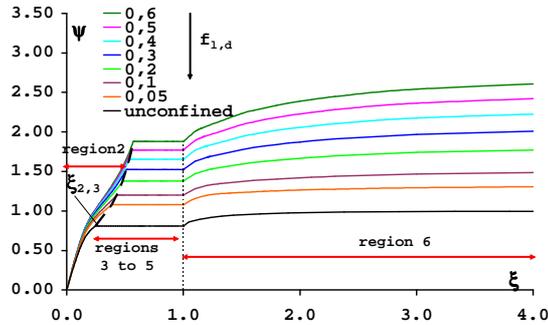


Fig.4.4 – Andamento delle funzioni ψ

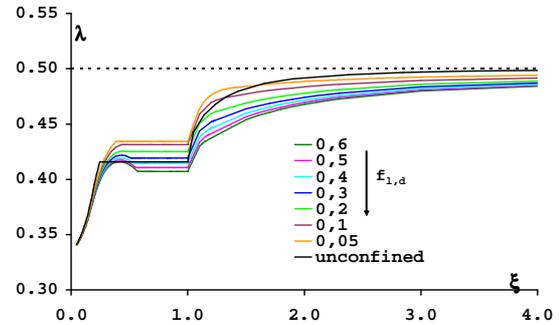


Fig.4.5 – Andamento delle funzione λ

4.3 La procedura semplificata

Prendendo spunto dagli andamenti mostrati nelle figure 4.4 - 4.5, sono state proposte formulazioni semplificate per $\psi(\xi)$ e $\lambda(\xi)$, che consentono di ottenere con buona approssimazione i valori ricavati integrando in forma chiusa le (4.6) e (4.11) (Di Nardo et al., 2006).

L'andamento qualitativo delle funzioni semplificate è riportato in figura 4.6.

Le nuove relazioni, di gran lunga più semplici di quelle precedenti (cfr. con Tabella 4.1), sono fornite dalle seguenti espressioni:

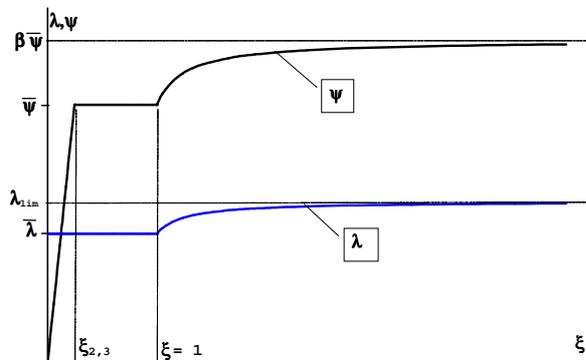


Fig.4.6 - Andamenti semplificati di $\psi(\xi)$ e $\lambda(\xi)$

- per $\xi \leq \xi_{23}$ (regione 2):

$$\psi = \bar{\psi} \frac{\xi}{\xi_{23}} \quad \text{e} \quad \lambda = \bar{\lambda} \quad (4.14)$$

- per $\xi_{23} \leq \xi \leq 1$ (regioni 3, 4 e 5):

$$\psi = \bar{\psi} \quad \text{e} \quad \lambda = \bar{\lambda} \quad (4.15)$$

- per $\xi > 1$ (regione 6):

$$\psi = \frac{\beta \xi - \beta + 0.25}{\xi - 0.75} \cdot \bar{\psi} \quad \text{e} \quad \lambda = 0.5 \cdot \frac{\xi - (1 - 0.5 \cdot \bar{\lambda})}{\xi - 0.75} \quad (4.16)$$

Le (4.13), (4.14) e (4.15) dipendono da:

$$\bar{\psi} = 1.16 \cdot f_{l,d}^{0.5} + 0.3 f_{l,d} + 0.8 \quad (4.17)$$

$$\bar{\lambda} = 0.437 - 0.05 \cdot f_{l,d} \quad (4.18)$$

$$\beta = 0.4 \cdot f_{l,d} + 1.25 \quad (4.19)$$

che, a loro volta, sono funzione della pressione di confinamento esercitata dal sistema in FRP.

Si osservi che la (4.17) per $f_{l,d}=0$ restituisce il valore 0.8, ossia il valore assunto nel ben noto “metodo dello stress-block” (CEN 2001).

La relazione (4.18) fornisce, invece, al variare di $f_{l,d}$ il valore $\bar{\lambda}$ assunto da λ nelle regioni 2, 3, 4 e 5 (linea nera in figura 4.7-b): si tratta di una legge lineare che sovrastima leggermente i valori ottenuti dalla funzione λ riportata al “*Caso C*” in Tabella 4.1 (curva rossa), fornendo, conseguentemente, una stima più conservativa nella definizione delle curve $\nu-\mu$.

Infine, l’equazione lineare (4.19), al variare di $f_{l,d}$, consente di calcolare il coefficiente β che è determinante per la valutazione di ψ nella regione 6 (asse neutro esterno alla sezione).

Per ottenere il coefficiente angolare della retta mostrata in figura 4.7-c si è proceduto alla valutazione della linea di tendenza dei dati ottenuti mediante l’integrazione numerica (rappresentati dalla curva rossa).

Si è imposto, inoltre, che l’intercetta della retta con l’asse delle ordinate fosse pari ad 1.25, il che equivale a fornire nel caso di confinamento nullo ($f_{l,d}=0$) i valori di ψ forniti dal metodo dello stress-block anche per la regione 6.

In figura 4.8 sono rappresentati, per valori di $f_{l,d}$ variabili nel range 0÷60%, i domini di progetto adimensionalizzati $\nu-\mu$ ottenuti introducendo nelle equazioni di equilibrio le soluzioni esatte degli integrali di ψ e λ (Eqq. 4.6 e 4.11), riportate in Tabella 4.1 (curve a tratto continuo), ovvero calcolando i coefficienti ψ e λ con le relazioni semplificate (Eqq. da 4.14 a 4.16) (curve tratteggiate).

I domini ottenuti nei due casi sono praticamente coincidenti; una lieve differenza tra le

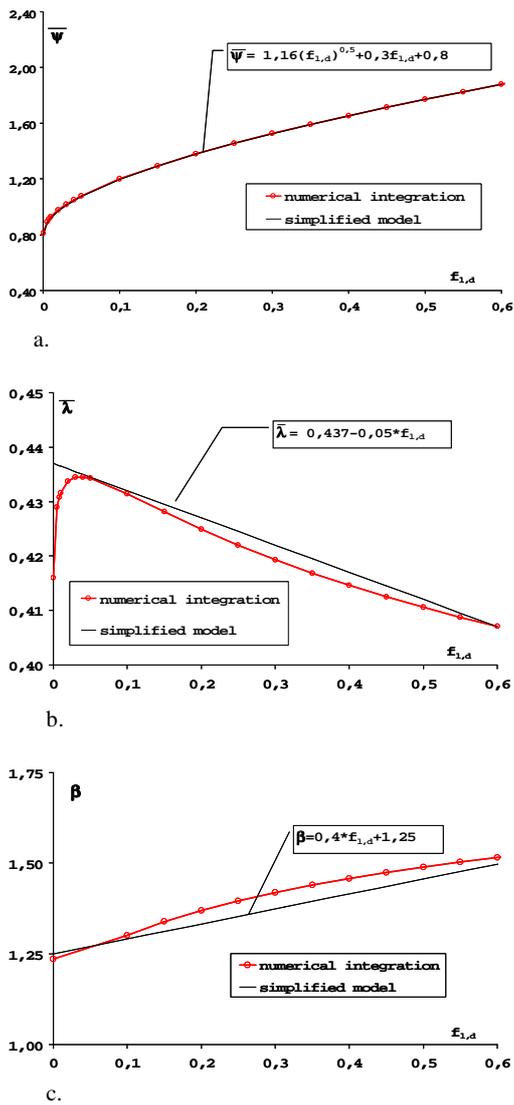


Fig.4.7 - Funzioni $\bar{\psi}(f_{1,d})$, $\bar{\lambda}(f_{1,d})$ e $\beta(f_{1,d})$

I diagrammi $v-\mu$ e $v-(\chi_u d)$ sono facilmente utilizzabili per il progetto e/o per le verifiche degli interventi di confinamento con impiego di FRP.

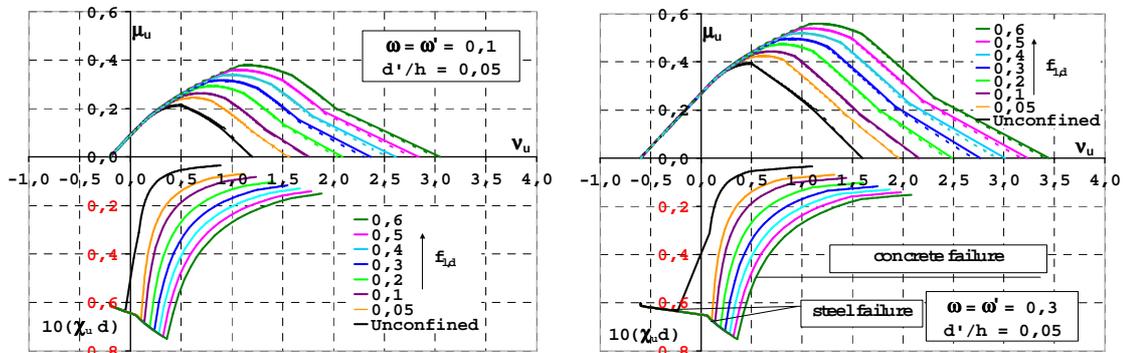


Fig.4.8 – Domini adimensionali $v-\mu$ e curve $v-\chi_u d$

curve si rileva soltanto in corrispondenza della regione 6 e, tra l'altro, le relazioni semplificate conducono ad una stima conservativa della capacità ultima a presso-flessione dell'elemento confinato. Sempre nella stessa figura sono, inoltre, riportate al variare della pressione laterale adimensionale le relazioni $v-\chi_u d$, dove $\chi_u d$ è la curvatura ultima dimensionale (con d altezza utile della sezione). Nel grafico la curvatura ultima è amplificata di un fattore pari a 10.

I diagrammi $v-\mu$ e $v-\chi_u d$ sono ottenuti per un copriferro δ adimensionale pari al 5%, per due configurazioni simmetriche dell'armatura ($\omega = \omega' = 0.1$ e 0.3) e per un acciaio con resistenza caratteristica di snervamento pari a 440 MPa e, quindi, resistenza di progetto corrispondente pari a 382 MPa ($f_{y,d} = f_{y,k}/1.15$).

Infine, in accordo agli Eurocodici, si fa notare che la deformazione ultima a trazione convenzionale (ϵ_{su}) dell'acciaio è stata assunta pari all' 1% nel valutare i domini $v-\mu$, mentre pari al 6% nel valutare le curvature ultime; in entrambi i casi la deformazione ultima del calcestruzzo confinato è valutata con l'Eq. (1.13).

Osservando le curve in figura si rilevano chiaramente gli incrementi in termini di resistenza e di duttilità indotti dal sistema in FRP.

4.4 Confronti numerico-sperimentali

Al fine di verificare l'affidabilità della procedura proposta la figura 4.10 mostra il confronto tra i domini analitici ed alcuni risultati sperimentali ottenuti da prove reperite in letteratura (Faella et al., 2006; Chun e Park, 2002; Chaallal e Shahawy, 2000; Bousias et al., 2004; Memon e Sheikh, 2005; Iacobucci et al., 2003; Suase et al., 2004). Trattandosi di un confronto effettuato con i risultati di tests di laboratorio, le curve analitiche sono state costruite utilizzando le proprietà meccaniche dei materiali e le caratteristiche geometriche di ciascun provino indicate nei rispettivi lavori dei vari Autori, nonché considerando le seguenti possibili modalità di crisi:

- ✓ rottura per schiacciamento del calcestruzzo confinato, quando in corrispondenza della fibra maggiormente compressa la deformazione assiale raggiunge il limite ultimo ε_{ccu} valutato con la espressione suggerita dal CNR-DT200/2004;
- ✓ crisi dell'acciaio teso, quando la deformazione ε_s raggiunge il valore ultimo ε_{su} .
- ✓ rottura della fibra a trazione – sempre che vi siano fibre disposte in direzione longitudinale – quando si raggiunge la deformazione ultima indicata dal produttore. Quest'ultima modalità è stata, ovviamente, considerata solo ove necessario (nei test presentati in (Chaallal e Shahawy, 2000) veniva adottato per il rinforzo un tessuto bidirezionale in carbonio).

Il legame considerato nelle curve analitiche per l'acciaio è rappresentato in figura 4.9 ed è caratterizzato da un ramo hardening e da una deformazione ultima per l'acciaio teso ε_{su} pari al 6%, in accordo all'Eurocodice 8. Per ciò che concerne le proprietà del sistema confinante in FRP, due diversi valori della deformazione di progetto del sistema sono stati considerati per valutare la pressione di confinamento effettiva, in base al valore dello sforzo normale v :

- ✓ in tutti quei casi in cui le prove erano caratterizzate da valori dello sforzo assiale adimensionale $v \leq 0.60$, la $f_{l,eff}$ – sempre stimata con la (1.11) – è stata calcolata assumendo un valore della deformazione laterale ridotta del sistema in FRP ($\varepsilon_{fd,rid}$) pari al 50% della deformazione di rottura a trazione della fibra $\varepsilon_{f,k}$ (domini di interazione individuati da curve a tratto continuo).

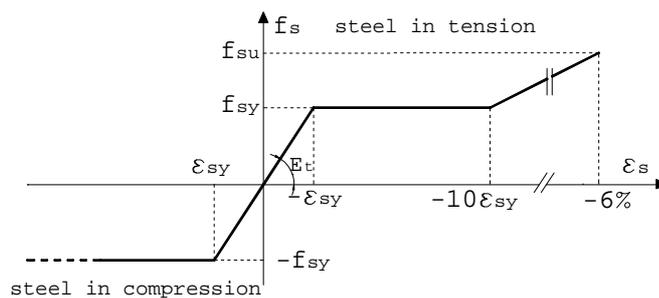


Fig.4.9 - Legame costitutivo dell'acciaio

- ✓ nel caso di test condotti con $v > 0.60$, invece, i domini analitici corrispondenti sono stati costruiti assumendo, per il calcolo della $f_{l,eff}$, una $\varepsilon_{fd,rid}$ pari al 4‰ (domini graficizzati con tratteggio); quest'ultimo limite corrisponde a quello suggerito dall'ACI440.2R-02 (ACI 2002) e ripreso dal DT200 (CNR 2004) per il caso di sforzo di compressione centrato o con piccola eccentricità.

E' infine ancora una volta opportuno sottolineare che nella simulazione dei dati

sperimentali è stato trascurato il confinamento fornito dalle staffe; d'altra parte tale contributo, per le usuali percentuali di armatura trasversale, ha una scarsa influenza sulla resistenza a collasso della sezione.

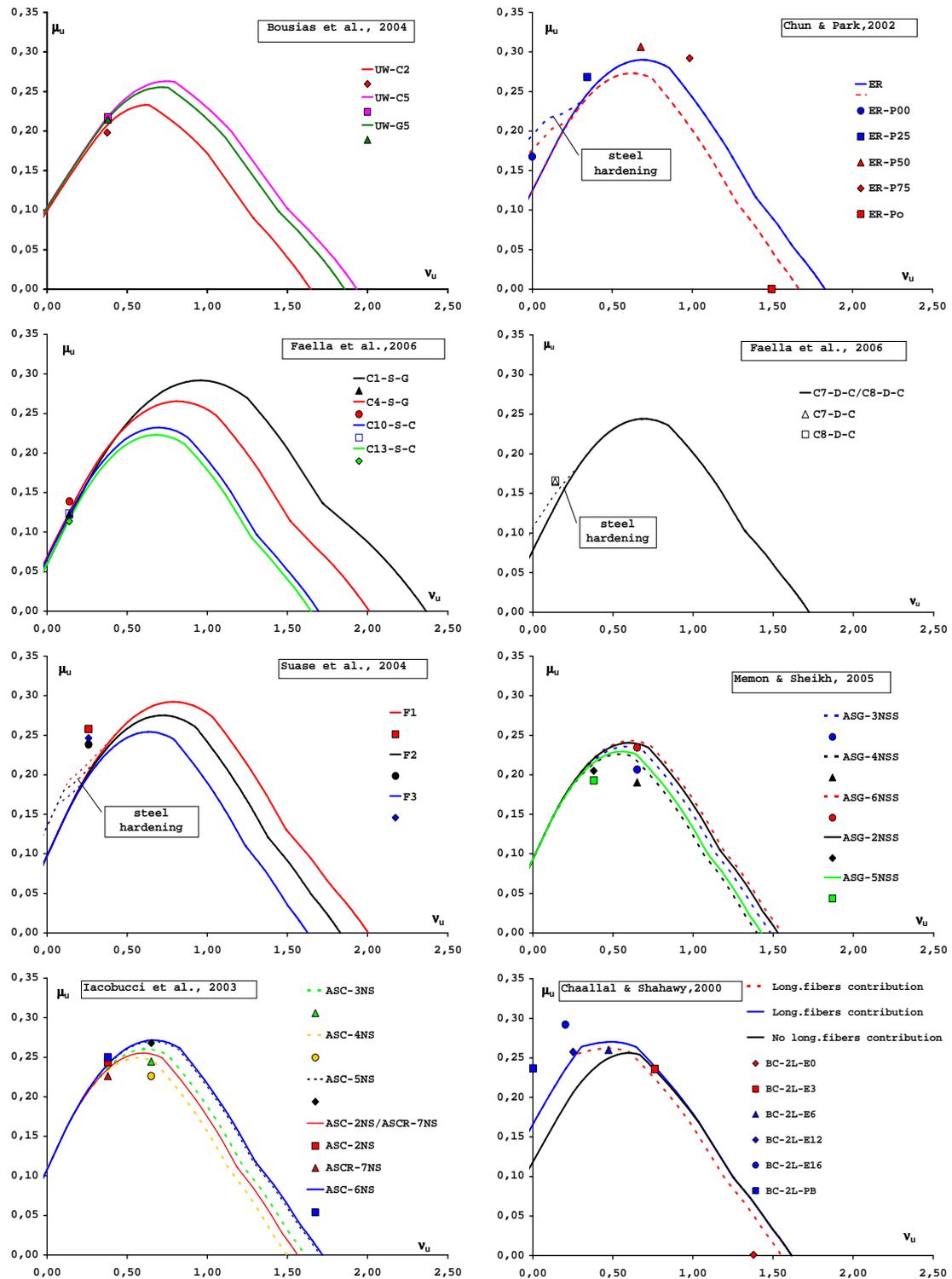


Fig.4.10 – Domini $v-\mu$ vs dati sperimentali

La figura 4.11, di sintesi finale, presenta, invece, il confronto tra i valori del momento ultimo sperimentali e quelli corrispondenti calcolati con la procedura proposta, riportati rispettivamente sulle ordinate e sulle ascisse.

In figura 4.11-a i dati sono distinti in base al valore dello sforzo normale adimensionale v . Sono previsti tre campi diversi: $0 \leq v \leq 0.30$, $0.30 \leq v \leq 0.60$ e $v > 0.60$.

La figura 4.11-b, invece, distingue i dati in base alla collocazione bibliografica.

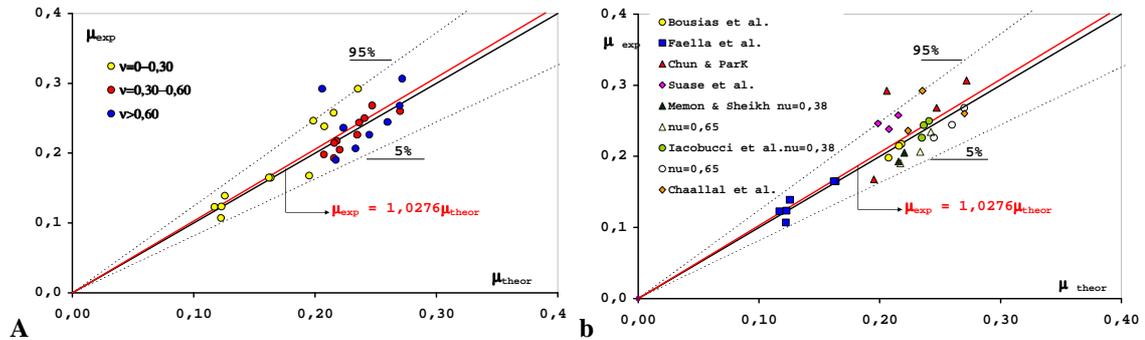


Fig.4.11 - Confronti numerico-sperimentali

Si può inoltre notare che la linea media dei dati sperimentali (linea rossa in figura) ha una pendenza solo leggermente maggiore rispetto a quella ottimale (la bisettrice nera) a testimonianza del fatto che la procedura proposta fornisce una stima buona e lievemente conservativa.

Inoltre, si osserva quanto segue:

- ✓ i valori del rapporto tra il momento sperimentale e quello teorico hanno una media di 1.028;
- ✓ il 52% delle predizioni del modello sono conservative;
- ✓ solo un dato sul totale ricade all'esterno della zona delimitata dalle rette rappresentative dei frattili del 5 e del 95%;
- ✓ il coefficiente di variazione, circa pari a 0.13, è molto basso ed è inferiore a quello generalmente si ottiene nelle prove di compressione su elementi in calcestruzzo.

4.5 Incrementi di resistenza e di duttilità

Dalle curve $v-\mu$, mostrate in figura 4.8, è possibile osservare che per un fissato valore del carico assiale adimensionale è possibile individuare un valore della pressione di confinamento $f_{l,d}$ in corrispondenza del quale si ottiene il massimo valore μ del momento flettente ultimo ottenibile con quel valore di v ; ovvero, un ulteriore incremento della rigidità del sistema confinante e quindi della pressione di confinamento $f_{l,d}$ non produrrebbe un ulteriore incremento della resistenza a flessione.

Considerazioni analoghe possono farsi osservando i diagrammi $v-(\chi_{ud})$; infatti per ogni valore di v un secondo valore limite di $f_{l,d}$ può essere definito, a cui corrisponde la curvatura massima ottenibile con quel valore di v ; ulteriori incrementi di $f_{l,d}$ oltre quel

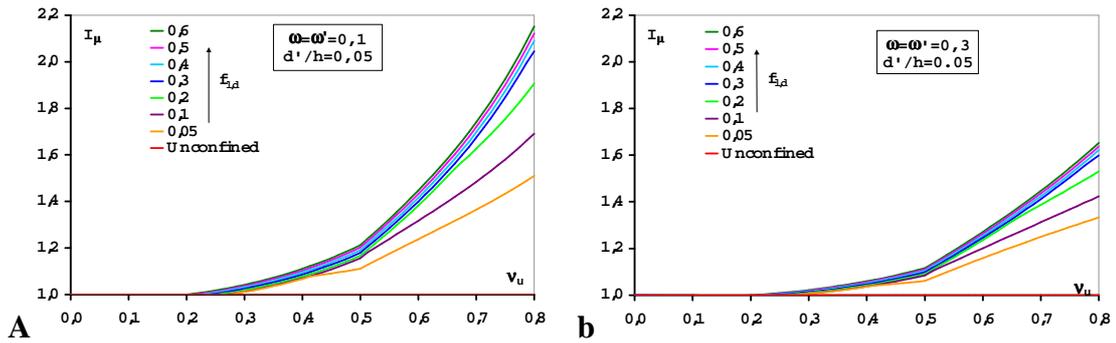


Fig.4.12 – Incrementi di resistenza vs carico assiale adimensionale

valore limite non producono ulteriori incrementi della duttilità flessionale.

Le osservazioni fin qui presentate sono più chiare esaminando le figure da 4.12-4.13.

In figura 4.12 sono riportate le relazioni tra il fattore di incremento della resistenza (I_μ) e il valore dello sforzo normale v per alcuni valori della pressione di confinamento adimensionale $f_{l,d}$ (da 0 a 0.6).

Il fattore I_μ è dato dal rapporto tra il momento flettente ultimo dimensionale e del pilastro confinato con FRP e quello del pilastro non confinato ($I_\mu = \mu_c / \mu_{nc}$).

Le figure sono state ottenute per due sezioni trasversali con armatura longitudinale simmetrica ($\omega = \omega' = 0.1$ e $\omega = \omega' = 0.3$) e per valori di v che variano da 0 a 0.8, ovvero in un range di valori significativo per le pratiche applicazioni.

I valori maggiori di I_μ sono osservati nel caso di $\omega = \omega' = 0.1$.

Inoltre si può notare che:

- ✓ per $v < 0.2$ qualunque sia la pressione di confinamento non sono ottenibili incrementi di resistenza; in tal caso le condizioni ultime si verificano per il raggiungimento della deformazione di trazione ultima dell'acciaio;
- ✓ per $0.2 < v < 0.4$, il massimo incremento di resistenza a flessione è basso e ottenibile già in corrispondenza del minimo valore della pressione di confinamento $f_{l,d}$ considerato dal DT200 ($f_{l,d} = 5\%$).
- ✓ per $0.4 < v < 0.8$ la dipendenza del fattore di incremento di resistenza I_μ dalla rigidità del sistema confinante è più evidente; tuttavia i più alti valori di resistenza a flessione si ottengono per $f_{l,d}$ pari 0.3 (perciò valori maggiori di $f_{l,d}$)

La figura 4.13 mostra le relazioni tra il fattore di incremento di curvatura I_χ e lo sforzo normale adimensionale al variare della pressione di confinamento.

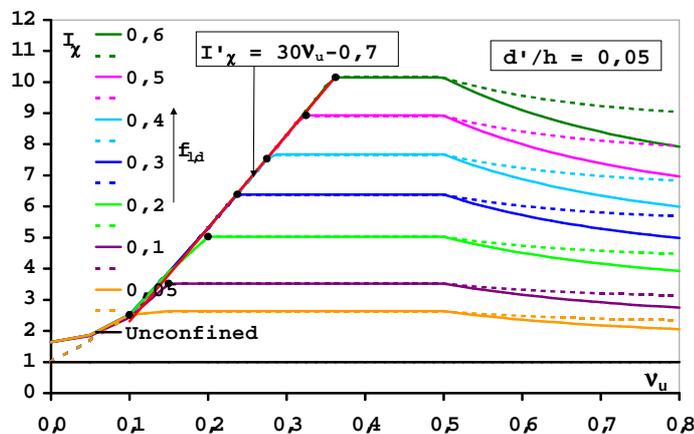


Fig.4.13 – Incrementi di duttilità in curvatura vs carico assiale

Il fattore I_χ è dato dal rapporto tra la curvatura ultima del pilastro confinato con FRP ($\chi_{u,c}$) e quella relativa all'elemento non confinato ($\chi_{u,nc}$).

Trascurando le leggere differenze tra le curvature allo snervamento del pilastro confinato e non confinato (cioè tra $\chi_{y,c}$ e $\chi_{y,nc}$ rispettivamente), il fattore I_χ può essere assunto come un “fattore di incremento di duttilità in curvatura”, ovvero come il fattore così definito dall'Eurocodice 8:

$$I_\chi = \frac{\chi_{u,c}}{\chi_{u,nc}} \cong \frac{\chi_{u,c}}{\chi_{y,c}} \cdot \frac{\chi_{y,nc}}{\chi_{u,nc}} \quad (4.20)$$

Il grafico rappresenta l'incremento I_χ al variare dello sforzo normale v per valori della pressione di confinamento adimensionale $f_{l,d}$ compresi tra 0 e 0.6. I valori di v variano da 0 a 0.8, ovvero in un range di valori significativo per le pratiche applicazioni. Per ogni valori di $f_{l,d}$ sono rappresentate due curve dello stesso colore ottenute per i due diversi tipi di sezione trasversale esaminati: le linee tratteggiate sono ottenute per una sezione con $\omega=\omega'=0.1$, mentre quelle continue sono relative al caso $\omega=\omega'=0.3$.

Dalla figura si osserva quanto segue:

- ✓ gli incrementi in termini di curvature sono molto più alti di quelli in termini di resistenza (si confronti con la Fig.4.12);
- ✓ le curve analitiche relative a due differenti sezioni mostrano andamenti diversi solo per alti valori di v (cioè nel caso di $v>0.5$);
- ✓ per ciascuna curva si individuano tre differenti tratti: un primo tratto quasi lineare; un secondo tratto costante caratterizzato dal raggiungimento del massimo valore di I_χ , e un terzo tratto non-lineare che decresce tanto più rapidamente quanto maggiore è la percentuale meccanica di armatura ω .

Il primo tratto può essere approssimato con la retta rossa rappresentata in figura 4.12, che è stata ottenuta interpolando i punti neri evidenziati.

L'equazione della retta è data da:

$$I'_\chi(v_u) = 30 \cdot v_u - 0.7 \quad (4.21)$$

Le coordinate dei punti neri evidenziati in figura rappresentano, per la sezione confinata in FRP, il limite tra le regioni di rottura 2 e 3 della sezione. Dunque l'ascissa di tali punti fornisce i valori del carico assiale adimensionale ultimo (v_u) in corrispondenza di $\xi=\xi_{2,3}$ (rottura bilanciata):

$$v_u = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \xi_{2,3} \psi = \xi_{2,3} \bar{\psi} \quad (4.22)$$

Osservando la (4.22), essendo ψ data dalla (4.17), è evidente che la posizione dei punti dipende dalla pressione di confinamento.

L'equazione del tratto costante può essere facilmente ottenuto sostituendo nella (4.20) i valori di $\chi_{u,c}$ e $\chi_{u,nc}$ valutati per asse neutro interno alla regione 3 ($\xi_{2,3} \leq \xi \leq \xi_{3,4}$); si può facilmente dimostrare che la relazione risultante è la seguente:

$$\begin{aligned}
 I_{\chi}''(f_{l,d}) &= \frac{\varepsilon_{ccu} \cdot \overline{\psi}_c}{\overline{v}_u} \cdot \frac{\overline{v}_u}{\varepsilon_{cu} \cdot \overline{\psi}_{um}} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{cu}} \frac{\overline{\psi}_c}{\overline{\psi}_{um}} = \\
 &= \frac{0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{f_{l,d}}}{0.0035} \cdot \frac{1.16 \sqrt{f_{l,d}} + 0.3 f_{l,d} + 0.8}{0.8}
 \end{aligned} \tag{4.23}$$

Dove ε_{ccu} è la deformazione ultima del calcestruzzo confinato (data dall'Eq. (1.13)), ε_{cu} la deformazione del calcestruzzo non confinato (=0.0035), e $\overline{\psi}_c$ e $\overline{\psi}_{um}$ sono i valori del coefficiente ψ rispettivamente nel caso di calcestruzzo confinato e non confinato (entrambi calcolati con l'Eq. (4.17)).

Infine, il ramo discendente del grafico parte per tutte le curve da un stesso valore del rapporto di carico assiale, cioè da $\overline{v} = 0.5$. Tale valore corrisponde al carico adimensionale in corrispondenza della posizione dell'asse neutro di confine tra la regione 3 e la regione 4; pertanto esso dipende dalla deformazione di snervamento dell'acciaio (ε_{sy}).

Il valore di \overline{v} è in questo studio è stato calcolato considerando un acciaio con deformazione al limite elastico pari a 1.82 ‰. (valore tipico delle barre ad aderenza migliorata usate nelle pratiche applicazioni).

4.6 Proposta di una procedura per il progetto a duttilità controllata di interventi di confinamento con FRP

La procedura descritta nel seguito è applicabile ogni volta che l'intervento di confinamento miri a sviluppare un determinato incremento di duttilità della sezione.

Osservando il grafico in figura 4.13, si può affermare che per ogni valore di $0.1 \leq \overline{v} \leq \overline{v}$ il fattore di duttilità in curvatura in corrispondenza di un definito valore della pressione di confinamento $f_{l,d}$ è dato da:

$$I_{\chi} = \min(I'_{\chi}, I''_{\chi}) \tag{4.24}$$

Applicando la (4.24) alle sezioni esaminate è stato ricavato il grafico in figura 4.14.

Esso mostra l'andamento di I_{χ} in funzione di $f_{l,d}$ per \overline{v} che varia tra 0.1 e \overline{v} (nel caso in esame $\overline{v}=0.5$).

Per ogni curva ottenuta si distinguono due andamenti: uno non-lineare crescente con $f_{l,d}$ ed uno costante a partire da un certo valore di $f_{l,d}$.

Il tratto non lineare è dato dall'Eq. 4.23, il tratto costante è dato dall'Eq. 4.21 per un fissato valore di \overline{v} .

La procedura di progetto dell'intervento di confinamento è la seguente:

- 1) noto il valore \overline{v}^* agente sulla sezione del pilastro da confinare, l' Eq. 4.21 fornisce I'_{χ}^* ($=I'_{\chi}(\overline{v}^*) = I_{\chi,max}$) il massimo incremento di duttilità in curvatura ottenibile per la sezione;
- 2) dall'intersezione della retta costante $I_{\chi} = I'_{\chi}^*$ con la curva data dall' Eq. 4.23,

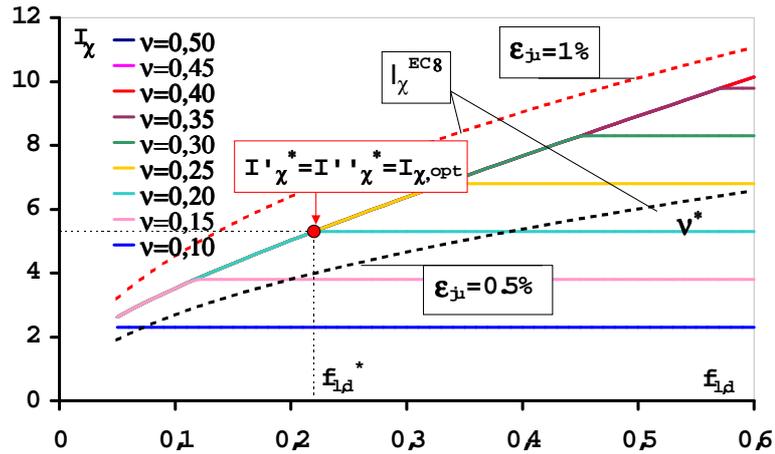


Fig.4.14 – Incrementi di duttilità in curvatura vs pressione di confinamento adimensionale

quindi imponendo $I'_{\chi}(f_{l,d}) = I'_{\chi}^*$, si determina il valore $f_{l,d}^*$. Tale valore è rilevante per il progetto del sistema confinante in quanto rappresenta il minimo valore di $f_{l,d}$ che consente di raggiungere il massimo incremento di duttilità per la sezione; ulteriori incrementi della pressione di confinamento non comporterebbero ulteriori incrementi di duttilità in curvatura dell'elemento confinato;

- 3) fissato il valore di I_{χ} richiesto all'intervento. (che sarà $\leq I_{\chi,max}$) con l'Eq. 4.23 si calcola il valore di $f_{l,d}$ corrispondente e quindi dalla sua equazione il numero di strati n .

In figura sono anche rappresentate due curve tratteggiate ottenute dall'espressione di I_{χ} dell'Eurocodice 8 (CEN 2004) (vedi Eq.4.3).

Le due curve sopra citate sono state ottenute per $\epsilon_{lu}=0.5\%$ e (curva nera) $\epsilon_{lu}=1\%$ (curva rossa), due valori abbastanza comuni per sistemi in FRP.

Si fa notare che secondo l'Eurocodice 8, il fattore I_{χ} dipende solo da $f_{l,d}$; pertanto sarebbe sempre possibile aumentare la duttilità dell'elemento confinato aumentando lo spessore della "camicia" in FRP.

Tale risultato contemplato dall'Eurocodice 8 potrebbe essere accettabile se la deformazione dell'acciaio non fosse limitata.

Tuttavia ciò non è coerente con le stesse prescrizioni dell'Eurocodice, che impone per l'acciaio teso una deformazione ultima pari al 6% nel valutare le prestazioni duttili di una sezione in c.a.

4.7 Applicazione della procedura di progetto ad un caso reale

La procedura proposta è stata utilizzata per il progetto dell'intervento di confinamento dei pilastri di un edificio esistente sito nel comune di Gioia Tauro (Di Nardo e Spadea, 2010).

L'edificio, realizzato sul finire degli anni '40, è stato progettato per soli carichi

gravitazionali secondo le norme e le conoscenze dell'epoca, senza tener conto dunque del comportamento dello stesso sotto sisma, e in assenza di qualunque criterio di gerarchia delle resistenze.

La struttura presenta 3 piani fuori terra con altezza di interpiano di 3 m e dimensioni in pianta di 20m x12m, per una superficie complessiva coperta di 240 m².

La copertura piana è non praticabile.

La struttura portante è caratterizzata da 5 telai predisposti lungo la direzione Y; su di essi scaricano solai orditi tutti in direzione X, secondo lo schema riportato in figura 4.15, in cui è evidenziato il telaio maggiormente sollecitato.

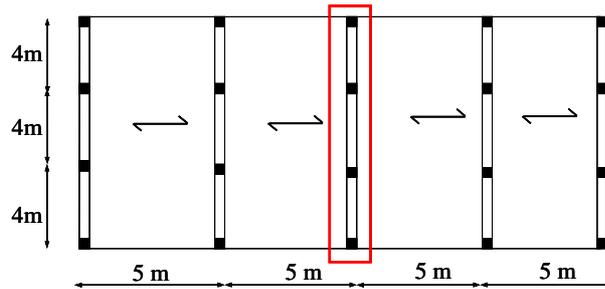


Fig.4.15 – Carpenteria del piano tipo

I solai di altezza 16+4 sono costituiti da travetti del tipo gettato in opera di larghezza 10 cm e sono alleggeriti con pignatte di dimensioni 40x25x16.

I pilastri, progettati per sforzo normale centrato, hanno sezione 30x30 cm e sono armati tutti con 2+2 ϕ 12, dal primo al terzo piano e all'interno del piano stesso. Le travi, con sezione 30x50 cm, sono armate in maniera identica ad ogni livello, in particolare nelle sezioni di estremità l'armatura è caratterizzata da 4 ϕ ₁₄ superiormente e 2 ϕ ₁₄ inferiormente, mentre in campata l'armatura è ribaltata, 2 ϕ ₁₄ superiormente e 4 ϕ ₁₄ inferiormente.

Sia nelle travi che nei pilastri sono presenti staffe ϕ ₆ ogni 20 cm, senza alcun infittimento nelle zone di appoggio.

In figura 4.16 si osservano le caratteristiche geometriche del telaio maggiormente sollecitato considerato per il progetto. In particolare i pilastri considerati sono quelli del primo piano.

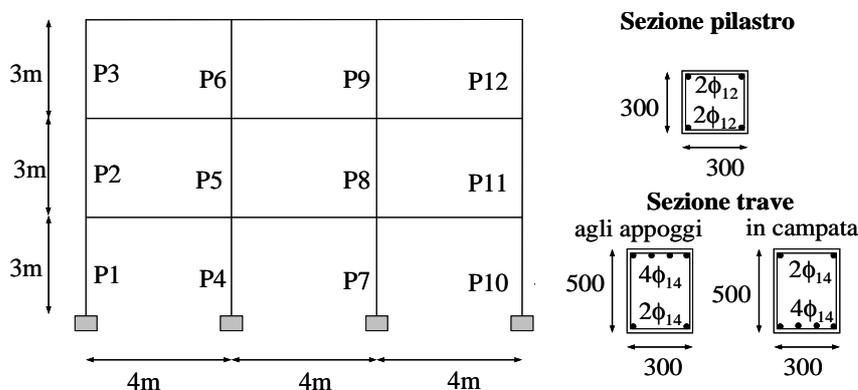


Fig.4.16 – Telaio di progetto – Sezioni di travi e pilastri

In Tabella 4.2 sono riportati i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali determinate dalle prove in situ effettuate.

La distribuzione dei carichi verticali considerata ai fini del calcolo dello sforzo normale P nei pilastri, del momento ultimo M_u e della curvatura ultima e allo snervamento ($\chi_{u,nc}$ e $\chi_{y,nc}$) è stata calcolata, in accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), per la combinazione di carico sismica.

Tabella 4.2 - Proprietà dei materiali

acciaio	$E=210000$ MPa	$f_{sy} = 360$ MPa	$\epsilon_{sy} = 0.0018$
calcestruzzo	$f_{c0} = 15$ MPa	$\epsilon_{c0} = 0.002$	$\epsilon_{ccu} = 0.0035$
FRP	$E_{FRP}=65000$ MPa	$f_{f,k} = 1300$ MPa	$t_f = 0.23$ mm

I risultati ottenuti per i pilastri del primo piano, ovvero quelli più sollecitati, sono riportati in Tabella 4.3.

Tabella 4.3 - Sollecitazioni e curvature per i pilastri del primo piano

Pilastro	P [KN]	ν	M_u [KNm]	$\chi_{y,nc}$	$\chi_{u,nc}$	$\mu = \chi_{u,nc} / \chi_{y,nc}$
P1	373.00	0.28	59.90	1.27E-05	3.61E-05	2.85
P4	458.00	0.34	64.80	1.43E-05	2.75E-05	1.93
P7	458.00	0.34	64.80	1.43E-05	2.75E-05	1.93
P10	353.20	0.26	59.90	1.27E-05	3.61E-05	2.85

Volendo ottenere per i pilastri un incremento di duttilità in curvatura $I_\chi = 4$ con la procedura proposta si ricava dalla (4.23) $f_{l,d} = 0.13$ e quindi dall'Eq. (1.11) un numero di strati n pari a 3.

La stessa procedura consente anche di affermare che il massimo incremento di duttilità $I_{\chi,max}$ ottenibile per ciascun pilastro dipende da ν in base all' Eq. (4.21) ed è pari a 7.6 per P1, 9.5 per P4 e P7 e 7.2 per P10.

Applicando la formulazione fornita dall'EC8 si ottiene, invece, per lo stesso incremento $I_\chi = 4$, ponendo $\epsilon_{cu} = 0.004$ e $\epsilon_{lu} = 0.60 \epsilon_{f,k} = 0.6 f_{f,k} / E_{FRP}$, si ottiene $f_{l,d} = 0.08$ e quindi dalla Eq. (1.11) un numero di strati n pari a 2.

Infine con la procedura proposta da Sheikh e Li, per $I_\chi = 4$ si ottiene dalla differenza $\mu_{\phi 80,in} = \mu_{\phi 80} - \mu_{\phi 80,con}$:

$$\mu_{\phi 80,in} = 4 \frac{\chi_{u,nc}}{\chi_{y,c}} - \frac{\chi_{u,nc}}{\chi_{y,nc}} \cong \frac{4\chi_{u,nc} - \chi_{u,nc}}{\chi_{y,nc}} = \frac{3\chi_{u,nc}}{\chi_{y,nc}} \quad (4.25)$$

nell'ipotesi di trascurare le leggere differenze tra le curvature allo snervamento del pilastro confinato e non confinato (cioè tra $\chi_{y,c}$ e $\chi_{y,nc}$ rispettivamente).

Dall' Eq. (4.2) si ricava che il numero di strati n è pari a 1.

I risultati sono posti a confronto nel grafico di figura 4.17, in cui si osserva che parità di incremento di duttilità desiderato, la procedura proposta comporta il maggior numero di strati di FRP.

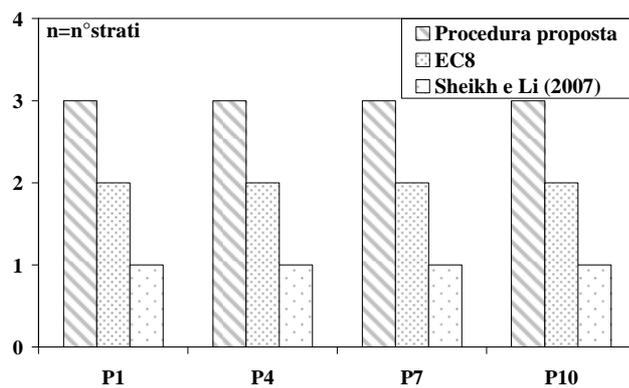


Fig.4.17 – Progetto del confinamento con FRP: confronto dei risultati

5. Conclusioni

Lo studio del confinamento con FRP di elementi strutturali in c.a. è stato trattato nel presente lavoro analizzando tre aspetti essenziali a fornire una comprensione quanto più possibile esaustiva delle caratteristiche dell'intervento e dei suoi effetti sul comportamento strutturale:

- lo studio del comportamento a livello di legame costitutivo della generica sezione in calcestruzzo confinata con FRP: in particolare l'incremento di resistenza e di deformazione ultima che la "fasciatura" in FRP comporta al sistema confinato;
- lo studio del comportamento dell'elemento strutturale "pilastro" confinato con FRP sotto azioni sismiche: la discussione è passata dall'esame del comportamento della sezione a quello del pilastro dove fenomeni globali, come ad esempio l'instabilità delle barre longitudinali, dipendenti dalle caratteristiche dell'elemento strutturale, non possono essere trascurati;
- la proposta di procedure analitiche per il progetto e la verifica degli interventi di confinamento .

Con riferimento al primo aspetto, dalla lettura dell'ampia bibliografia esistente, che ha consentito di costruire un data-base di quasi 500 prove di compressione assiale su provini di calcestruzzo confinati con tessuti in CFRP o in GFRP, si è visto che l'affidabilità dei modelli costituitivi per il calcestruzzo confinato è strettamente legata alla corretta definizione della pressione di confinamento efficace (*effective confining pressure*) applicata dal sistema in FRP sull'elemento in calcestruzzo.

La valutazione di tale parametro è influenzata da vari fattori, tra i quali:

- la deformazione ultima del sistema confinante;
- la forma della sezione .

Riguardo al primo parametro l'esame dei dati sperimentali ha evidenziato che al fine di stimare la pressione di confinamento effettivamente agente, il riferimento al valore medio delle deformazioni laterali può essere ragionevolmente assunto, a patto che le misure della deformazione siano effettuate in più punti distribuiti lungo il perimetro dell'elemento. Infatti la deformazione trasversale ε_{lu} , come noto più bassa della deformazione ultima a trazione del materiale composito ($\varepsilon_{f,k}$), ha una distribuzione non

uniforme lungo il perimetro della sezione (es. è più bassa nella zona di sovrapposizione del tessuto).

Essa inoltre risente del tipo di strumentazione utilizzata per la misura.

Infatti le misure ottenute con strain gauges, a differenza delle misure di spostamenti effettuate con LVDTs, sono misure locali che risentono della disuniforme deformazione del substrato in calcestruzzo e, nel caso di sistemi “wet lay up”, della sovrapposizione tra gli strati.

Inoltre è stato stimato che il valor medio del rapporto $\varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$ dipende dal tipo di fibra: i dati raccolti hanno fornito un valore medio di tale rapporto pari 0.61 per sistemi in carbonio; nel caso di sistemi in fibra di vetro, invece, i dati sono molto più dispersi ed il valor medio trovato, pari a 0.62, diviene conseguentemente meno rappresentativo.

Per quanto riguarda la forma della sezione è ben noto che nel caso di elementi a sezione rettangolare l'efficacia del confinamento è ridotta rispetto al caso di sezione circolare.

Tale fenomeno è modellato attraverso l'introduzione di un fattore riduttivo della pressione di confinamento, noto come “coefficiente di forma”. L'analisi delle numerose formulazioni teoriche esistenti per tale coefficiente e il confronto con i dati sperimentali raccolti ha palesato l'affidabilità di alcune di esse, come quella fornita da Lam e Teng o dal CNR-DT200.

La corretta definizione della pressione confinante ottenuta da un'attenta analisi degli aspetti esaminati è propedeutica ad una stima affidabile della resistenza e della deformazione del calcestruzzo confinato.

I dati sperimentali delle resistenze del calcestruzzo confinato e delle corrispondenti deformazioni relativi ai test su prismi e su cilindri sono stati rappresentati in funzione dei valori adimensionali della pressione di confinamento “nominale” e della pressione di confinamento “effettivamente agente”: l'una proporzionale al valore caratteristico della deformazione di rottura per trazione delle fibre $\varepsilon_{f,k}$; l'altra funzione del valore medio della deformazione laterale ε_{lu} del sistema in FRP in condizioni di incipiente collasso.

E' stato osservato che, specie per gli elementi cilindrici, quando le resistenze sono rappresentate in funzione della pressione nominale, i dati sperimentali presentano una maggiore dispersione; ciò conferma che la deformazione ultima a trazione delle fibre risulta sensibilmente diversa dalla deformazione laterale ultima esplicita dal sistema in FRP durante la prova.

I dati sperimentali sono stati adoperati anche per la validazione di formulazioni proposte in recenti documenti pre-normativi nazionali ed internazionali per la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP: si tratta in particolare delle linee guida edite dal CNR (documento DT200) e dal Comitato 440 dell'American Concrete Institute.

Il confronto tra i dati sperimentali e le relazioni analitiche ha mostrato che entrambi i documenti sovrastimano la resistenza del calcestruzzo confinato per valori medio-bassi della pressione efficace di confinamento ($f_1 < 40\% f_{c0}$), mentre ne forniscono una stima conservativa per valori più elevati.

Infine sono state ricavate relazioni analitiche della resistenza del calcestruzzo in funzione della pressione di confinamento interpolando i dati sperimentali attraverso una procedura di minimizzazione dello scarto quadratico medio.

Si è visto che le relazioni analitiche ottenute dipendono dalla forma della sezione più che dal tipo di FRP utilizzato per il confinamento. Le curve ottenute per provini cilindrici e prismatici sono molto simili a quelle fornite da Lam e Teng (2002, 2003).

Per quanto concerne la valutazione della capacità deformativa del calcestruzzo

compresso confinato, sono state analogamente calcolate curve di “best-fit” dei dati sperimentali che esprimono la deformazione a compressione ultima del calcestruzzo confinato in funzione della pressione di confinamento.

Le curve ricavate per provini con la stessa forma della sezione trasversale ma confinati con differenti tipi di FRP sono molto diverse tra loro.

Ciò conferma quanto Lam e Teng avevano affermato (2003): espressioni distinte della deformazione assiale ultima sono necessarie per differenti tipi di FRP a causa della forte dipendenza di tale grandezza dalla rigidità del sistema confinante. Tale influenza è molto più determinante per la deformazione ultima a compressione di quanto non lo sia per la resistenza.

Sulla base di queste considerazioni è stata proposta, infine, un’ulteriore relazione per la deformazione ultima a compressione del calcestruzzo confinato con FRP che considera esplicitamente la diversa incidenza del tipo di fibra adoperato. Rispetto al modello fornito dal DT200, la legge proposta riproduce più adeguatamente il trend sperimentale ottenendo stime decisamente meno conservative della deformazione ultima.

Con riferimento allo studio del comportamento dell’elemento strutturale “colonna” confinato con FRP sotto azioni sismiche, una rivisitazione generale degli studi sperimentali finora condotti ha mostrato che esso varia molto in funzione di un’ampia gamma di parametri in gioco, tra cui i più determinanti sicuramente sono:

- a) caratteristiche del confinamento in FRP (natura del materiale, tipo di applicazione, tipo di tessuto, ecc.);
- b) livello di sforzo assiale applicato;
- c) caratteristiche geometriche dell’elemento confinato;
- d) tipo di armatura (barre lisce o ad aderenza) e dettagli costruttivi (ancoraggi terminali delle barre, ecc.)
- e) presenza di danneggiamento della colonna,
- f) *ecc.*

Si riportano di seguito le principali considerazioni scaturite dall’analisi dei risultati di alcune delle campagne sperimentali descritte in letteratura:

- l’intervento di confinamento, oltre ad incrementi di resistenza più o meno modesti a seconda del livello di carico assiale applicato, determina un incremento di duttilità rispetto agli elementi non confinati;
- strettamente connesso con l’incremento di duttilità è l’incremento di dissipazione energetica dovuto alla presenza della fasciatura in FRP;
- nel caso di pilastri confinati con FRP si è osservato, nella maggior parte dei casi una lunghezza della cerniera plastica più estesa rispetto a quella prodotta dal confinamento con staffe;
- l’efficacia del confinamento dipende dalla resistenza a trazione del tessuto e dalla rigidità della fasciatura; pertanto cambiare il tipo di FRP a parità di rigidità del sistema confinante conduce approssimativamente alla stessa performance; inoltre è stato visto che l’aumento dell’ammontare di FRP oltre un certo numero di strati, non apporta ulteriori miglioramenti nella performance dell’elemento (Bousias et al., 2004).
- l’esecuzione a regola d’arte dell’intervento è importante ai fini dell’efficacia dello stesso;
- la scelta del tipo di tessuto utilizzato è determinante per l’efficacia dell’intervento: tessuti monoassiali sono adatti per il confinamento di elementi compressi; tessuti bidirezionali (50% di fibre in direzione ordito e 50% di fibre

in direzione trama) sono particolarmente adatti in quei casi in cui esistono due direzioni principali di trazione: caso tipico è quello del placcaggio di un nodo trave-pilastro per il rinforzo in campo antisismico;

- l'incremento di carico assiale agente su un pilastro confinato comporta un incremento di resistenza ma una riduzione del drift massimo e quindi della duttilità; tale effetto indesiderato è indipendente dal tipo di FRP utilizzato o dalla forma della sezione trasversale dell'elemento;
- l'effetto del confinamento è uniformemente distribuito su tutta la sezione per colonne con sezioni circolari; in presenza di sezioni rettangolari l'efficacia del confinamento è significativa solo su di una parte ridotta della sezione (il cd. concrete core) secondo il ben noto effetto arco;
- l'effetto del confinamento è tanto più evidente in presenza di colonne armate con barre ad aderenza rispetto a quelle armate con barre lisce;
- le modalità di collasso risentono del tipo di armatura e di alcuni dettagli costruttivi, come la presenza di angolari metallici ancorati o meno al plinto di base o di armature con ancoraggi ad uncino: nel caso di elementi armati con barre lisce e confinati con FRP è stato osservato in genere un collasso caratterizzato dalla formazione di ampie fessure di base ed una rottura del sistema confinante in FRP al piede della colonna per valori molto elevati del drift; una maggiore diffusione della fessurazione ed una minore ampiezza della fessura di base è stata osservata, invece, per pilastri armati con barre ad aderenza migliorata;
- con riferimento all'uso di tessuti in FRP per riparare e rinforzare pilastri danneggiati è innanzitutto emerso che per valori di compressione assiale consistenti il danneggiamento subito da un "elemento pilastro" non consente, nonostante il confinamento con FRP, un completo recupero dei valori di rigidità iniziali, neppure in corrispondenza dei livelli deformativi elevati; viceversa, nel caso di valori di compressione assiale modesti, le rigidità dei campioni riparati possono superare quelle del corrispondente campione integro dopo diversi cicli di carico;
- la validità e l'efficacia di un intervento di confinamento in FRP nel recupero della funzionalità statica e delle capacità meccaniche di elementi di una struttura danneggiata da un evento sismico, è strettamente subordinata ad un buon intervento riparativo a monte dell'applicazione del tessuto che deve prevedere oltre a trattamenti superficiali che consentano l'applicazione del tessuto stesso, anche la riparazione dei danni subiti dal pilastro come delle fessure nel calcestruzzo. In assenza di tali interventi riparativi, il substrato di calcestruzzo, sottoposto dopo l'applicazione dell'FRP a carichi ciclici, parte da deformazioni permanenti avanzate e raggiunge le deformazioni di rottura prima di attivare il rinforzo esterno in FRP. In tal caso, l'elemento strutturale non risente dei benefici del confinamento ed esibisce rapide perdite di resistenza e di capacità deformativa.

La comprensione delle evidenze sperimentali è alla base dell'elaborazione di accurate metodologie di progetto dell'intervento di confinamento.

L'ultimo capitolo della tesi descrive una procedura analitica per la costruzione di domini di progetto adimensionali $v-\mu$ e di curve adimensionali sforzo normale-curvatura ultima.

Partendo dalle espressioni introdotte con tale procedura gli autori hanno tratto alcune

considerazioni in merito agli incrementi di resistenza e di duttilità indotti dal confinamento. In particolare, essi dipendono dalla rigidità del sistema confinante e dal carico assiale applicato. Per valori del carico assiale $v < 0.5$, ovvero valori molto diffusi nelle pratiche applicazioni, gli incrementi di resistenza sono molto ridotti, mentre significativi sono gli incrementi di duttilità.

È stata infine implementata una metodologia di progetto degli interventi di confinamento con FRP che si basa sull'incremento di duttilità richiesto all'intervento.

Tale procedura evidenzia che in funzione dello sforzo normale agente sull'elemento considerato è possibile determinare un valore massimo dell'incremento di duttilità in curvatura ottenibile con il confinamento, in corrispondenza di un preciso valore della pressione confinante: ulteriori incrementi della stessa non produrrebbero ulteriori incrementi di duttilità del pilastro.

La procedura è stata confrontata con altre reperibili in letteratura, in particolare quella fornita dall'EC8 e la metodologia proposta da Sheikh e Li.

Tali procedure sono state utilizzate per il progetto dell'intervento di confinamento di alcuni pilastri di una struttura esistente progettata per soli carichi verticali. Si è osservato che la procedura proposta dagli autori comporta, a parità di incremento di duttilità desiderato, il maggior numero di strati di FRP.

Bibliografia

- Ahmad, S. H., Khaloo, A. R., and Irshaid, A., (1991). "Behavior of concrete spirally confined by fiberglass filaments". *Mag. Concrete Res.*, 43 (156): 143–148.
- American Concrete Institute. (ACI). (1999). "Building code requirements for structural concrete" *ACI 318-99*, Farmington Hills, Mich.
- American Concrete Institute. (ACI). (2002). "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures" *ACI 440.2R-02*, Farmington Hills, Mich.
- Aire, C., Gettu, R., Casas, J.R., (2001). Study of the compressive behaviour of concrete confined by fiber reinforced composites. *Proc. of the Int. Conf. "Composites in Constructions"*, Lisse, NL. Balkema Publishers: 239–243.
- Arduini, M., Di Tommaso, A., Manfroni, O., Ferrari, S., Romagnolo, M., (1999). "Il confinamento passivo di elementi compressi in calcestruzzo con fogli di materiale composito". *Industria Italiana del Cemento* 1999; 1:836-41.
- Bencardino, F., Colotti, V., Spadea, G., e Totano, N. (2002). "Axial load-flexural moment interaction in RC columns with bonded FRP materials", *Atti del convegno "Structural Composites for Infrastructure Applications"*, Assuan, Egitto.
- Berthet, J.F., Ferrier, E., Hamelin, P., (2005). Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets. Part A: experimental study. *J. Construction and building materials, ELSEVIER*:19, pp. 223-232.
- Bortolotti, L., Lai, S., Carta, S., Cireddu, D., (1999). Comportamento a carico assiale di conglomerati ad alta resistenza confinati con tessuto di fibra di carbonio. *Atti delle Giornate AICAP 99*:1:5-14.
- Bousias, S.N., Triantafillou, T.C., Fardis, M.N., Spathis, L., O'Regan, B.A. (2004). "Fiber-reinforced polymer retrofitting of rectangular reinforced concrete columns with or without corrosion", *ACI Structural Journal*, 101(4).
- Bresler, B. (1960). "Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending" *ACI J.*, 57(5), Farmington Hills, Mi., 481-490.
- Bullo, S. (2003). "Experimental study of the effects of the ultimate strain of fiber reinforced plastic jackets on the behaviour of confined concrete". *Proc. of the Int. Conf. on "Composites in Constructions"*, Rende.
- Campione, G. e Miraglia, N. (2003). "Strength and strain capacity of concrete compression members reinforced with FRP", *Cement and Concrete Composites*, 25:31-41.
- Canadian Standards Association. (CSA). (1994). "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers". *CSA A.23.3*, Rexdale, Ontario, Canada.

-
- Canadian Standards Association. (CSA). (2002). "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers". *CSA-S806*, Rexdale, Ontario, Canada.
- Chaallal, O., e Shahawy, M. (2000). "Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column under Combined Axial-Flexural Loading", *ACI Struct. J.*, 97(4), pp. 659-668.
- Chaallal, O., Asce, M., Shahawy, M., Hassan, M. (2003). "Performance of axially loaded short rectangular columns strengthened with carbon fiber-reinforced polymer wrapping", *J. of Composites for Construction*, ASCE 7(3), 200-208.
- Chun, S., e Park, H. (2002). "Load carrying capacity and ductility of RC columns confined by carbon fiber reinforced polymers"
- Concrete Society. (2004). "Design Guidance for Strengthening Concrete Structures using Fibre Composite Material". *Technical Report 55*, Crowthorne, UK.
- Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR). (2004). "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati" *CNR-DT 200/2004*. Roma, Italia.
- Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M., (2002). "Seismic assessment of gravity load designed r.c.frames:critical issues in structural modeling . *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6Special Issue 1-
- Nazionale delle Ricerche (CNR). (2004). "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati" *CNR-DT 200/2004*. Roma, Italia.
- De Lorenzis, L., Micelli, F., La Tegola, A., (2002). "Influence of specimen size and resin type on the behavior of FRP-confined concrete cylinders". *Advanced Polymer Composites for Structural Applications in Construction, Proc. of the 1st Int. Conf.*, London, UK: Thomas Telford:231-239.
- De Lorenzis, L., Tepfers, R. (2003). "Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with fiber reinforced polymer composites" *J Compos Constr* , 7(3): 219-37.
- Di Ludovico, M., Lignola, G.P., Prota, A., Cosenza E. (2007). "Analisi non lineare di sezioni in c.a. soggette a pressoflessione deviata". *Atti del XII Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia*, Pisa, Italia.
- Demers, M., Neale, WK., (1999). "Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets—an experimental study". *Can. J. Civ Eng*;26:226-41.
- Di Nardo, A., Faella, C., Realfonzo, R. (2006). "A design procedure of FRP confining systems for upgrade R/C columns", *Proceedings of the 3rd Int.al Conference "FRP Composites in Civil Engineering"*, CICE 2006, Miami, Florida, USA.
- Di Nardo, A., Faella, C., Realfonzo, R., (2007a). "Confinamento di elementi in calcestruzzo mediante sistemi realizzati con materiali polimerici fibro-rinforzati" *Atti del XXIV Convegno Nazionale AICAP*, Salerno, Italia.
- Di Nardo, A., Faella, C., Realfonzo, R., (2007b) "N-M interaction curves of FRP R/C columns" *Proc. VIII Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, Patrasso, Grecia.
- Di Nardo, A., Faella, C., Realfonzo, R., Salerno, N., (2007c). "Modellazione del calcestruzzo confinato con FRP", *Atti del XII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa, Italia.
- Di Nardo, A., Spadea, G., (2010) "Rinforzo/adequamento di strutture in cemento armato: progetto di interventi di confinamento con FRP", *Atti del XXXIX Convegno Nazionale*

-
- AIAS, Maratea, Italia.
- European Committee for Standardization (CEN). (2001). "Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings", *European Standard, 1992-1*, Brussels, Belgium, 2001.
- European Committee for Standardization (CEN). (2004). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3", *European Standard, 1998-3*, Brussels, Belgium.
- Fabbrocino, G., Verderam, G.M., (2002). "Alcune osservazioni sulla risposta locale di telai in cemento armato con barre lisce", *Giornate AICAP 2002*; Bologna.
- Faella, C., e Realfonzo, R. (2002). "Legami costitutivi del calcestruzzo confinato con FRP", *Atti del V Workshop Italiano sulle Strutture Composte*, Salerno, Italia.
- Faella, C., Realfonzo, R., Salerno, N. (2004a) "N-M interaction curves of concrete elements confined with FRP systems", Proc. of the International Conference of Restoration, Recycling and Rejuvenation Technology for Engineering and Architecture Application, Cesena, Italia.
- Faella, C., Realfonzo, R., Salerno, N. (2004b). "FRP-confined concrete constitutive relationships", *The Second International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE)*, Adelaide, Australia
- Faella, C., Realfonzo, R., Salerno, N., (2005). R/C elements confined by FRP. *Seismic engineering for concrete structures-Italian perspective*, ACI Spring Convention, NY, USA.
- Faella, C., Iannone, F., Napoli, A., Realfonzo, R., Rizzano G, Cersosimo, G., (2006a)."Comportamento ciclico di pilastri in c.a. rinforzati con impiego di FRP". *XVI Convegno CTE*, Parma, Italia.
- Faella, C., Napoli, A., Realfonzo, R, Rizzano G. (2006b) "Seismic behaviour of square R/C columns confined with FRP". *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Ginevra, Svizzera.
- Faella, C., Realfonzo, R, Rizzano G. (2006c), "Experimental behaviour of R/C columns confined by FRP", *Proceedings of the Second International fib Congress*, Napoli, Italia.
- Faella, C., Napoli, A., Realfonzo, R. (2007a). "Comportamento a presso flessione di pilastri in c.a. confinati con FRP: un confronto numerico-sperimentale". *Atti delle Giornate AICAP 2007*, Salerno, Italia.
- Faella, C., Napoli, A., Realfonzo, R, Rizzano G. (2007b) "On the available ductility of R/C columns strengthened with FRP systems: experimental vs numerical evaluation" *Atti dell' VIII Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, Patrasso, Grecia
- Faella, C., Napoli, A., Realfonzo, R, Rizzano G. (2007c) "Pilastri in c.a. confinati con FRP: risultati sperimentali" *Atti del Workshop Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture*, Salerno, Italia.
- Fardis, M.N. e Khalili, H. (1981) *Concrete Encased in Fiberglass-Reinforced Plastic*, ACI J., 78(6), pp. 440-446.
- Fardis, M.N. e Khalili, H. (1982). "FRP-encased concrete as a structural material" *Mag Concr Res*, 34(122):191 –202.
- Fédération internationale du béton (*fib*). (2001). "Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures". *Bulletin no. 14, Technical Report*, Lausanne, Switzerland.
- Ghosh, K.K., Sheikh, S.A. (2002) "Seismic upgrade with CFRP of RC columns containing lap spliced rebars in plastic hinge regions". Research report. Ontario (Canada): Dept of Civ Eng, Univ of Toronto.
- Harmon, T.G., and Slattery, K.T., (1992). "Advanced composite confinement of

-
- concrete". *1st Int. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Sherbrooke, Québec, Canada, 29-306.
- Harries, K. A., Carey, S. A. (2003). "Behavior and modeling of concrete subject to variable confining pressure." *ACI Mater. J.*, 99(2), 180–189.
- Harries, K. A., Kharel, G. (2002). "Shape and "gap" effects on the behaviour of variably confined concrete" *Elsevier Cement and Concrete Research*, 33(2003) 881-890.
- Hosseini, A., Khaloo, A.R., Fadaee, S. (2005). "Seismic performance of high-strength concrete square columns confined with carbon fibre reinforced polymers (CFRP). *Can J Civ Eng* ;32(3):569–78.
- Howie, I., and Karbhari, V. M., (1994). "Effect of materials architecture on strengthening efficiency of composite wraps for deteriorating columns in the North-East". *Infrastructure: New Materials and Methods of Repair, Proc., 3rd Materials Engineering Conference*, K. D. Basham, ed., Material Engineering Division, ASCE, 199–206.
- Iacobucci, R.D., Sheikh, S.A., e Bayrak, O. (2003). "Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance", *ACI Structural Journal*, 100(6).
- Ignatowski, P., Kaminska, M.E. (2003). "Concrete confinement with CFRP", *Composites in Constructions*, Bruno et al (eds), 361-366.
- Karabinis , A., I., Rousakis, T.C., 2001. Carbon F.R.P. confined concrete elements under axial load. "Proceedings of the 3rd International Conference "FRP Composites in Civil Engineering", CICE 2001, Hong Kong, 2001.
- Karbhari, V.M. e Gao, Y. (1997). "Composite jacketed concrete under uniaxial compression – verification of simple design equations" *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 9 (4), 185-193.
- Kestner, J., Harries, K. A, Pessiki, S.P., Suase, R., Ricles, J.M., (1997). "Rehabilitation of reinforced Concrete Using Fiber Reinforced Polymer Composite Jackets" *Lehigh University ATLSS Report No.97-07*, July 1997, pp. 12-13.
- Kono, S., Inazumi, M., and Kaku, T. (1998). Evaluation of confining effects of CFRP sheets on reinforced concrete members. *Proceedings of "ICCI '98"*, Tucson, Ariz., 343-355.
- Lam, L. e Teng, J.G. (2002). "Strength models for Fiber-Reinforced Plastic-confined concrete". *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128 (5), 612-623.
- Lam, L., e Teng, J. (2003a). "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP Confined Concrete." *Constr. Build. Mater.*, 17(6-7), 471-489.
- Lam, L., e Teng, J. (2003b). "Design-oriented stress-strain model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns" *J of Reinforced Plastics and Composites*, 22(13), 1149-1186.
- Lam, L., e Teng, J.G. (2004). "Ultimate condition of fiber reinforced polymer confined concrete". *ASCE J Compos Const*, 8(6):539–48
- Lam, L., Teng, J.G., Chung, C.H., Xiao, Y. (2006), "FRP-confined concrete under axial cyclic compression". *Cement & Concrete Composite J.* 28(2006) 949-958.
- L'Heremite, R.L., Bresson J. (1967) "Béton armé par collage des armatures", *Rilem Int. Symposium on Synthetic Resins in Bulding Construction*, Paris.
- Li, G., (2006). "Experimental study of FRP confined concrete cylinders". *J Engineering Structures* ELSEVIER:28; 1001-1008.
- Mandal, S., Hoskin, A., Fam, A., (2005). "Influence of concrete strength on confinement effectiveness of Fiber-reinforced Polymer circular jackets". *ACI Structural Journal*, 2005;102(3):383-392.
- Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model

-
- for Confined Concrete.” *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804-1826.
- Matthys, S., Taerwe, L., Audenaert, K., (1999). Tests on axially loaded concrete columns confined by fiber reinforced polymer sheet wrapping. In: Dolan CW, Rizkalla SH, and Nanni SH, editors, *Proc. of the Fourth Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, SP-188, Farmington, Michigan, USA: 217–229.
- Mayes, R.L., e Clough, R.W. (1975) “State of the Art in Seismic Strength of Masonry – An Evaluation and Review, EERC Report, Berkley, No. 21, California, USA.
- Memon, M.S., Sheikh, S.A. (2002) “Seismic behaviour of square concrete columns retrofitted with glass fibre-reinforced polymers”. Research report. Ontario(Canada): Dept of Civ Eng, Univ of Toronto.
- Memon, M.S., Sheikh, S.A. (2005) , "Seismic resistance of square concrete columns retrofitted with glass fiber-reinforced polymer”, *ACI Structural Journal*, 102 (5)
- Micelli, F., Myers, J.J., Murthy, S., (2001). “Effect of environmental cycles on concrete cylinders confined with FRP”. In: Figueiras J, Juvandes L, Faria R, Marques AT, Ferreira A, Barros J, Appleton J, editors, *Composites in Constructions, Proc. of the Int. Conf.*, Lisse, The Netherlands: A.A. Balkema Publishers:317–322.
- Min.LL.PP, DM 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 29.
- Mirmiran, A, Shahawy, M. (1997). “Behaviour of concrete columns confined by fiber composites” *ASCE J. Struct Eng.*, 123(5): 583-90.
- Mirmiran, A, Shahawy, M, Samaan, M, El Echary, H. (1998). “Effect of column parameters on FRP-confined concrete”. *ASCE J Compos Constr.*, 2(4): 143-50.
- Miyauchi, K., Nishbayashi, S., and Inoue, S., (1997). “Estimation of strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column”. *Proc., 3rd Int. Symp. (FRPRCS-3) on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, 217–224.
- Monti, G., Alessandri, S. (2006). “Assessment of RC columns under combined biaxial bending and axial load”, *Atti del II Convegno Internazionale fib*, Napoli, Italia.
- Nanni, A., and Bradford, N. M., (1995). “FRP jacketed concrete under uniaxial compression”. *J. Construction and Building Materials ELSEVIER*, 9(2): 115–124.
- Nanni, A. and Norris, M., (1995) “FRP Jacketed Concrete under Flexure and Combined Flexure-Compression”, *Constr. Build. Mater.*, 9(5), pp. 273-281.
- Nudo, R., e Capani, F. (2007). “Indagine Sperimentale sulla Risposta inelastica di Elementi in C.A. Riparati con Tessuti in Fibra di Carbonio”, *Atti del XII Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia*, Pisa, Italia.
- Ordinanza n. 3431, 3 maggio 2005 “Criteri Generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Ordinanza n. 3274, 20 marzo 2003 “Primi elementi per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica – Gazzetta Ufficiale del 05/08/2003.
- Pantazopoulou, S. J., e Mills, R. H. (1995). “Microstructural Aspects of the Mechanical Response of Plain Concrete.” *ACI Mater. J.*, 92, (6), 605–616.
- Parvin, A., Wang, W. (2001). “Behavior of FRP jacketed concrete columns under eccentric loading” *J. Composites for Construction*, ASCE 5(3), 146-152.
- Pessiki, S, Harries, K.A., Kestner, J.T., Sause, R., Ricles, J. M. (2001) “Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets”. *ASCE J Compos Constr.*, 5(4):237 –45.
- Picher, F. , Rochette, P., and Labossière, P., (1996). “Confinement of concrete cylinders

-
- with CFRP". *Proc., ICCI '96*, Tucson, Arizona: 829-841.
- Popovics, S. (1973). "Numerical approach to the complete stress-strain relation for concrete", *Cement and Concrete Res.*, Vol.3(5), 583-599
- Priestley, M., Seible, F., e Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York.
- Purba, B.K. e Mufti A.A. (1999) "Investigation of the behavior of circular concrete columns reinforced with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) jackets". *Can J Civ Eng*, 26:590 –6.
- Restrepol, J. I., e De Vino, B. (1996). "Enhancement of the Axial Load Carrying Capacity of Reinforced Concrete Columns by Means of Fiberglass-Epoxy Jacket." *Second International Conference Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-2)*, M. M. El-Badry, ed., Quebec, Canada, 547-553.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A., e Brown, R.L. (1928). "A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses." *Engineering Experimental Station Bulletin No. 185*, Univ. of Illinois, Urbana, IL, USA.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A. e Brown, R.L. (1929). "The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression". *Engineering experimental station, Bull. 190*, Univ. of Illinois, Urbana, USA
- Rocca, S., Galati N., Nanni, A. (2006). "Large-Size Reinforced concrete Columns Strengthened with Carbon FRP: Validation of Existing Design Guidelines" *Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006)*, Miami, Florida, USA. (controllare se c'è pubblicazione su ACI)
- Rocca, S., Galati N., Nanni, A. (2008). "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections" *ASCE J.Compos. Constr.*, 12(1), 81 - 92.
- Rocca, S., Galati, N., e Nanni, A. (2009). "Interaction diagram methodology for design of FRP confined reinforced concrete columns", *Construction and Building Materials* 23(2009) 1508–1520
- Rochette, P., Labossiere, P. (2000). "Axial testing of rectangular column models confined with composites". *ASCE J Compos Constr*, 4(3): 129–36.
- Rousakis, T. (2001). "Experimental investigation of concrete cylinders confined by carbon FRP sheets, under monotonic and cyclic axial compressive load". *Research Report*, Chalmers University of Technology , Göteborg, Sweden.
- Rousakis, T., You, C., De Lorenzis, L., Tamuzs, V., Tepfers, R., (2003a). "Concrete cylinders confined by carbon FRP sheets subjected to monotonic and cyclic axial compressive load". In: Tan KH, editor. *Proceedings of FRPRCS-6 Symposium*, Singapore.
- Rousakis, T., You, C., De Lorenzis, L., Tamuzs, V., Tepfers, R., (2003b). Concrete cylinders confined by prestressed carbon FRP filament winding, subjected to monotonic and cyclic axial compressive load. In: Tan KH, editor. *Proc. of FRPRCS-6 Symp.*, Singapore
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., e Li, M. W. (1994). "Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps" *ACI Struct. J.*, 91(Lug-Ago), 434-447.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R., Jin, L. (1997) "Repair of earthquake-damaged RC columns with FRP wraps". *ACI Struct J*;94(2):206–15.
- Saafi, M., Toutanji, H.A. e Li, Z. (1999). "Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes". *ACI Materials Journal*, 96 (4), 500-509.

-
- Saatcioglu, M., and Razvi, S.R. (1992). "Strength and Ductility of Confined Concrete." *ASCE J. Struct. Eng.*, 118(6), 1590-1607.
- Samaan, M, Mirmiran, A, Shahawy, M. (1998). "Model of concrete confined by fiber composite" *ASCE J Struct Eng.*, 124(9): 1025-31.
- Shahawy M, Mirmiran A, Beitelman T. (2000). "Tests and modelling of carbon wrapped concrete columns" *Compos Part B*;31:471-80.
- Shehata, I.A.E.M., Carneiro, L.A.V., Shehata, L.C.D. (2002). "Strength of short concrete columns confined with CFRP sheet", *Material and Structures*, 35(1), 50-58.
- Sheikh, S.A., e Khoury, S.S. (1997). "A Performance-Based Approach for the Design of Confining Steel in Tied Columns" *ACI Structural J.*, 94(4) 421-431.
- Sheikh, S.A., e Li ,Y. (2007). "Design of FRP confinement for square concrete columns" *Engineering Structure*, 29 (2007) 1074–1083
- Silva, M. A.G., Rodrigues, C.C., (2006). Size and relative stiffness effects on compressive failure of concrete columns wrapped with glass FRP. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*; 18(3): 334-342.
- Spoelstra, M. R., e Monti, G. (1999). "FRP-Confined Concrete Model." *ASCE J.Compos. Constr.*, 3(3), 143-150.
- Suase, R., Harries, K.A., Walkup, S.L., Pessiki, S., Ricles, J.M. (2004). "Flexural behaviour of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets", *ACI Structural Journal*, 101(5).
- Suter, R., Pinzelli, R. (2001). "Confinement of concrete columns with FRP sheets", *Proc. Fifth FRPRCS*, pp. 793-802, Cambridge, U.K. Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., Lam, L. (2002). *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Sons, West Sussex, UK.
- Thériault, M., Neale, K. W., Asce, M., Claude, S., (2004). Fiber-reinforced polymer-confined circular concrete columns: investigation of size and slenderness effects. *Journal of Composites for Construction, ASCE*; 8(4):323–331.
- Toutanji, H.A. (1999). "Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets". *ACI Materials Journal*, 96 (3), 397-404.
- Verderame, G.M., Manfredi G., Fabbrocino, G., (2004). "Capacità sismica di elementi in calcestruzzo armato con barre lisce", *Atti del XI Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia*, Genova, Italia.
- Verderame, G.M., Mariniello, C., Manfredi G., Fabbrocino, G., (2007). "I meccanismi deformativi di colonne in c.a. con barre lisce: un confronto teorico-sperimentale", *Atti del XII Convegno ANIDIS L'ingegneria sismica in Italia*, Pisa, Italia.
- Wang, L.M., Wu, Y.F., (2007). "Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: Test". *Engineering Structures (2007)*.
- Wang, Y.C., Restrepo, J.I. (2001). "Investigation of Concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass-fiber reinforced polymer jackets". *ACI Struct J* ; 98(3):377-85.
- Watanabe, K., Nakamura, H., Honda, T., Toyoshima, M., Iso, M., Fujimaki, T, et al., (1997). Confinement effect of FRP sheet on strength and ductility of concrete cylinders under uniaxial compression. In: *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proc. of the 3rd International Symposium*; vol. 1, Sapporo, Japan: JCI: 233–240
- Xiao, Y., Wu, H., (2000). "Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets" *ASCE J Mater Civ Eng*, 12(2):139 –46.
- Xiao, Y., Wu, H. (2001). "Concrete stub columns confined by various types of FRP

jackets”, *Proc. of the Conf. on FRP Composites in Civil Engineering, CICE*, Hong Kong.

Yan, Z., Pantelides, C.P., Reavely, L.D., (2006). “Fiber-reinforced Polymer jacketed and shape-modified compression members: I-experimental behaviour”. *ACI Structural Journal*; 103(6):885-893.

Appendice

Questa Appendice raccoglie la simbologia adottata nella trattazione:

- α_f angolo di inclinazione delle fibra rispetto alla sezione trasversale dell'elemento nel caso di disposizione delle stesse ad elica;
- A_g area della sezione trasversale ($b \cdot h - (4 \cdot \pi) R_c^2$)
- A_e area della regione effettivamente confinata
- b dimensione minore di una sezione trasversale non circolare;
- b_f altezza della generica striscia di FRP nel caso di confinamento discontinuo
- C_E fattore di riduzione ambientale funzione delle condizioni di esposizione, del tipo di fibra e di resina (ACI, CNR);
- C_j rigidezza del sistema confinante:
- $$C_j = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot E_f}{D} \text{ per sezione circolare}$$
- $$C_j = \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot (b + h)}{b \cdot h} \text{ per sezione non circolare}$$
- D diametro della sezione trasversale circolare, dimensione minima della sezione trasversale di un elemento prismatico (CSA), diametro della colonna circolare equivalente (Concrete Society) = $\sqrt{b^2 + h^2}$
- E indicatore di energia dissipata
- E_c modulo di Young del calcestruzzo;
- E_f modulo di Young del tessuto in FRP nella direzione delle fibre;
- E_t pendenza del tratto lineare della curva tensione-deformazione (CNR, Concrete Society)
- E_{sec} modulo secante del calcestruzzo (Concrete Society) = f_{c0}/ϵ_{c0} ;
- $E_{c,sec}$ modulo elastico secante del calcestruzzo confinato (Popovics) = f_{cc}/ϵ_{cc}
- e_i area racchiusa dall'i-esimo ciclo di isteresi M- ϕ
- ϵ_{c0} deformazione assiale del calcestruzzo non confinato;
- ϵ_{cc} deformazione assiale del calcestruzzo confinato con FRP misurata in corrispondenza della resistenza f_{cc}
- ϵ_{ccu} deformazione assiale ultima del calcestruzzo confinato con FRP
- $\epsilon_{f,k}$ valore caratteristico della deformazione ultima dell'FRP valutata da test di trazione
- ϵ_{lu} il valore medio della deformazione laterale del sistema confinante, valutato in condizioni di collasso

ε_{su}	deformazione ultima dell'acciaio
ε_l	il valore medio della deformazione laterale del sistema confinante
$\varepsilon_{fd,rid}$	valore opportunamente ridotto della deformazione ultima dell'FRP $\varepsilon_{f,k}$ (CNR)
f_{cu}^*	resistenza a compressione del calcestruzzo caratteristica determinata su provini cubici standard $= f_{c0}/0.8$
f_{c0}	resistenza media a compressione del calcestruzzo non confinato determinata da provini cilindrici standard;
f_{cc}	resistenza del calcestruzzo confinato con FRP;
f_{ccd}	resistenza di progetto del calcestruzzo confinato con FRP;
f_{cd}	la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato;
f_l	massima pressione di confinamento "nominale" esercitata dal sistema in FRP, ovvero il suo valore è definito sulla base della deformazione a trazione ultima dell'FRP: $f_{l,a} = k_H \cdot \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} \cdot \varepsilon_{f,k}$ (per elementi cilindrici $k_H = 1$);
$f_{l,a}$	massima pressione di confinamento "efficace" esercitata dal sistema in FRP, ovvero il suo valore è definito sulla base della deformazione laterale effettiva del sistema confinante in condizioni di collasso: $f_{l,a} = K_H \cdot \frac{n \cdot t_j \cdot E_f \cdot (b+h)}{b \cdot h} \cdot \varepsilon_{lu}$ (Lam e Teng);
$f_{l,d}$	valore adimensionale della pressione "efficace" $f_{l,eff}$, dato dal rapporto tra la tensione laterale efficace prodotta dal sistema in FRP ($f_{l,eff}$) e la resistenza f_{cd}
$f_{l,eff}$	pressione laterale di confinamento "efficace" diversamente definita dalle varie linee guida (usata a scopi di progetto);
f_{su}	tensione di trazione ultima dell'acciaio;
f_{sy}	tensione di snervamento dell'acciaio;
f_{lu}	tensione di trazione massima del sistema confinante in FRP in condizioni di collasso
$f_{f,k}$	resistenza del tessuto in FRP valutata da test di trazione
ϕ	fattore di riduzione della resistenza (ACI)
γ_c	coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo;
γ_{nm}	coefficiente di sicurezza parziale aggiuntivo funzione del tipo di sistema e metodo di applicazione o manifattura (Concrete Society);
γ_f	coefficiente di sicurezza parziale per l'FRP;
γ_E	coefficiente di sicurezza parziale per il modulo di elasticità dell'FRP (Concrete Society)
γ_ε	coefficiente di sicurezza parziale per la deformazione dell'FRP (Concrete Society)
γ_s	coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio;
γ_{Rd}	fattori di riduzione della resistenza funzione del modello meccanico considerato (CNR)
H	altezza del provino o del pilastro
$H_{max,i}^+$	massimo carico orizzontale nel semiciclo di carico positivo
$H_{max,i}^-$	massimo carico orizzontale nel semiciclo di carico negativo
h	dimensione maggiore di una sezione trasversale non circolare;
I_χ	fattore di duttilità in curvatura
η_l	fattore addizionale di riduzione della resistenza per FRP <1 funzione degli effetti di lunga durata, del tipo di fibra e di resina (CNR)

k_v	coefficiente di efficienza del confinamento che tiene conto delle modalità di applicazione del confinamento, ovvero se la fasciatura è continua (=1) o discontinua (<1). Il CNR lo definisce coefficiente di efficienza verticale (<i>fib</i> , CNR);
k_{eff}	coefficiente di efficienza del confinamento introdotto dal CNR-DT200e dato da $k_{eff} = k_h \cdot k_v \cdot k_\alpha \leq 1$ (CNR)
k_l	parametro di confinamento introdotto da CSA e pari a $6.7(k_H f_1)^{-0.17}$
$k_{m,i}$	rigidezza del pilastro valutata in corrispondenza dell'i-esimo ciclo
k_H	“coefficiente di forma”, è un coefficiente di efficienza del confinamento che tiene conto della geometria della sezione trasversale = 1 per sezione circolare (CNR, ACI, CSA)
k_α	coefficiente di efficienza del confinamento che tiene conto dell'inclinazione delle fibre rispetto alla sezione trasversale dell'elemento.
L_f	lunghezza della zona danneggiata lungo il pilastro
$\lambda = \frac{d\varepsilon_1}{d\varepsilon_c}$	modulo di Poisson tangente del calcestruzzo confinato
λ_{max}	valore di picco del modulo di Poisson tangente del calcestruzzo confinato
λ_u	valore asintotico del modulo di Poisson tangente del calcestruzzo confinato in genere superiore a ν_0 .
μ_ϕ	fattore di duttilità in curvatura
n	numero di strati di tessuto utilizzati per confinare il provino;
N_ϕ	rapporto di duttilità cumulata
ν_0	modulo di Poisson del calcestruzzo non confinato
P_0	capacità di carico assiale
R_c	raggio di curvatura degli spigoli;
ρ_f	percentuale geometrica del rinforzo $\rho_f = \frac{4 \cdot n \cdot t_j}{D}$ per sezione non circolare $\rho_f = \frac{2 \cdot n \cdot t_j \cdot (b+h)}{b \cdot h}$ per sezione non circolare
s_{maxi}^+	valore di spostamento corrispondente al massimo carico orizzontale nel semiciclo di carico positivo
s_{maxi}^-	valore di spostamento corrispondente al massimo carico orizzontale nel semiciclo di carico negativo
t_j	spessore del singolo strato di tessuto di FRP;
ψ_f	fattore addizionale di riduzione della resistenza per FRP (ACI)

Indice

INTRODUZIONE	3
1. L'UTILIZZO DI MATERIALI COMPOSITI PER INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E RINFORZO STRUTTURALE.....	7
1.1 GENERALITÀ DEI MATERIALI COMPOSITI FIBRORINFORZATI.....	7
1.2 I TESSUTI IN FRP PER USO STRUTTURALE	11
1.3 TIPICHE APPLICAZIONI DI FRP PER RINFORZO O ADEGUAMENTO STRUTTURALE....	13
1.4 IL CONFINAMENTO: COMPORTAMENTO E FINALITÀ DELL'INTERVENTO.....	15
1.5 QUADRO NORMATIVO PER INTERVENTI DI CONFINAMENTO CON FRP.....	19
1.5.1 Considerazioni di carattere generale.....	19
1.5.2 Confronto tra le formulazioni di progetto/verifica adottate dalle norme esistenti	20
2. IL LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO CON FRP	30
2.1 ANALISI CRITICA DEI LEGAMI COSTITUTIVI PROPOSTI PER CALCESTRUZZO CONFINATO CON FRP E PROBLEMATICHE CONNESSE	30
2.2 LA STIMA DELLA PRESSIONE DI CONFINAMENTO EFFICACE	33
2.2.1 Strain efficiency factor.....	34
2.2.2 Coefficiente di forma	37
2.3 MODELLI ANALITICI E MODELLI DI PROGETTO	38
2.3.1 Il legame costituivo proposto dal CNR-DT200 (CNR 2004)	38
2.3.2 Un modello analitico proposto in letteratura.....	39
2.4 RESISTENZA E DEFORMAZIONE ULTIMA DEL CALCESTRUZZO CONFINATO CON FRP.....	42

2.4.1	Resistenza del calcestruzzo confinato con FRP	42
2.4.2	Deformazione assiale ultima del calcestruzzo confinato con FRP	43
2.5	MODELLAZIONI NUMERICHE	44
2.5.1	Prove di compressione centrata: il database dei risultati	44
2.5.2	Determinazione del fattore $k_{\varepsilon} = \varepsilon_{lu}/\varepsilon_{f,k}$	46
2.5.3	Nuove relazioni per la stima della resistenza del calcestruzzo confinato con FRP	55
2.5.4	Nuove relazioni per la deformazione del calcestruzzo confinato con FRP.....	58
2.6	MODELLI TENSIONE-DEFORMAZIONE: CONFRONTI NUMERICO SPERIMENTALI ..	62
3.	COMPORTAMENTO CICLICO DI PILASTRI IN C.A. CONFINATI CON FRP	65
3.1	INTRODUZIONE	65
3.2	IL SET-UP DI PROVA.....	66
3.2.1	Il sistema di carico e di vincolo	66
3.2.2	Le modalità di applicazione dei carichi	68
3.2.3	La strumentazione di misura.....	68
3.3	I PRINCIPALI RISULTATI SPERIMENTALI	69
3.4	ALCUNI DEI PIÙ IMPORTANTI FATTORI CHE INFLUENZANO LA RISPOSTA STRUTTURALE DI PILASTRI CONFINATI CON FRP	74
3.4.1	Caratteristiche dell'intervento di confinamento con FRP.....	74
3.4.2	Livello di sforzo assiale applicato.....	76
3.4.3	Caratteristiche geometriche dell'elemento confinato.....	77
3.4.4	Tipo di armatura (barre lisce o ad aderenza) e dettagli costruttivi (ancoraggi terminali delle barre, ecc.)	77
3.4.5	L'efficacia del confinamento su pilastri danneggiati	80
4.	IL PROGETTO DI INTERVENTI DI CONFINAMENTO CON FRP	83
4.1	METODOLOGIE DI PROGETTO ESISTENTI IN LETTERATURA	83
4.1.1	La costruzione di domini di interazione N-M.....	84
4.1.2	Il progetto a duttilità controllata	85
4.2	PROPOSTA DI UNA PROCEDURA PER LA COSTRUZIONE DI DOMINI ADIMENSIONALI $v - \mu$ PER SEZIONI CONFINATE CON FRP	87
4.3	LA PROCEDURA SEMPLIFICATA	91
4.4	CONFRONTI NUMERICO-SPERIMENTALI.....	94
4.5	INCREMENTI DI RESISTENZA E DI DUTTILITÀ	96

4.6	PROPOSTA DI UNA PROCEDURA PER IL PROGETTO A DUTTILITÀ CONTROLLATA DI INTERVENTI DI CONFINAMENTO CON FRP	99
4.7	APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA DI PROGETTO AD UN CASO REALE.....	100
5.	CONCLUSIONI	104

Bibliografia

Appendice