

UNIVERSITÀ DI NAPOLI “FEDERICO II”



Colonne in scala reale in c.a. confinate con FRP:
Indagine sperimentale e modellazione analitica.

Ph.D. Thesis
22th Cycle

By

Fabio Nardone

Tutor
Prof. Gaetano Manfredi

Co-Tutor
Prof. Antonio Nanni
Prof. Andrea Prota

Dottorato in Rischio Sismico
Coordinatore Prof. Aldo Zollo

Ringraziamenti

Vorrei esprimere la mia sincera gratitudine al Prof. Manfredi e al Prof. Prota, che mi hanno guidato in questo lavoro, abili nel trasferirmi il loro entusiasmo e amore per la ricerca, e grazie ai loro insegnamenti sono cresciuto non solo come ingegnere.

Ringrazio molto il Prof. Nanni, che durante il mio semestre all'Università di Miami, mi ha supportato e incoraggiato in questo lavoro.

Ringrazio Antonio, collega ma soprattutto amico, che ha condiviso con me tutto il periodo e le attività negli Stati Uniti.

Questo lavoro è stato possibile solo grazie al supporto finanziario di enti di ricerca quali il ReLUIIS "REte dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica", ed il NSF Industry/University Cooperative Research Center for "Repair of Buildings and Bridges with Composites (RB2C)" dell'University of Miami; alla disponibilità offerta dai laboratori del NIST "National Institute for Standards and Technology", e al sostegno offerto dalla Mapei S.p.A.

Un particolare ringraziamento è rivolto a coloro i quali hanno reso possibile questo lavoro.

Infine vorrei ringraziare tutti i colleghi che hanno condiviso con me le avventure del mio periodo di dottorato, e tutti gli amici e parenti che mi hanno continuamente incoraggiato.

INDICE

<i>INTRODUZIONE</i>	<i>1</i>
Capitolo I	
<i>COLONNE PIENE E CAVE NELLE COSTRUZIONI IN C.A. E TIPOLOGIE DI INTERVENTO</i>	<i>4</i>
<i>I.1 Colonne a sezione prismatica</i>	<i>8</i>
<i>I.1.1 Stato dell'arte: colonne a sezione prismatica</i>	<i>10</i>
<i>I.2 Ponti con pile cave</i>	<i>13</i>
<i>I.2.1 Stato dell'arte: pile da ponte cave</i>	<i>18</i>
<i>I.2.2 Pile da ponte circolari cave</i>	<i>19</i>
<i>I.2.3 Pile da ponte rettangolari cave</i>	<i>23</i>
<i>I.3 Stato dell'arte: Tecniche di rinforzo</i>	<i>24</i>
<i>I.3.1 Ringrosso dei pilastri</i>	<i>25</i>
<i>I.3.2 Incamiciatura dei pilastri</i>	<i>26</i>

<i>I.3.3 Materiali compositi (FRP)</i>	<i>27</i>
<i>I.4 Stato dell'arte: Colonne rinforzate con FRP</i>	<i>32</i>
<i>I.4.1 Colonne in c.a. cave e a sezione rettangolare allungata</i>	<i>44</i>
BIBLIOGRAFIA	<i>45</i>

Capitolo II

<i>CAMPAGNA SPERIMENTALE: DAL PROGETTO DELLA MATRICE DI PROVA AI RISULTATI SPERIMENTALI</i>	<i>49</i>
<i>II.1 Matrice di prova</i>	<i>50</i>
<i>II.2 Proprietà meccaniche dei materiali</i>	<i>61</i>
<i>II.3 Schema del rinforzo</i>	<i>64</i>
<i>II.4 Strumenti di misura</i>	<i>67</i>
<i>II.5 Risultati sperimentali</i>	<i>70</i>
<i>II.5.1 Provino S-1</i>	<i>73</i>
<i>II.5.2 Provino S-1-5GA</i>	<i>75</i>
<i>II.5.3 Provino S-1-2GB</i>	<i>78</i>
<i>II.5.4 Provino S-1-8H</i>	<i>80</i>
<i>II.5.5 Confronto colonne serie S-1</i>	<i>82</i>
<i>II.5.6 Provino R-1</i>	<i>83</i>
<i>II.5.7 Provino R-1-8H</i>	<i>85</i>
<i>II.5.8 Provino R-1-5GA</i>	<i>87</i>
<i>II.5.9 Confronto colonne serie R-1</i>	<i>89</i>
<i>II.5.10 Provino R-0.5</i>	<i>91</i>

<i>II.5.11 Provino R-0.5-2GB</i>	<i>93</i>
<i>II.5.12 Provino R-0.5-5GA</i>	<i>94</i>
<i>II.5.13 Provino R-0.5-5GB</i>	<i>96</i>
<i>II.5.14 Provino R-0.5-8H</i>	<i>98</i>
<i>II.5.15 Confronto colonne serie R-0.5</i>	<i>100</i>
<i>II.5.16 Provino HR-0.6</i>	<i>101</i>
<i>II.5.17 Provino HR-0.6-5GA</i>	<i>104</i>
<i>II.5.18 Provino HR-0.6-8GA</i>	<i>106</i>
<i>II.5.19 Confronto colonne serie HR-0.6</i>	<i>108</i>
<i>II.5.20 Provino WL-1</i>	<i>109</i>
<i>II.5.21 Provino WL-1-5GA</i>	<i>111</i>
<i>II.5.22 Provino WL-1-8GA</i>	<i>113</i>
<i>II.5.23 Confronto colonne serie WL-1</i>	<i>114</i>
<i>II.6 Conclusioni</i>	<i>115</i>
BIBLIOGRAFIA	<i>121</i>

Capitolo III

MODELLI ANALITICI	<i>122</i>
<i>III.1 Modelli disponibili in letteratura</i>	<i>122</i>
<i>III.2 Comportamento del calcestruzzo non confinato</i>	<i>123</i>
<i>III.3 Comportamento del calcestruzzo confinato</i>	<i>127</i>
<i>III.4 Calcestruzzo confinato soggetto a carichi eccentrici</i>	<i>149</i>
<i>III.5 Rinforzo interno in acciaio</i>	<i>151</i>
<i>III.6 Modelli di confinamento per le colonne rettangolari</i>	<i>155</i>

<i>Mirmiran et al. (1998)</i>	155
<i>Wang e Restrepo (2001)</i>	157
<i>Lam e Teng (2003)</i>	160
<i>Campione e Miraglia (2003)</i>	165
<i>Kumutha et al. (2007)</i>	168
<i>Wu e Wang (2009)</i>	169
<i>Lignola et al. (2009)</i>	170
<i>III.7 Modelli di confinamento per le colonne cave</i>	171
<i>III.8 Modelli di confinamento per le colonne rettangolari allungate</i>	172
<i>Tan et al. (2002)</i>	172
<i>Maalej et al. (2009)</i>	174
<i>Bibliografia</i>	177

Capitolo IV

<i>LINEE GUIDA PER IL CONFINAMENTO DI COLONNE IN C.A. RINFORZATE CON FRP</i>	180
<i>American Concrete Institute (ACI Committee 440.2R-02)</i>	185
<i>Canadian Standard Association S806-02 (CSA 2002)</i>	186
<i>Concrete Society Technical Report No. 55 (2004)</i>	186
<i>fib bulletin 14 (2001)</i>	187
<i>CNR-DT200 (2004)</i>	189
<i>Bibliografia</i>	194

Capitolo V

<i>CONFRONTI TEORICO-SPERIMENTALI</i>	<i>196</i>
<i>V-1 Confronto con i modelli teorici</i>	<i>198</i>
<i>V-2 Confronto con le linee guida internazionali</i>	<i>204</i>
<i>Bibliografia</i>	<i>206</i>
Capitolo VI	
<i>CONCLUSIONI</i>	<i>207</i>
<i>Appendice</i>	<i>210</i>

INTRODUZIONE

Un numero elevato di strutture in cemento armato, in particolare quelle realizzate nei primi decenni del secolo scorso, palesano notevoli carenze strutturali, dovute principalmente a: basso valore della resistenza a compressione del calcestruzzo; carenza di un'adeguata armatura trasversale (numero e/o passo delle staffe); duttilità della sezione e dell'intera struttura limitata.

Tali carenze si traducono in caratteristiche di resistenza e duttilità inadeguate alle funzioni che i singoli elementi strutturali sono chiamati a svolgere, e risultano ancora più gravi allorché le strutture sono state progettate in assenza di una normativa sismica, con conseguente inadeguatezza dell'armatura trasversale e grave pregiudizio per il comportamento post-elastico, in quanto, per effetto di azioni presso-flessionali rilevanti, le barre longitudinali si instabilizzano innescando meccanismi di tipo fragile, da scongiurare soprattutto nelle strutture situate in aree ad elevato grado di sismicità.

Accanto alle carenze di tipo strutturale vi sono ancora altre cause che comportano la necessità di riparare o rinforzare le strutture esistenti, ad esempio le recenti indicazioni normative che richiedono un valore di resistenza e di duttilità più elevato per alcuni elementi strutturali.

Gli interventi finalizzati ad un incremento di resistenza e di duttilità, per gli elementi portanti verticali, possono perseguire il loro scopo attraverso un'azione di confinamento laterale che contrasta la deformazione trasversale (spanciamento) dell'elemento soggetto ai carichi verticali. Negli ultimi anni sta diffondendosi una nuova tecnica di confinamento passivo basata sull'impiego dei materiali compositi fibrorinforzati (in forma di tessuti o reti) che confrontati con i materiali tradizionali presentano una serie di vantaggi legati alle loro proprietà intrinseche come: elevata rigidità e resistenza specifica; facilità e velocità di posa in opera dovuta alla loro

leggerezza; elevata durabilità; ridotto spessore con minima influenza sulla dimensione degli elementi confinati (trascurabile aggiunta di massa sismica) ed ancora costi di manutenzione ridotti.

Diversi sono i modelli analitici disponibili nella letteratura scientifica per la valutazione dell'incremento di resistenza e di duttilità degli elementi in cemento armato confinati con FRP. Alcuni di questi modelli sono stati poi recepiti nelle principali linee guida internazionali. Il loro limite è dovuto al fatto che sono stati sviluppati per le sezioni circolari e in seguito adattati per le sezioni di forma prismatica. Tali modelli, seppur validati da evidenze sperimentali, hanno riguardato sperimentazioni su elementi in scala ridotta, mentre le campagne sperimentali eseguite su elementi in scala reale, ad oggi, sono in numero molto esiguo. Questo è dovuto principalmente a due problematiche: costi elevati e disponibilità di attrezzature di laboratorio caratterizzate da dimensioni e capacità sufficienti per testare tali elementi.

Di conseguenza, i modelli analitici reperibili in letteratura non tengono conto di alcune peculiarità riscontrabili negli elementi in scala reale e non sono stati validati per tali elementi.

Obiettivo primario del seguente lavoro di ricerca è stato lo studio sperimentale dell'efficacia del confinamento offerto dai materiali compositi in termini di incremento di resistenza a compressione e di deformazione ultima di colonne in cemento armato in scala reale (colonne di dimensioni medie 60x60 cm²).

Le evidenze sperimentali acquisite dalla campagna sono state sviluppate in modo da validare le formulazioni proposte dalle diverse linee guida internazionali e fornire suggerimenti per una progettazione ottimale del rinforzo di colonne in cemento armato mediante i materiali polimerici fibrorinforzati.

Nel dettaglio sono state analizzate diverse tipologie di colonne: piene, cave ed a sezione rettangolare fortemente allungata.

Le colonne piene sono rappresentative dei pilastri delle strutture in cemento armato, le colonne cave sono rappresentative delle pile da ponte, mentre le colonne a sezione rettangolare allungata sono i tipici setti in cemento armato utilizzati al fine di ottenere una distribuzione ottimale delle rigidezze e delle resistenze nelle strutture e quindi un comportamento regolare per effetto delle azioni sismiche. Oltre alle fibre usualmente impiegate nel confezionamento del materiale composito (carbonio o vetro), sono state impiegate fibre realizzate con basalto, al fine di validarne l'efficacia, da un punto di vista del comportamento meccanico, essendo queste una promessa per una progettazione sostenibile.

La maggior parte delle formulazioni di progetto fornite dalle linee guida pongono un limite all'efficacia del confinamento per le sezioni trasversali aventi un

“aspect ratio” (ovvero il rapporto tra i lati) pari a 1.5, ed alcune espressamente dichiarano che l’efficacia del confinamento deve essere trascurata qualora il valore dell’“aspect ratio” sia superiore a tale limite. Questo è dovuto principalmente al fatto che evidenze sperimentali su colonne a sezione rettangolare allungata, confinate con FRP sono scarse. Altra categoria di colonne investigate sono le colonne cave, infatti, sebbene le pile da ponte in cemento armato siano realizzate nella pratica con colonne a sezione cava, non ci sono linee guida che forniscono formule di progetto per il loro rinforzo.

Nel *Capitolo 1* sono introdotte le problematiche principali che presentano le colonne degli edifici e le pile da ponte; in seguito viene discusso sulle tradizionali tecniche di rinforzo con particolare attenzione al confinamento con FRP ed allo stato dell’arte sulla conoscenza dell’efficacia di questa tecnica di rinforzo.

Nel *Capitolo 2* è descritta la campagna sperimentale, con una descrizione dettagliata della fase realizzativa dei provini. Per ogni provino sono poi descritti i principali risultati sperimentali, e la modalità di crisi.

Nel *Capitolo 3* sono riportati i modelli di confinamento disponibili in letteratura per le sezioni prismatiche solide e cave, e per le sezioni rettangolari allungate.

Nel *Capitolo 4* è presentata una rassegna critica delle formulazioni proposte dalle linee guida internazionali per la stima dell’incremento di resistenza e duttilità delle colonne confinate con FRP.

Nel *Capitolo 5* è svolto un confronto tra le previsioni teoriche dei modelli (disponibili in letteratura e nelle principali linee guida internazionali), e i risultati sperimentali.

Nel *Capitolo 6* si riassumono i principali risultati del lavoro di ricerca.

Capitolo I

Colonne piene e cave nelle costruzioni in c.a. e tipologie di intervento

All'inizio del ventesimo secolo, con l'avvento del cemento armato, si assiste ad un cambiamento della tipologia costruttiva degli edifici. Colonne in cemento armato vengono utilizzate in principio, come tecnica di rinforzo degli edifici esistenti in muratura e solo successivamente tali elementi vengono impiegati per la realizzazione di nuovi edifici. In quel periodo, infatti, la tradizione costruttiva basata sull'impiego del materiale muratura era fortemente radicata e poca fiducia si aveva nei riguardi della nuova tecnologia del cemento armato. Questo da vita, in quegli anni, ad una nuova tipologia di edifici cosiddetti "misti", realizzati cioè con elementi portanti verticali sia in muratura che in cemento armato.

Ben presto però, sia l'osservazione del comportamento meccanico degli elementi in cemento armato, di gran lunga superiore al tradizionale materiale muratura, che la possibilità di realizzare elementi portanti molto più snelli a parità di capacità portante, rispetto agli elementi tradizionali in muratura con il conseguente miglior impatto estetico, hanno portato ad una crescita esponenziale degli edifici in cemento armato.

I progettisti di tutto il mondo, così, si sbizzarrirono nel realizzare edifici in cemento armato sempre più imponenti da un punto di vista dimensionale ed ancora oggi si possono ammirare alcuni grattacieli in cemento armato realizzati nella metà del secolo scorso.

Le colonne degli edifici tipicamente presentano una sezione trasversale di forma prismatica (quadrata o rettangolare) o circolare, le ultime soprattutto per motivi di carattere architettonico. Ancora, forme più ricercate, ad esempio ovale, della

sezione trasversale, sono dovute unicamente a scelte di carattere estetico.

Con il trascorrere degli anni si è passati da una progettazione per soli carichi gravitazionali ad una progettazione per azioni sismiche e, contemporaneamente, i criteri di progettazione sono diventati sempre più sofisticati.

Per soli carichi gravitazionali il dimensionamento delle colonne degli edifici era eseguito con metodi approssimati, ad esempio con il “fascio di pilastri”, e solo in rari casi, per tener conto anche delle azioni orizzontali, ad esempio il vento, la progettazione degli elementi strutturali era eseguita considerando non più i singoli elementi, ma il comportamento del loro insieme, ossia i telai piani, soggetti all’azione contemporanea dei carichi verticali ed orizzontali. Negli ultimi anni, grazie anche ai progressi in campo informatico, la progettazione degli edifici è eseguita considerando il loro comportamento spaziale, passando così dallo studio dei singoli telai piani (seppur collegati tra loro “treno di telai”) allo studio del loro insieme, il “telaio spaziale”.

E’ doveroso ricordare che dall’entrata in vigore dell’O.P.C.M. 3274 del 2003 tutto il territorio italiano è classificato sismico con un diverso grado di sismicità, quindi all’atto della progettazione degli edifici è necessario tener conto anche dell’effetto dell’azione sismica.

In passato i progettisti eseguivano un pre-dimensionamento degli elementi strutturali dell’edificio sulla base dell’esperienza acquisita con il progetto di altri edifici aventi caratteristiche geometriche simili, salvo poi eseguire una verifica finale per confermare la dimensione di tali elementi.

Oggi, ciò non è più possibile, ed il primo passo della progettazione di un edificio si basa sulla scelta della classe di duttilità, alta (CdA) oppure bassa (CdB).

Altri criteri poi, finalizzati ad una maggiore sicurezza del comportamento sismico dell’edificio, come il principio di gerarchia delle resistenze, guidano ancora il dimensionamento degli elementi strutturali.

Un buon comportamento sismico dell’edificio è garantito nella misura in cui ad esso viene assicurata una regolarità in pianta ed in elevazione. A tal fine, le colonne a sezione rettangolare allungata (i tipici setti in cemento armato) sono impiegate per ottenere una distribuzione ottimale delle rigidezze e delle resistenze nelle strutture e, quindi, un comportamento regolare in pianta dell’edificio per effetto delle azioni sismiche.

Tali setti spesso sono vincolanti per l’aspetto architettonico dell’edificio, per tale motivo si cerca di nasconderli in corrispondenza del vano scala o ascensore, ovviamente dopo aver scelto la posizione ottimale degli elementi di collegamento verticale tra i vari piani, da un punto di vista funzionale e strutturale.

Gli edifici molto alti sono spesso realizzati del tipo “tube in tube”, al fine di garantirne la regolarità in pianta, vale a dire con un corpo rigido centrale costituente il vano scala e/o ascensore, realizzato con setti in cemento armato, da cui dipartono i telai nelle due direzioni.

Oltre gli edifici, anche i ponti, costituiscono strutture strategiche di primo piano nella nostra società, basti pensare che da essi dipende la capacità dei sistemi di trasporto e rappresentano, allo stesso tempo, la componente più costosa per chilometro di un’infrastruttura.

Negli ultimi anni nuovi progressi si sono raggiunti nella progettazione e nella verifica dei ponti in tutto il mondo.

Ponti di grande valenza estetica sono stati realizzati in aree ad elevata sismicità ed imponenti viadotti sono stati soggetti ad elevate azioni sismiche; alcuni di questi hanno subito danni considerevoli e necessitano di interventi di riparazione e/o miglioramento attraverso tecniche complesse e spesso innovative.

Il progetto di una sezione di una pila necessita, più di ogni altra componente di un ponte, di valutazioni di tipo sismico. Con la convenzionale progettazione sismica, la duttilità, implicando un potenziale danneggiamento, dovrebbe essere prevista per le pile da ponte per un determinato livello di sismicità.

Le pile da ponte presentano tipicamente una sezione trasversale di forma circolare, rettangolare o ovale, salvo alcuni casi, dove sono presenti sezioni aventi una particolare forma architettonica; ed ancora possono trovarsi pile con singola colonna o colonne multiple. Tali sezioni ancora si distinguono in piene e cave.

E’ doveroso precisare che spesse volte la scelta tra le sue elencate possibilità concernenti il progetto di una sezione trasversale di una pila da ponte, è legata a tradizioni e convenzioni costruttive, piuttosto che a valutazioni di tipo strutturale, ed è per tale motivo che sono riconoscibili differenze in ambito regionale.

La scelta tra pile a singola colonna o colonne multiple, dipende dal tipo di connessione tra le pile e la sovrastruttura. Quando si hanno sovrastrutture poggianti sulle pile, il progetto di una singola colonna è da un punto di vista della risposta sismica, uguale nelle due direzioni ortogonali, poiché la pila si comporta come una mensola verticale in tutte le direzioni. D’altro canto, una singola colonna ha una mancanza di ridondanza che dovrebbe comportare un più basso livello di duttilità per questo tipo di pila, rispetto alle pile realizzate con colonne multiple.

Quest’ultima scelta progettuale è maggiormente appropriata quando le pile e la sovrastruttura costituiscono un unico blocco monolitico, o ancora quando l’ampiezza della sovrastruttura è elevata, comportando momenti significativi dovuti all’eccentricità dei carichi.

Ad ogni modo, se la sovrastruttura è semplicemente appoggiata su un pulvino sostenuto da pile multi - colonne, il comportamento delle colonne è quello di una mensola verticale nella direzione longitudinale e di una trave appoggiata nella direzione trasversale, avendo quindi un comportamento differente in termini di resistenza e rigidità nelle due direzioni ortogonali. Questa tipologia di pile realizzate con colonne multiple con piccola sezione trasversale, era tipica dei ponti realizzati tra gli anni 50 e 70. Oggigiorno, invece, la tendenza in tutto il mondo è quella di realizzare pile con colonne singole con ampia sezione trasversale.

Nel caso di ponti con carreggiata molto ampia costituita da un elevato numero di corsie, l'ampiezza della sovrastruttura può essere ridotta realizzando due ponti indipendenti, uno per ciascuna direzione di marcia.

Effettuata la scelta della sovrastruttura, successivamente la scelta principale è relativa alla sezione trasversale delle colonne, tipicamente circolare o rettangolare, ed ancora occorre scegliere tra la sezione piena o cava. Sezioni di forma più complessa possono essere scelte in conformità a considerazioni di tipo architettonico.

Colonne a sezione trasversale cava sono utilizzate al fine di ridurre la massa sismica, con un'ottimizzazione delle prestazioni flessionali della sezione, ed ancora sono impiegate per un risparmio economico dovuto ad un ridotto impiego di materiale, anche se la realizzazione di questo tipo di colonne è più complessa e quindi comporta un incremento del costo della manodopera.

Le colonne cave sono in genere più larghe e alte delle colonne solide, quindi hanno un maggiore impatto visivo e quindi anche considerazioni di tipo architettonico hanno un maggior peso. Non basta avere informazioni esaustive circa il sito su cui sarà edificato il ponte e il traffico veicolare su di esso circolante per avere una progettazione automatica di un ponte efficiente e gradevole esteticamente.

La scelta progettuale è differente per ogni progettista. Considerazioni di carattere estetico intervengono nella fase iniziale della progettazione. Spesse volte la funzione di un ponte va oltre la semplice connessione tra due punti con un dato volume di traffico. Il progettista deve eseguire delle scelte progettuali, anche se queste comportano dei costi maggiori nella fase iniziale, che soddisfino i gusti della comunità; preferibilmente quindi la scelta ricade su ponti aventi una forte valenza estetica. Le parti costruttive di un ponte devono essere esteticamente in armonia tra loro, con l'intera struttura e con quelle circostanti.

L'armonia tra gli elementi di un ponte si basa sulle proporzioni tra luce e ampiezza della campata, tra altezza e dimensione della sezione trasversale delle pile, ed ancora dal rapporto tra vuoti e pieni. Le pile da ponte, inoltre, hanno proprie caratteristiche che possono migliorare la valenza estetica di un ponte.

Dalla seconda metà del ventesimo secolo, sia gli edifici che i ponti esistenti in cemento armato, hanno necessitato di interventi di riparazione e/o di rinforzo a causa di: deterioramento dovuto a fattori ambientali (come la corrosione delle armature per infiltrazioni di acqua e soluzioni saline), cambio di destinazione d'uso delle strutture, richiesta di una maggiore capacità portante (come conseguenza di una più severa verifica normativa), e richiesta di una maggiore duttilità e/o resistenza per correggere errori di progettazione. L'incremento di duttilità è richiesto tipicamente per le colonne esistenti che sono soggette ad una sollecitazione combinata di sforzo normale e flessione, tipicamente, quindi, per le strutture in cemento armato in zona sismica.

1.1 Colonne a sezione prismatica

Un numero elevato di strutture in cemento armato, in particolare quelle realizzate nei primi decenni del secolo scorso, palesano notevoli carenze strutturali, dovute principalmente a: basso valore della resistenza a compressione del calcestruzzo; carenza di un'adeguata armatura trasversale (numero e/o passo delle staffe); duttilità della sezione e dell'intera struttura limitata.

Tali carenze si traducono in caratteristiche di resistenza e duttilità inadeguate alle funzioni che i singoli elementi strutturali sono chiamati a svolgere, e risultano ancora più gravi allorquando le strutture sono state progettate in assenza di una normativa sismica, con conseguente inadeguatezza dell'armatura trasversale e grave pregiudizio per il comportamento post-elastico, in quanto, per effetto di azioni presso-flessionali rilevanti, le barre longitudinali si instabilizzano innescando meccanismi di tipo fragile, da scongiurare soprattutto nelle strutture situate in aree ad elevato grado di sismicità.

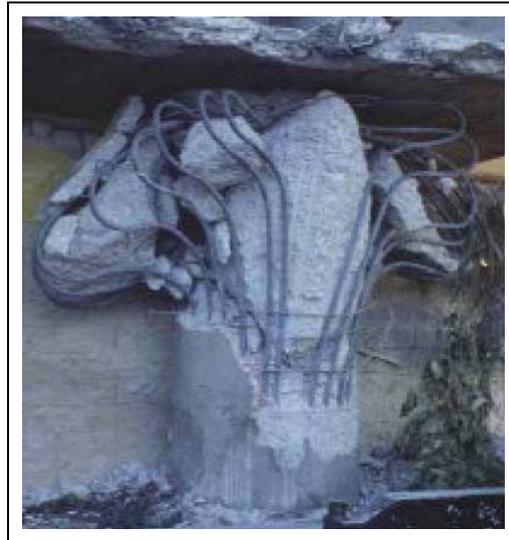


Figura I-1 -Crisi della colonna per instabilità delle barre longitudinali.

Gli elementi strutturali portanti degli edifici sono le colonne a sezione trasversale di forma prismatica (quadrata o rettangolare). In diversi parti del mondo, ad esempio Europa, Stati Uniti e Canada sono stati realizzati grattacieli in cemento armato di grande valenza estetica.

I recenti eventi sismici hanno messo in risalto la vulnerabilità degli edifici esistenti alle azioni sismiche. Accanto alle carenze di tipo strutturale vi sono ancora altre cause che comportano la necessità di riparare o rinforzare le strutture esistenti, ad esempio le recenti indicazioni normative che richiedono un valore di resistenza e di duttilità più elevato per alcuni elementi strutturali.

Le recenti norme tecniche sulle costruzioni hanno comportato un aumento della dimensione minima della sezione trasversale di una colonna.

In passato, tipicamente si utilizzavano, soprattutto per i pilastri perimetrali di un edificio, colonne rettangolari aventi la dimensione minore della sezione trasversale di 30 cm, questo anche per evitare che il pilastro sporgesse dalla tompagnatura. Con le nuove norme tecniche, in genere, la dimensione trasversale minima dei pilastri passa a 40 cm.

Il principio di gerarchia delle resistenze si basa sull'ipotesi di pilastro forte e trave debole, vale a dire che tra i due elementi strutturali il primo ad attingere la crisi deve essere l'elemento trave. Questo comporta una resistenza maggiore dell'elemento pilastro. I recenti eventi sismici hanno messo in luce la necessità di rispettare tale gerarchia delle resistenze al fine di evitare danni irrimediabili, non solo in termini di

vite umane, ma anche di carattere strutturale.



Figura I-2 -Meccanismo di piano soffice di un edificio in Pettino a seguito del sisma del 6 Aprile.

1.1.1 Stato dell'arte: colonne a sezione prismatica

Una delle principali tecniche di rinforzo delle colonne in cemento amato è il confinamento. L'impiego dei materiali polimerici fibrorinforzati (FRP) per il confinamento delle colonne in cemento armato, è diventata una delle tecniche di rinforzo alternative tra le più competitive. Negli elementi in calcestruzzo confinati con FRP, l'interazione tra i due materiali consente l'incremento della resistenza del calcestruzzo e della sua deformazione ultima. Nelle colonne circolari l'efficacia del confinamento con FRP è massima dal momento che la configurazione geometrica delle colonne consente alle fibre di essere efficaci sull'intera sezione trasversale. Ciò non accade per le colonne aventi sezione prismatica, dal momento che è risaputo che la pressione di confinamento è maggiore in corrispondenza degli spigoli e minore lungo i lati della sezione. Di conseguenza il confinamento di una sezione prismatica con FRP, assicura ancora un incremento della resistenza e della deformazione ultima del calcestruzzo, ma la sua efficacia non è tangibile come nel caso delle colonne a sezione trasversale circolare. Diversi studi sono stati condotti sulle colonne prismatiche in cemento armato confinate con FRP, e molti modelli analitici sono stati proposti (Mirmiran et al. 1998; Wang e Restrepo 2001; Campione e Miraglia 2003;

Lam e Teng 2003; Kumutha et al. 2007; Wu e Wang 2009).

Questi modelli comunque non convergono a valori teorici simili tra loro, e la loro validità per le colonne in scala reale ancora non è stata mostrata.

Occorre ancora aggiungere che le equazioni proposte dai vari autori per la previsione teorica dell'incremento di resistenza del calcestruzzo, derivano da modelli per le sezioni circolari, e modificati per le sezioni prismatiche per mezzo di alcuni coefficienti che tengono conto della differente forma della sezione trasversale e dei suoi effetti sulla pressione di confinamento.

I lavori di Hassan e Chaallal (2007), e di Rocca et al. (2008), riassumono i principali risultati sperimentali di prove su colonne prismatiche in cemento armato confinate esternamente con FRP, e testate in compressione semplice eseguite dal 1994 al 2007.

Si può osservare che solo il 14% delle colonne contenute in questi database hanno il lato minore della sezione trasversale maggiore di 25 cm, solo una di queste colonne è alta più di 2 m, che il 73% di queste colonne sono di forma quadrata, il 14% sono di forma rettangolare con un rapporto tra le dimensioni dei lati di circa 1.5, mentre il rimanente 13% è costituito da colonne rettangolari aventi un rapporto tra i lati circa pari a 2. Di queste colonne il 76% era confinato con fibre di carbonio, l'8% con fibre di vetro e le rimanenti con fibre aramidiche.

Le evidenze sperimentali di colonne in scala reale sono comunque scarse. I test sperimentali su colonne in scala reale sono comunque limitati dai costi elevati della campagna sperimentale, e dalla reperibilità di macchine di laboratorio di elevata capacità.

Tabella I-1 - Test su colonne prismatiche in larga scala.

Autori	Lato corto, b [cm]	Lato lungo, h, [cm]	Fattore di forma	Altezza, H[cm]	Numero di prove of tests	Tipo di fibre
Rocca et al., 2008	33	33	1.0	58	2	CFRP
	33	33	1.0	117	2	CFRP
	32	64	2.0	117	2	CFRP
	46	46	1.0	117	2	CFRP
	64	64	1.0	117	2	CFRP
	64	127	2.0	226	1	CFRP
	91	91	1.0	168	1	CFRP
Youssef, 2003	25	38	1.5	66	1	CFRP
	38	38	1.0	66	1	CFRP
Carey and Harries, 2003	54	54	1.0	132	1	CFRP
Lam and Teng, 2003	15	15	1.0	51	10	CFRP
	15	23	1.5	51	2	CFRP
Chaallal et al., 2003	13	13	1.0	25	8	CFRP
	11	17	1.5	25	8	CFRP
	10	19	1.9	25	8	CFRP
Shehata et al., 2002	15	15	1.0	25	4	CFRP
	9	19	2.1	25	4	CFRP
Wang and Restrepo, 2001	30	30	1.0	76	1	GFRP
	30	20	1.5	76	1	GFRP
Parvin and Wang, 2001	11	11	1.0	25	2	CFRP
Pessiki et al, 2001	15	15	1.0	50	2	CFRP
Suter and Pinzelli, 2001	15	15	1.0	25	8	AFRP
	15	15	1.0	25	4	CFRP
	15	15	1.0	25	5	GFRP
Rochette and Labossiere, 2000	15	15	1.0	41	11	CFRP
	15	15	1.0	41	10	AFRP
	15	15	1.3	41	4	CFRP
Kestner et al., 1997	46	46	1.0	150	1	CFRP
	46	46	1.0	150	1	GFRP
Demers and Neale, 1994	15	15	1.0	43	2	GFRP
	15	15	1.0	34	3	CFRP

Le equazioni di progetto per elementi in calcestruzzo confinati con FRP derivano di solito dai risultati sperimentali ottenuti dalle prove su elementi in scala ridotta e di seguito estesi ad elementi in scala reale (Bazant e Yavari 2004). Test sperimentali sono perciò fondamentali non solo per validare una nuova tecnologia, ma anche per produrre evidenze sperimentali che giustifichino le formule di progetto.

Per il confinamento delle colonne prismatiche le fibre di vetro risultano particolarmente efficaci.

In primo luogo perché hanno la deformazione ultima più elevata di qualsiasi

fibra ad alto modulo elastico, e poi perché il loro basso valore della resistenza a fatica e della rottura per *creep* non è un elemento penalizzante per questo tipo di applicazione.

In aggiunta, la scarsa reperibilità di fibre di carbonio che attualmente offre il mercato, ed allo stesso tempo lo sviluppo di fibre di vetro con buone caratteristiche meccaniche e bassi costi di produzione, rende il costo delle fibre di vetro competitivo con quello delle fibre di carbonio.

Le fibre di basalto costituiscono un'alternativa alle fibre di vetro avendo caratteristiche meccaniche simili, come la stabilità termica.

Uno dei principali obiettivi di questo lavoro di ricerca è arricchire il numero alquanto scarso di evidenze sperimentali necessarie per caratterizzare il comportamento di colonne in cemento armato in scala reale rinforzate con FRP e soggette a compressione centrata.

Il regime di sollecitazione di compressione centrata è di solito atipico per le colonne in cemento armato, dal momento che queste generalmente sono soggette ad uno stato di sollecitazione del tipo presso - flessionale, ma il regime di compressione centrata rappresenta ad ogni modo il primo passo per comprendere l'efficacia del confinamento.

Un'altra importante novità della campagna sperimentale oggetto di questo studio è la dimensione della sezione trasversale che dà l'opportunità di investigare e validare l'efficacia del confinamento mediante fibre di vetro e ibride vetro-basalto sulla base di evidenze sperimentali di colonne in scala reale.

1.2 Ponti con pile cave

Le colonne sono elementi strutturali che sostengono una varietà di strutture, ad esempio campate di un ponte o solai, e possono svolgere questa loro funzione come pile sommerse in acqua oppure poggianti sulla terraferma. Le colonne possono avere una sezione trasversale di forma differente, sebbene tipicamente esse siano circolari o rettangolari, ed a loro volta queste possono essere piene o cave.

Un numero significativo di ponti spettacolari in cemento armato, realizzati con pile cave o piloni, sono stati realizzati un pò in tutto il mondo, particolarmente in Europa, Stati Uniti e Giappone, dove l'elevata sismicità e le condizioni morfologiche richiedono infrastrutture molto alte.

In Europa, le colonne cave, sono utilizzate con un'altezza non superiore a 20 m (Italia) o 30 m (Slovenia), mentre negli Stati Uniti è raro l'utilizzo di colonne cave per altezze inferiori ai 40 m. Le pile da ponte cave soddisfano la necessità di resistere

ad elevate sollecitazioni flettenti e taglianti, con una riduzione del peso proprio, e quindi delle sollecitazioni gravanti in fondazione, massimizzando l'efficienza strutturale in termini di rapporto tra masse e rigidità, e riducendo altresì il contributo alla massa partecipante offerto dalle masse delle colonne alla risposta sismica.

I terremoti recenti nelle aree urbane hanno ripetutamente messo in luce la vulnerabilità delle strutture esistenti alle azioni sismiche, anche quelle realizzate in cemento armato, dovuta ad una carente resistenza alle azioni taglianti, bassa duttilità, insufficiente spaziatura delle staffe e molto spesso, assenza di dettagli di tipo sismico, come pure, in molti casi, scelte progettuali molto discutibili che comportano un'insufficiente capacità flessionale. La modalità di crisi più tipica delle strutture realizzate in cemento armato è la crisi per taglio delle colonne. Al fine di prevenire questa modalità di crisi fragile, le colonne devono garantire un'elevata resistenza tagliante alle estremità, laddove si localizzano le potenziali cerniere plastiche.

I ponti ed i viadotti sono tra tutte le strutture, quelle che risultano maggiormente danneggiate dagli eventi sismici, come recentemente emerso.



Figura I-3 -Danni a ponti e viadotti ad Onna a seguito del sisma del 6 Aprile.

Il presente studio riguarda anche una parte significativa delle infrastrutture viarie italiane, i cui elementi investigati, vulnerabili sismicamente, si è supposto essere i ponti. Anche per i terremoti di magnitudo moderata, le conseguenze per questo tipo di strutture possono essere drammatiche, causando in molti casi una loro parziale distruzione, ed in altri casi il loro collasso totale, con conseguenti costi elevati per la ricostruzione. In termini comparativi, la vulnerabilità sismica dei ponti si è mostrata maggiore rispetto agli edifici, e nella maggior parte dei casi la sicurezza di un ponte è condizionata dalla capacità resistente delle pile. Diversi studi sono stati eseguiti sulle pile piene (che possono essere estesi alle colonne degli edifici), mentre per le colonne

cave, sono presenti pochi studi in letteratura.

La necessità di rinforzare i ponti esistenti è dovuta al fatto che la maggior parte dei ponti costruiti in passato nelle zone sismiche, sono inadeguati secondo i recenti codici normativi, nel soddisfare le richieste prestazionali più stringenti, sia in termini di resistenza che di duttilità. Le deficienze che presentano i ponti esistenti, anche quelli realizzati negli ultimi anni, in termini di vulnerabilità sismica, hanno tutte un comune denominatore: l'approccio convenzionale utilizzato dai codici normativi esistenti riguardo la progettazione sismica.

E' ampiamente riconosciuto che quei codici hanno il limite di enfatizzare aspetti inerenti la resistenza, mentre solo implicitamente fanno riferimento ad aspetti legati alla duttilità. Le pile da ponte esistenti costruite secondo questi codici, come osservato dalle tavole progettuali e da ispezioni in-situ a seguito di eventi sismici, piuttosto frequentemente, almeno in Italia, sono dotate di un considerevole quantitativo di armatura longitudinale (coerentemente alla richiesta di resistenza flessionale), mentre sistematicamente mostrano una carenza nel quantitativo di staffe (quindi l'assenza del confinamento necessario per assicurare un comportamento duttile dell'elemento strutturale).

Specifiche deficienze delle colonne sono principalmente dovute a:

- Quantitativo inadeguato di rinforzo trasversale per garantire un sufficiente confinamento del calcestruzzo ed evitare l'instabilità laterale delle barre longitudinali;
- Inadeguata staffatura delle colonne per assicurare un'adeguata resistenza a taglio superiore di quella flessionale;
- Assenza di particolari realizzativi delle staffe per garantire una resistenza flessionale ed evitare l'instabilità laterale delle barre longitudinali;
- Termine prematuro delle barre longitudinali nelle colonne, comportando una propensione per la plasticizzazione e la crisi a taglio della colonna in corrispondenza della sezione di mezzeria;
- Inadeguato ancoraggio del rinforzo a flessione delle travi alle estremità;
- Assenza di ancoraggio del rinforzo a flessione alla base delle colonne che limita la capacità duttile delle cerniere plastiche che si formano alla base di queste.

Un'altra causa comune d'inadeguatezza dei ponti esistenti è la riclassificazione delle zone sismiche, questa comporta che la maggior parte delle pile da ponte

progettate in accordo ad una precedente classificazione sismica del territorio, non soddisfano le verifiche con le incrementate azioni sismiche.

Al crescere del volume del traffico veicolare (soprattutto il volume di traffico commerciale su gomma), i ponti stradali sono aumentati in numero e dimensioni. In Italia, la rete autostradale della società autostrade S.p.A., ha una rete di 5594 km, comprendente un numero di ponti pari a circa 3000. Questi ponti furono costruiti tipicamente tra gli anni 60 e 70. Criteri di progettazione sismica di quegli anni consideravano le forze orizzontali pari a circa il 10% del peso dell'elemento strutturale nelle aree a più elevata sismicità (ed inferiore nelle altre aree sismiche), senza alcuna attenzione al comportamento duttile, per controllare la compatibilità degli spostamenti tra campate adiacenti, la resistenza degli appoggi, etc. Occorre ancora aggiungere che molte aree che sono state classificate sismiche dalle recenti normative, in passato non erano considerate tali. In aree a basso grado di sismicità, la dimensione delle colonne può essere tale che queste siano soggette ad un carico eccentrico per effetto dei pesi propri della sovrastruttura, particolarmente nel caso di pile costituite da una singola colonna. Nelle aree a media-elevata sismicità, la dimensione della sezione trasversale delle colonne è dettata dalla verifica alle azioni sismiche.

La quantità di armatura presente nelle pile era progettata non tenendo conto delle azioni sismiche, ma dell'azione del vento e di frenatura, o ancora più semplicemente, tenendo conto della percentuale minima di armatura prevista dalla norma. La tradizione in Italia è che le pile da ponte devono essere ed apparire piuttosto rigide, e questo fornisce in molti casi una sovraresistenza delle pile. Anche le fondazioni, per assicurare un comportamento soddisfacente in condizioni di esercizio, in molti casi, sono più resistenti della sovrastruttura, e questo è una caratteristica favorevole sotto azioni sismiche.

Più di un terzo del totale dei ponti esistenti sono costituiti da campate semplicemente appoggiate su pile. Un altro terzo dei ponti è costituito da una sola campata poggiante direttamente sulle spalle, mentre la restante parte sono di differenti tipi: travi Gerber, archi, campate continue, etc.

Pinto e Monti (2000) hanno messo in risalto che in Italia, la maggior parte delle campate sono lunghe all'incirca 30 m, e solo quelle più recenti raggiungono i 40 m, mentre il rapporto tra la dimensione della sezione trasversale delle campate e l'altezza delle pile è molto variabile.

Sezioni rappresentative delle pile cave dei citati ponti italiani possono essere sezioni rettangolari cave di dimensioni $6.60 \times 3.80 \text{ m}^2$, e circolari di diametro 3.80m. Per questa tipologia di pile, la loro altezza varia tra i 10 ed i 45 metri per le sezioni trasversali rettangolari, e tra gli 8 ed i 24 metri nel caso delle sezioni trasversali

circolari. La quantità di rinforzo interno, sia in direzione longitudinale che trasversale, è quella richiesta dai codici normativi degli anni 60. Il quantitativo massimo del rinforzo longitudinale generalmente previsto dai codici normativi era pari al 4% dell'area della sezione trasversale, ma codici ancora più datati prevedevano un quantitativo di armatura sino all'8% della dimensione della sezione trasversale. Nel caso di un quantitativo di armatura più elevato, l'ancoraggio delle barre in fondazione o nel pulvino diventa più complesso. Il rapporto volumetrico delle staffe ha un limite inferiore dello 0.5%, mentre i limiti superiori variano tra l'1 ed il 2%, con un passo delle staffe variabile tra i 50 ed i 150 mm, sebbene il passo delle staffe era tipicamente di 300 mm negli anni 60 e 70.

Accanto alle sopraesposte modalità di crisi delle pile, un altro tipo di crisi osservato frequentemente nei recenti eventi sismici, anche per i ponti di ultima generazione, è la possibilità di collasso dovuta alla perdita di appoggio della campata.



Figura I-4 -Viadotto autostradale in c.a. che a seguito del sisma evidenzia una perdita degli appoggi ed un disallineamento delle pile.

Recenti studi, analizzando le registrazioni accelerometriche del suolo ottenute da dispositivi installati in aree sismiche, hanno chiaramente messo in luce che punti del suolo anche vicini tra loro, possono avere spostamenti relativi significativi. Questo è dovuto sia alla riflessione che alla rifrazione delle onde sismiche che attraversano strati di terreno di differenti caratteristiche meccaniche.

Questo comporta, dal punto di vista dell'analisi strutturale, che l'ipotesi generalmente adottata di un medesimo input sismico tra le fondazioni di tutte le pile, è accettabile solo per i ponti di luce moderata, mentre tale ipotesi è lontana dall'essere rappresentativa del comportamento reale quando si hanno ponti con campate di luce

considerevole. In questi casi, differenti input sismici registrati in corrispondenza di supporti adiacenti, possono modificare in maniera significativa il comportamento della sovrastruttura, rendendo così vulnerabile l'ipotesi di progetto.

1.2.1 Stato dell'arte: pile da ponte cave

Come molte altre strutture in calcestruzzo, le pile da ponte cave presentano differenti livelli di deterioramento e deficienze strutturali. In particolare, le pile progettate secondo codici normativi passati possono subire danni severi durante gli eventi sismici, principalmente dovuti ad insufficiente capacità resistente a taglio o flessione, bassa duttilità, ed inadeguato ancoraggio delle barre.

Molte formulazioni sono state proposte nei codici normativi ed in recenti lavori di ricerca, validate però solo nel caso di sezioni piene, richiedendo una migliore comprensione del ruolo che hanno i differenti meccanismi resistenti.

I principali parametri che governano il comportamento delle colonne cave sono:

- La forma della sezione, circolare o rettangolare;
- La quantità di rinforzo longitudinale e trasversale (*steel ratio* ρ_s);
- Il numero di strati di rinforzo posizionati all'interno o all'esterno delle facce della sezione e collegate attraverso lo spessore;
- Lo spessore relativo della sezione (rapporto tra il diametro interno e quello esterno D_i/D_o), e
- Il valore del carico assiale.

Tra gli scopi del presente lavoro vi sono i test sulle sezioni rettangolari cave.



Figura I-5 -Pile da ponte circolari cave (viadotto Sarsinia).

1.2.2 Pile da ponte circolari cave

Whittaker et al. (1987) hanno studiato la capacità resistente flessionale e la duttilità offerta da colonne in cemento armato cave aventi sezione circolare con due strati di rinforzo longitudinale e trasversale posizionati in corrispondenza delle due facce (interna ed esterna) della sezione, e collegate da un rinforzo trasversale lungo lo spessore. Il nucleo di calcestruzzo risultava ben confinato dall'armatura, e la colonna esibiva una buona duttilità quando è stata sottoposta a cicli di carico.

Posizionare il rinforzo longitudinale e trasversale solo da un lato della sezione trasversale, in corrispondenza della faccia esterna, potrebbe risultare conveniente nel caso di colonne di piccola sezione trasversale.

Zahn et al. (1990) hanno investigato il comportamento flessionale e quello duttile di colonne cave in c.a. di forma circolare con un solo strato di armatura longitudinale posizionato in corrispondenza della faccia esterna della sezione trasversale, e con rinforzo trasversale realizzato per mezzo di una spirale, al fine di comprendere i parametri da cui dipende la capacità resistente flessionale e la duttilità. Il calcestruzzo in corrispondenza della faccia interna della sezione cava è non confinato e la risposta flessionale potrebbe essere di tipo fragile.

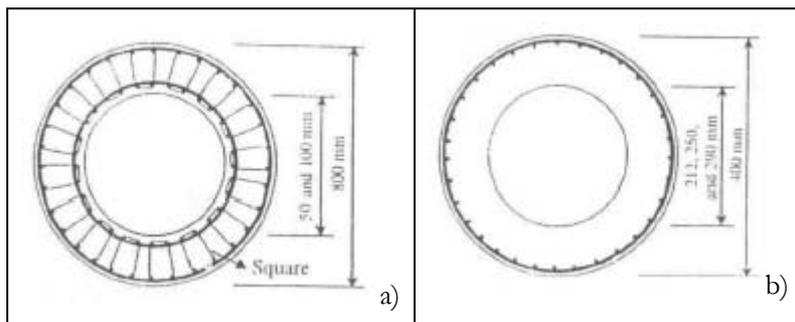


Figura I-6 -Configurazioni di rinforzo trasversale nelle sezioni circolari cave: a)Whittaker et al. (1987), b)Zahn et al. (1990).

Il rinforzo trasversale nelle colonne assolve tre funzioni: fornire la capacità resistente a taglio, prevenire un'instabilità prematura delle colonne, e confinare il nucleo compresso di calcestruzzo.

Staffe a spirale o circolari posizionate in corrispondenza della faccia esterna della colonna circolare cava, hanno la funzione di evitare la dilatazione trasversale dovuta alla compressione longitudinale.

Viceversa, l'azione conferita dalle staffe a spirale sul nucleo di calcestruzzo, è una pressione radiale, f_r , che provoca una tensione di compressione circolare σ_2 sul tubo di calcestruzzo. La tensione di compressione circolare σ_2 sottopone un elemento di calcestruzzo estrapolato dalla sezione circolare in uno stato di compressione biassiale, con la tensione principale σ_1 dovuta ai carichi assiali ed alla sollecitazione flettente. Quando il valore massimo della deformazione a compressione del calcestruzzo è attinto in corrispondenza della superficie interna della sezione cava ed il calcestruzzo si schiaccia, non c'è nulla che impedisca al calcestruzzo schiacciato di penetrare all'interno del tubo (Figura I-7).

Zahn et al. (1990) testarono sei colonne circolari cave in c.a. sottoponendole ad un carico assiale (applicato attraverso un cilindro in acciaio e mantenendo costante il carico durante il test) ed a prove di fatica cicliche (con un carico orizzontale applicato a metà altezza della colonna). I vuoti nelle colonne furono realizzati impiegando tubi di cartone che furono lasciati all'interno delle colonne dopo il getto di calcestruzzo. I parametri analizzati furono lo spessore relativo delle colonne e il carico assiale relativo.

Tutte le colonne ebbero una modalità di crisi dovuta al collasso più o meno rapido del calcestruzzo compresso, ed in nessun test è stata registrata una modalità di crisi per taglio. Il valore più piccolo misurato della deformazione a compressione del calcestruzzo in corrispondenza della prima fessura visibile sulla superficie esterna della

colonna fu di 0.008.

Attraverso queste prove gli autori validarono l'approccio di design semplificato da loro proposto e basato su una sezione solida equivalente, proponendo un set conservativo di fattori da impiegare per le curve di duttilità per consentire al progettista di ottenere rapidamente il fattore di duttilità che una particolare sezione può sostenere.

Le variabili in questi grafici sono il valore del carico assiale, il rapporto tra il diametro interno e quello esterno D_i/D_e e la percentuale di armatura longitudinale.

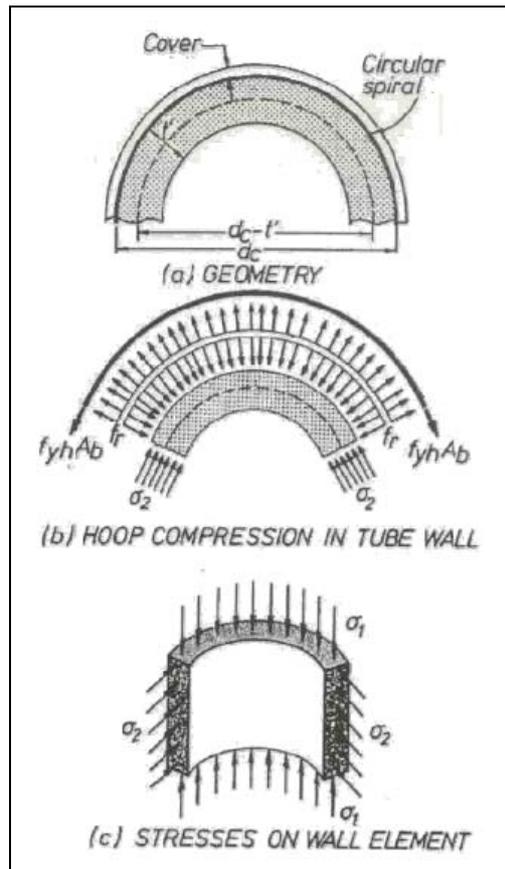


Figura I-7 -Geometria e stato tensionale nella parete di una colonna circolare cava.

Yeh et al. (2001) testarono tre pile da ponte cave di sezione circolare sottoponendole ad un carico assiale costante ed ad un carico orizzontale ciclico applicato in maniera pseudo-statica in corrispondenza dell'estremità del provino. I parametri investigati per i provini furono il quantitativo di rinforzo laterale per

valutare il fattore di duttilità ed il rapporto tra altezza e diametro, per studiare l'influenza del taglio e della flessione, rispettivamente.

Tutti e tre i provini svilupparono delle fessure di tipo flessionale perpendicolari all'asse delle colonne. La prima fessura si sviluppò in un'area prossima all'estremità delle colonne. Queste fessure di tipo flessionale divennero inclinate e si svilupparono sino all'asse neutro della colonna per effetto dell'influenza del taglio.

Sebbene tutti i provini raggiunsero il valore teorico della resistenza a flessione, il comportamento ultimo fu differente per ogni colonna.

Quando il comportamento ultimo fu dominato dalla crisi per taglio (per un quantitativo di staffe pari solo al 40% di quello previsto dai codici normativi), il calcestruzzo si ruppe all'estremità del provino. La rottura delle poche barre longitudinali tese avvenne immediatamente prima della crisi a taglio del provino e si sviluppò un basso spostamento duttile perché le cerniere plastiche non ebbero modo di svilupparsi completamente.

La duttilità è definita come il rapporto tra lo spostamento in corrispondenza dell'80% del massimo carico laterale nel ramo di softening della curva carico laterale-spostamento e lo spostamento allo snervamento.

Questa dovrebbe decrescere all'incrementarsi del rapporto L/D o L/b .

Ranzo e Priestley (2000) condussero una campagna sperimentale su tre provini in larga scala, progettati con un solo strato di rinforzo longitudinale in corrispondenza della superficie esterna ed una spirale come rinforzo trasversale, e testati secondo uno schema a mensola sotto cicli di carico pseudo-statici. I risultati della campagna hanno mostrato che l'implosione del calcestruzzo nella superficie interna, per effetto di elevate azioni flettenti e taglianti, governa l'attivazione del meccanismo di degrado della resistenza. Per lo stesso valore della resistenza a taglio, i provini con un valore più elevato della capacità resistente flessionale richiedevano uno spessore maggiore per prevenire l'espulsione del calcestruzzo in corrispondenza della superficie interna della colonna.

Previsioni teoriche sul comportamento e sulla modalità di rottura delle colonne caratterizzate da un basso valore del rapporto tra la luce di taglio ed il diametro della sezione, sono risultate coerenti con i risultati sperimentali.

La resistenza a taglio è espressa come somma di tre componenti indipendenti: il termine V_s deriva dal classico modello a traliccio proposto da Ritter a Morsch e rappresenta il taglio portato dalle staffe, V_c e V_p derivano dai meccanismi resistenti del calcestruzzo.

1.2.3 Pile da ponte rettangolari cave

Priestley e Park (1987) hanno testato colonne cave in cemento armato di sezione quadrata, soggette ad una sollecitazione combinata di carico assiale e momento flettente, applicando un carico assiale ed uno laterale in sommità delle colonne attraverso martinetti servo-idraulici. Momento, taglio e sforzo normale furono applicati sulla colonna con la sezione critica posizionata appena al disopra della base. Queste colonne avevano il rinforzo longitudinale vicino ad entrambe le facce (interna ed esterna) della sezione trasversale e staffe chiuse che racchiudevano 4 barre longitudinali.

Le variabili principalmente investigate sono state il livello del carico assiale e la quantità di staffe nelle zone di estensione delle cerniere plastiche.

Il test ha evidenziato un comportamento delle colonne molto stabile nei vari cicli, con una percentuale di carico assiale $P/f_c A_g=0.1$ e di staffe pari al 74% di quella richiesta. Le colonne rinforzate con un quantitativo di staffe pari solo al 55% di quello richiesto e con una percentuale del carico assiale più elevata ($P/f_c A_g=0.3$) per effetto di un livello di confinamento più basso, hanno mostrato una modalità di crisi dovuta alla rottura di alcune staffe, seguita dall'instabilità delle barre longitudinali.

Per un passo delle staffe maggiore, la duttilità delle colonne è stata limitata dall'instabilità prematura delle barre longitudinali.

Mander et al. (1983) testarono 4 colonne rettangolari cave con differenti disposizioni di staffe nella zona di formazione delle cerniere plastiche, sottoponendole ad un carico assiale costante ed a cicli di carico laterale, ed investigarono il comportamento a taglio e quello duttile delle colonne al variare del livello del carico assiale e del quantitativo di staffe nelle zone di formazione delle cerniere plastiche per prevenire l'instabilità dell'armatura longitudinale. I test mostrarono la necessità di ridurre il passo delle staffe e di incrementare la lunghezza di sovrapposizione delle barre longitudinali nelle colonne sottoposte ad elevati valori del carico assiale per evitare la rottura prematura dovuta all'instabilità delle barre longitudinali. La capacità duttile delle colonne in cemento armato è stata ottenuta fornendo un quantitativo sufficiente di rinforzo trasversale per mezzo di staffe rettangolari o a spirale, per confinare adeguatamente il calcestruzzo, e per evitare l'instabilità delle barre longitudinali e prevenire la crisi a taglio. Per un livello del carico assiale elevato, il momento del secondo ordine dovuto all'effetto P- Δ diviene significativo, poiché cresce lo spostamento.

Yeh e Mo (2002) testarono modelli in scala ridotta di colonne cave sottoposte ad un regime prevalente di momento flettente ed investigarono sul "size effect". Il

rapporto in scala delle colonne era di 1:3. La modalità di crisi mostrata da tutte le colonne fu di rottura delle barre longitudinali, dal momento che la rottura a taglio e l'instabilità delle barre fu evitata da un appropriato ancoraggio e confinamento.

Mo et al. (2001) testarono colonne soggette prevalentemente ad un regime flessionale. I provini furono progettati con il quantitativo di armatura trasversale indicato da normativa per evitare la rottura per taglio e con passo delle staffe minore di sei volte il diametro delle barre longitudinali (suggerito da Priestley et al. 1996).

Le colonne realizzate con calcestruzzo avente resistenza più elevata esibirono una resistenza ai carichi orizzontali maggiore di quella attesa. Inoltre una resistenza a compressione più elevata forniva uno spostamento allo snervamento superiore, decrementando di conseguenza la duttilità, essendo funzione dello snervamento dell'acciaio.

Lignola et al. (2007) eseguirono test sperimentali su pile da ponte a sezione rettangolare cava di dimensioni 180 x180cm², con spessore della parete di 30 cm ed altezza di 6.60 m, con un rinforzo longitudinale costituito da 44 barre di diametro 44 mm e staffe D12 con passo 30 cm in scala ridotta.

Il fattore di scala scelto fu 1.5, così testarono provini di sezione rettangolare cava 360x360 mm² con spessore della parete di 60 mm. Il rinforzo della parete era costituito da 16 barre longitudinali D16 con staffe D4 ad una spaziatura di 80 mm in mezzera. La parte cava della colonna aveva un'altezza di 1.30 m e fu realizzata con polistirolo. Un totale di 7 provini vennero testati, dei quali uno non rinforzato soggetto a compressione semplice, altri tre non confinati soggetti ad un carico assiale eccentrico con eccentricità crescente, ed altri tre provini aventi la stessa geometria ma confinati esternamente, furono soggetti ad un carico assiale eccentrico con eccentricità crescente. I test furono condotti in controllo di forza ad una velocità di 2 kN/sec nel primo ciclo di carico, e successivamente in controllo di spostamento con una velocità di 0.002 mm/sec. I test mostrano un incremento considerevole della duttilità delle colonne confinate con materiale composito.

1.3 Stato dell'arte: Tecniche di rinforzo

Negli ultimi anni l'industria delle costruzioni in Italia ha mostrato una chiara tendenza nell'incrementare gli investimenti nella riabilitazione delle strutture esistenti; uno studio ha evidenziato che nel 2005, per la prima volta in Italia, gli investimenti sulle strutture esistenti hanno superato quelli sulle nuove costruzioni. In primo luogo, l'elevata densità di popolazione ha ridotto la disponibilità di aree per le nuove costruzioni, in secondo luogo, assieme alla nuova zonizzazione sismica sono state

anche indicate le tipologie d'intervento da eseguire sulle strutture esistenti, in particolare il Cap.11 dell'OPCM3274 era dedicato alla verifica degli edifici esistenti. Questo capitolo forniva indicazioni su come le strutture realizzate con materiali differenti (ad esempio cemento armato, muratura ed acciaio) dovevano essere verificate, ed ancora quali erano le tipologie di intervento che era possibile eseguire su queste. Questo significativo aggiornamento della normativa italiana ha stimolato la consapevolezza delle istituzioni, proprietari e ingegneri sul fatto che qualsiasi intervento su una struttura esistente non poteva essere eseguito senza una verifica delle sue condizioni preesistenti all'intervento e del suo comportamento sismico; la disponibilità di criteri e formule di progetto per la verifica ed il progetto di interventi di miglioramento, ha accresciuto la fiducia dei proprietari circa la credibilità del giudizio degli ingegneri, come pure la necessità di eseguire degli interventi di consolidamento per i quali sono tenuti a pagare.

Recentemente sono entrate in vigore le nuove norme tecniche sulle costruzioni, NTC2008, che pur sostituendosi, all'OPCM3274, di fatto conservano lo stesso approccio per il consolidamento delle strutture esistenti.

Per le strutture in c.a., le seguenti tre tecniche d'intervento sono previste dalle NTC2008 :ringrosso dei pilastri, incamiciatura con acciaio, ed interventi di rinforzo esterno mediante materiali FRP.

Le prime due tipologie d'intervento sono state utilizzate ampiamente in passato ed hanno anche mostrato diversi svantaggi.

Il confinamento del calcestruzzo è una tecnica efficace se utilizzata per incrementare la resistenza a compressione e/o la duttilità di una colonna. Precisamente è la pressione laterale di confinamento che induce nel calcestruzzo uno stato tensionale triassiale e conseguentemente un incremento della resistenza a compressione e della deformazione assiale ultima della colonna.

1.3.1 Ringrosso dei pilastri

Il ringrosso dei pilastri prevede l'allargamento della sezione trasversale esistente, con conseguente perdita di spazi ed incremento della massa strutturale; inoltre, con questo tipo di intervento, si sono mostrati problemi nel tempo e difficoltà di esecuzione; eventi sismici hanno anche messo in risalto che la perfetta aderenza e collaborazione tra porzioni nuove ed esistenti non è semplice da garantire.

Questa è, comunque, tra le tecniche di rinforzo la più antica. La quantità aggiunta di calcestruzzo potrebbe essere un rinforzo strutturale realizzato con barre in acciaio o rete elettrosaldata, progettato per essere un elemento portante. In altri casi

questo intervento di rinforzo potrebbe assolvere una funzione protettiva al fuoco di strutture precomprese con barre di acciaio o di FRP, o ancora potrebbe assolvere una funzione protettiva degli elementi strutturali da danni meccanici ed ambientali. Utilizzando questa tecnica, colonne, travi, solette e muri possono essere allargati per incrementare la loro capacità portante o per incrementare la loro rigidità. Il metodo del ringrosso della sezione trasversale è relativamente semplice nell'esecuzione ed economicamente vantaggioso.

Lo svantaggio di questo metodo è la possibile corrosione delle armature in acciaio. Questi problemi possono essere superati con l'utilizzo di un adeguato copriferro o di rinforzo in FRP, il quale è resistente alla corrosione. Un tipico intervento con questa tecnica prevede un incremento della sezione trasversale tra i 5 e i 7 cm per le solette, e tra i 7 e i 12 cm per le travi e le colonne.

1.3.2 Incamiciatura dei pilastri

L'incamiciatura dei pilastri con acciaio comporta diversi dei problemi sopra elencati. L'utilizzo di questa tecnica implica un incremento di massa meno significativo rispetto alla tecnica di rinforzo precedente, ma sono stati osservati maggiori problemi legati alla corrosione. Il rinforzo di elementi in cemento armato utilizzando piastre di acciaio fu sviluppato negli anni 60 in Svizzera e Germania. Questa tecnica di rinforzo consta di elementi in acciaio che sono incollati alla superficie di calcestruzzo attraverso una resina epossidica bi componente. Gli elementi in acciaio possono essere piastre, profilati o elementi realizzati ad hoc. In questa tecnologia di rinforzo, l'elemento di acciaio incollato è considerato un rinforzo passivo (il nuovo rinforzo non diviene efficace sino a quando il calcestruzzo non spaccia per effetto dei carichi addizionali). Una progettazione accorta con gli esecutivi e la descrizione delle fasi realizzative sono necessari per assicurare l'efficacia dell'intervento. Piastre in acciaio incollate in corrispondenza delle fibre tese delle travi possono incrementarne la resistenza flessionale, ed ancora possono incrementare la rigidità flessionale e ridurre la deformabilità dell'elemento. Elementi in acciaio incollati ai lati delle membrature in calcestruzzo possono incrementare la loro resistenza a taglio.

Un problema pratico nelle applicazioni delle piastre in acciaio è il loro peso elevato e la limitazione della lunghezza delle singole piastre per semplicità di movimentazione. Gli elementi in acciaio potrebbero necessitare di giunzioni, la qual cosa complica il progetto e le fasi realizzative dell'intervento. E' altresì raccomandato l'utilizzo di ancoraggi soprattutto in corrispondenza delle estremità delle piastre.

Quest'operazione è eseguita per assicurare che l'elemento in acciaio incollato porterà ancora un'aliquota di carico nel caso in cui l'adesivo non faccia presa. Un lavoro considerevole in situ è richiesto per individuare il rinforzo esistente ed evitare il suo danneggiamento quando si dispongono gli ancoraggi. Inoltre elaborati e costosi sono i ponteggi richiesti per mantenere gli elementi in acciaio nella posizione richiesta durante l'incollaggio.

1.3.3 Materiali compositi (FRP)

Dalla fine della guerra fredda, molte tecnologie e prodotti militari avanzati sono stati trasferiti all'industria dell'ingegneria civile. L'impiego dei FRP per il consolidamento delle strutture esistenti è stato tra tutte le tecnologie trasferite quella di maggior successo. Negli ultimi decenni, l'utilizzo dei FRP ha raggiunto una popolarità sempre più crescente legata alle loro caratteristiche: alto rapporto resistenza/peso; resistenza alla corrosione; facilità e velocità di applicazione; minimo cambiamento della dimensione della sezione trasversale; possibilità di installazione senza interruzione delle funzioni della struttura. Per questi motivi, gli FRP sono stati ampiamente impiegati per il consolidamento e il rinforzo delle strutture in cemento armato, specialmente in quelle zone con gradi di sismicità elevati. Infatti, il confinamento con FRP di colonne in cemento armato, non solo consente di incrementare la resistenza dell'elemento ma altresì di conferirgli una maggiore duttilità. Questo incremento di duttilità va incontro alla necessità di dissipare energia da parte della struttura, infatti, conferire un comportamento plastico all'elemento si traduce nel conferire un comportamento plastico all'intera struttura. L'incremento di duttilità è tipicamente richiesto nelle colonne esistenti che sono soggette ad una combinazione di sollecitazione assiale e flettente, questo o per un aggiornamento dei codici normativi (ad esempio per tener conto dell'azione sismica) oppure per tener conto di errori progettuali o realizzativi. Alcuni inconvenienti riscontrati nelle applicazioni con materiali in FRP sono legati alla loro esposizione ad agenti atmosferici, esposizione ai raggi ultravioletti, cicli termici ed all'umidità. Il confinamento con FRP è eseguito disponendo le fibre in direzione ortogonale all'asse longitudinale della colonna, fornendo così un confinamento passivo, il quale è attivato nel momento in cui il nucleo in calcestruzzo inizia a dilatarsi, come conseguenza dell'effetto Poisson e della sua fessurazione.

La diffusione di questa tecnologia d'intervento con FRP come tecnica di rinforzo competitiva, ha indotto ricercatori e ingegneri a sviluppare specifiche linee guida di progettazione; dopo quella proposta dall'*American Concrete Institute* (ACI), dalla

Federation International du Beton (fib) e dalla *Canadian Standard Association (CSA)*, una linea guida nazionale è diventata disponibile nel 2004 come risultato di un lavoro svolto dalla commissione del consiglio di ricerca italiano (CNR) e di recentissima approvazione da parte del consiglio dei lavori pubblici, in data 24/07/09, sono le linee guida per gli interventi da eseguire con FRP. La prima normativa sulle costruzioni a riconoscere questa tecnologia di rinforzo tra quelle possibili per gli interventi sulle strutture esistenti, è stata l'OPCM 3431, che richiamava le linee guida del CNR DT-200/2004 per i rinforzi mediante i materiali compositi (FRP). Oggigiorno, anche a seguito del terremoto in Abruzzo, l'unica normativa che è possibile utilizzare per la progettazione di strutture in zona sismica è la NTC 2008, che a sua volta prevede l'impiego dei materiali compositi FRP per il rinforzo delle strutture esistenti, e quindi si rimanda alle linee guida approvata dal consiglio dei lavori pubblici per la disciplina degli interventi con questi materiali.

In Italia le applicazioni con materiali compositi FRP con fibre di carbonio (CFRP) e di vetro (GFRP) sono aumentate notevolmente nell'ultimo decennio; i primi interventi hanno riguardato il rinforzo a flessione di solette o travi di edifici, o di solette da ponte. Questi interventi furono principalmente richiesti per sopperire ai problemi di durabilità legati ai rinforzi tradizionali (ad esempio corrosione delle barre interne), o per incrementare la capacità resistente degli elementi strutturali per i soli carichi verticali. In seguito il mercato ha iniziato lentamente a selezionare gli FRP per il loro impiego in tecniche di rinforzo sismico innovative rispetto a quelle tradizionali (ad esempio incamiciature in calcestruzzo o in acciaio); oggigiorno, gli interventi di rinforzo sismico con FRP sono diventati comparabili in numero, se non superiori, a quelli tradizionali. L'incollaggio di tessuti in FRP sulla superficie esterna dei pilastri o delle pile da ponte nella direzione delle staffe, è diventato molto frequente, e finalizzato ad incrementare il confinamento del calcestruzzo o la sua resistenza a taglio.

Infatti, un insufficiente numero di staffe o del loro passo, in un elemento pilastro o pila, può comportarne la crisi, che si manifesta per instabilità delle barre compresse e sfilamento di quelle tese, accompagnata dalla crisi del calcestruzzo. Inoltre, l'assenza di rinforzo trasversale, può causare una rottura fragile per taglio, con formazione di fessure inclinate dovute alle tensioni diagonali, espulsione del copriferro e rottura delle staffe. Il confinamento con FRP è qualche volta utilizzato anche per prevenire la rottura fragile che può generarsi per insufficiente sovrapposizione delle barre longitudinali. Questo è un problema che si presenta tipicamente in corrispondenza della base delle colonne e delle pile; dove avviene lo spanciamiento del calcestruzzo e nella maggior parte dei casi a questo si accompagna

l'espulsione del copriferro. Altro intervento frequente mediante FRP è il rinforzo dei nodi trave-colonna, sia per gli edifici che per i ponti. Infatti, il rinforzo delle colonne mediante un più elevato livello di confinamento, potrebbe comportare la crisi in corrispondenza della zona nodale. Per il rispetto del principio della gerarchia delle resistenze, il nodo dovrebbe essere sempre rinforzato quando s'interviene sui pilastri in esso confluenti. Intervenendo su entrambi gli elementi strutturali, colonne e nodi, è possibile ristabilire il rispetto della gerarchia delle resistenze, con la prima crisi delle travi. La formazione delle cerniere plastiche nelle travi comporterebbe il raggiungimento di un meccanismo di dissipazione energetica molto duttile ed efficiente. Test sperimentali eseguiti su singoli elementi strutturali (colonne o pile) e su loro assemblaggi (ad esempio porzioni di telai comprendenti colonne, travi e nodi) hanno confermato l'efficacia di questa tecnica di rinforzo con i materiali FRP. Test su edifici in scala reale hanno recentemente validato questi risultati e messo in risalto l'effetto benefico che comporta questa tecnologia sul comportamento globale dell'edificio sottoposto a sollecitazioni sismiche.

FRP per rinforzo esterno

Nelle zone sismiche, l'FRP potrebbe essere utilizzato anche per confinare le colonne, ottenendo un incremento di duttilità per effetto del confinamento del calcestruzzo. La scelta dei materiali costituenti il materiale composito in FRP, dovrebbe basarsi sui requisiti di resistenza, rigidità e durabilità richiesti per ciascuna applicazione. Il tipo di resina da impiegare è selezionato sulla base delle condizioni ambientali alle quali l'FRP sarà esposto e del processo produttivo. I sistemi in FRP per applicazioni esterne possono essere di due tipi, sistemi impregnati *in situ* e sistemi preformati. I sistemi in FRP impregnati in sito consistono in tessuti di fibre unidirezionali o multi direzionali che sono impregnati in loco per mezzo di resina saturante. I sistemi preformati consistono invece in un'ampia varietà di compositi che sono assemblati in fabbrica.

Tipicamente gli adesivi, il *primer* e il *putty* sono utilizzati per incollare i sistemi in FRP alla superficie di calcestruzzo.

Il *primer* è utilizzato per impregnare la superficie di calcestruzzo, al fine di fornire una maggiore aderenza della resina saturante o dell'adesivo.

Il *putty* è utilizzato per riempire i piccoli vuoti presenti sulla superficie del substrato, al fine di ottenere una superficie liscia su cui incollare l'FRP.

I sistemi preformati in FRP includono lamine unidirezionali e griglie multidirezionali.

Nonostante l'ampia mole di studi e ricerche inerenti il comportamento meccanico di questi materiali, ci sono ancora problematiche aperte riguardo una possibile crisi prematura del materiale composito per effetto della delaminazione, soprattutto in zone dove ci sono tensioni elevate per effetto di una sollecitazione combinata di flessione e taglio. Occorre aggiungere che il sistema composito in FRP per rinforzi esterni è poco protetto nei riguardi degli agenti atmosferici e delle azioni dovute all'urto.

Materiali in FRP (matrici e resine)

Le fibre costituiscono il componente a cui è delegato il compito di portare i carichi in un sistema composito in FRP. Le fibre sono spesso pre-assemblate in varie forme per facilitare il confezionamento del materiale composito.

Le fibre sono costituite da filamenti continui, e molto spesso per facilitarne la manipolazione sono fornite in varie forme: filamenti, cavi di filatura, filati e fili assemblati. Le fibre generalmente utilizzate per la realizzazione dei materiali compositi possono essere classificate nelle seguenti categorie:

- Fibre di vetro (*GFRP*), utilizzate comunemente in campo navale ed industriale per la fabbricazione di compositi con prestazioni medio-alte, e sono composte principalmente da silice.
- Fibre polimeriche, comprendenti le fibre aramidiche (ad esempio Kevlar 29, Kevlar 49 e Kevlar 149 che è la fibra aramidica con modulo elastico più elevato) sono fibre di natura organica (*AFRP*). Esse furono introdotte per la prima volta nel 1971 e si distinguono per la loro elevata tenacità e per la loro resistenza all'operazione di manipolazione.
- Fibre di carbonio, utilizzate per la fabbricazione di compositi ad elevate prestazioni, si distinguono per il loro elevato modulo di elasticità normale e per la loro elevata resistenza. La moderna tecnologia di produzione delle fibre di carbonio si basa sulla pirolisi, cioè la decomposizione termica in assenza di ossigeno di sostanze organiche, tra le quali vi sono le fibre di poliacrilonitrile (PAN) e di rayon. Le fibre di carbonio si denotano usualmente con l'acronimo *CFRP*.

Altre tipologie di fibre meno utilizzate per la realizzazione dei materiali compositi sono le fibre di boro, che analogamente alle fibre di carbonio, presentano un modulo di elasticità normale elevato.

In presenza di temperature elevate è possibile ricorrere a differenti tipi di fibre, ad esempio alle fibre ceramiche (quali le fibre di allumina e di carburo di silicio).

Oggi, con la crescente sensibilità verso le problematiche ambientali, si sta studiando la possibilità di utilizzare fibre naturali da impiegare per la realizzazione dei materiali compositi. Sono stati recentemente commercializzati compositi realizzati con fibre di basalto, mentre ancora oggetto di ricerca, ma i risultati sono molto promettenti, sono le fibre di canapa.

In Figura I-8 sono illustrate le proprietà meccaniche (resistenza e modulo elastico) di differenti tipi di materiali in FRP.

Altro componente costituente il materiale composito in FRP è la matrice. Questa matrice è principalmente realizzata con resine termoindurenti o termoplastiche. Le resine termoindurenti sono parzialmente polimerizzate e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Le resine termoindurenti più diffuse nel settore dell'ingegneria civile sono le epossidiche, ma sono impiegate anche le resine poliestere o vinilestere. Sono anche disponibili materiali compositi fibrorinforzati con matrici polimeriche termoplastiche, che possono richiedere tecniche di applicazione diverse dalle precedenti. Le resine caratterizzano il comportamento al fuoco, alle alte temperature ed alla corrosione del materiale composito. Sebbene i carichi siano portati dalle fibre, il comportamento meccanico del materiale composito dipende dal modulo di elasticità normale della resina, dalla sua deformazione ultima e dall'aderenza tra resina e fibre.

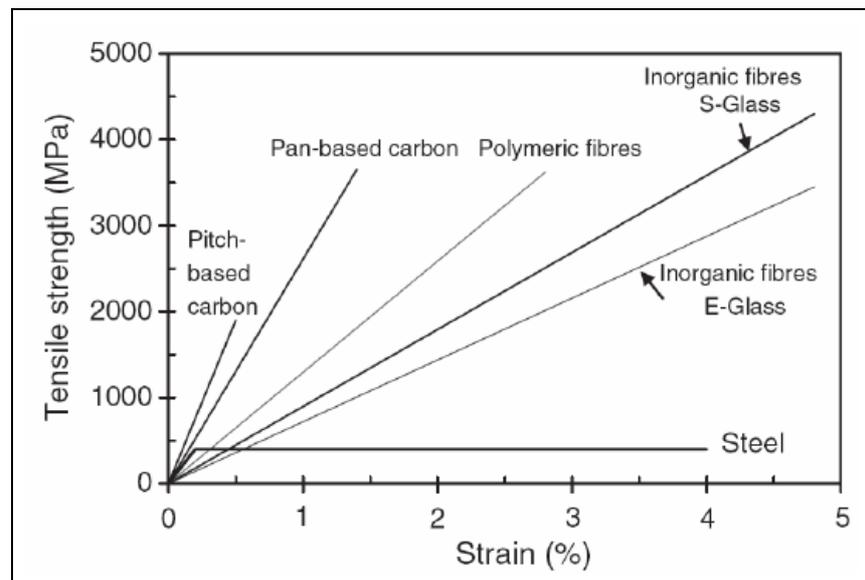


Figura I-8 -Relazione tensione-deformazione dei materiali in FRP.

Durabilità dei sistemi in FRP

Sebbene i materiali in FRP abbiano mostrato un comportamento meccanicamente estremamente positivo, esistono ancora delle perplessità riguardo la loro durabilità nel caso delle applicazioni nel campo dell'ingegneria civile. In questo campo i materiali in FRP sono sottoposti a condizioni climatiche molto proibitive, essendo soggetti ad un ampio *range* di temperatura, di livelli di umidità, ed ancora sono soggetti a pioggia e neve. Limitati sono gli studi teorici e sperimentali riguardo la durabilità dell'aderenza tra il materiale in FRP ed il substrato di calcestruzzo. Ulteriori studi sono quindi necessari per stabilire coefficienti di riduzione accurati da utilizzarsi nelle formule di progetto relative alla delaminazione. Variazioni di umidità hanno un'influenza significativa sulla lunghezza di ancoraggio, sulla distribuzione delle tensioni di taglio, e sulle deformazioni relative tra composito e substrato di calcestruzzo. Il modulo a taglio dell'adesivo posto in corrispondenza dell'interfaccia tra il materiale FRP ed il substrato di calcestruzzo, è un parametro significativo per la durabilità dell'intervento di rinforzo con FRP dell'elemento in calcestruzzo. Gli adesivi sono in genere sensibili all'acqua. Il deterioramento dell'incollaggio è caratterizzato dall'assorbimento di acqua da parte dell'adesivo e dalla conseguente diffusione di umidità alle superfici aderenti. I vuoti possono formarsi nello strato di adesivo e/o all'interfaccia. La presenza dei vuoti implica una minore area di contatto. L'influenza dei cicli di gelo e disgelo sul comportamento strutturale delle travi in calcestruzzo rinforzate con FRP è stata studiata da diversi ricercatori ed i risultati sperimentali hanno dimostrato che queste azioni cicliche non pregiudicano l'aderenza del composito in FRP al substrato, al contrario delle alte temperature. Questi risultati sperimentali hanno altresì dimostrato una riduzione dell'80-90% dell'aderenza del FRP a substrati sottoposti a diversi tipi di trattamento ed a temperature variabili tra i 25-250°C, mentre per l'incollaggio di lamine di acciaio i risultati sperimentali hanno mostrato una riduzione del 38%.

I.4 Stato dell'arte: Colonne rinforzate con FRP

Il comportamento di cilindri in calcestruzzo confinati con FRP, soggetti a compressione assiale, è stato ampiamente studiato, e l'efficacia di questo tipo d'intervento è stata ampiamente dimostrata (Fardis e Khalili, 1981; Nanni e Bradford, 1995; Mirmiran e Shahawy, 1996; Karbhari e Gao, 1998; Spoelsta e Monti, 1999; Fam e Rizkalla, 2001 e Tepfres, 2003).

Nelle colonne in cemento armato di sezione circolare, l'efficacia del confinamento con FRP è ottima poiché la configurazione geometrica consente alle

fibre di esercitare una pressione uniforme lungo la circonferenza, a seguito dell'espansione radiale del calcestruzzo, a differenza di quanto avviene, invece, per le colonne prismatiche. Infatti, è riconosciuto che nel caso di quest'ultima configurazione geometrica, la pressione di confinamento è elevata in corrispondenza degli spigoli e bassa in corrispondenza dei lati. Sulla base degli studi eseguiti su colonne confinate con acciaio, l'approccio teorico generalmente accettato è quello di considerare un'area confinata delimitata da quattro parabole del secondo ordine che intersecano gli spigoli a 45° . La forma delle parabole e la corrispondente area effettivamente confinata dipendono dalla forma e dalla dimensione della sezione trasversale, e ancora dal raggio di curvatura dello spigolo. Il confinamento di sezioni rettangolari con FRP, assicura ancora un incremento della resistenza del calcestruzzo e della deformazione ultima, ma la sua efficacia non è tangibile come nel caso dell'intervento sulle sezioni circolari (Rocca et al. 2006). Prove sperimentali eseguite su colonne in cemento armato di forma circolare e rettangolare di dimensioni considerevoli (dimensione minima della sezione trasversale di circa 300 mm) sono state altresì condotte (Wang e Restrepo 2001, Carey e Harries 2003, Matthys et al. 2005); ad ogni modo queste campagne sperimentali sono limitate in numero a causa degli elevati costi e dall'assenza di un elevato numero di macchinari sperimentali di elevata capacità. Nonostante queste difficoltà, formule di progetto per il confinamento di colonne con FRP sono state proposte sulla base di evidenze sperimentali di provini in calcestruzzo in scala ridotta (De Lorenzis e Tepfers, 2001; Lam e Teng, 2003; Harajli et al. 2006). Questi modelli potrebbero essere non idonei nel predire la capacità resistente e la duttilità delle colonne in scala reale. Per questo motivo sono necessari ulteriori dati sperimentali su colonne di dimensioni rilevanti per arricchire il numero di dati sperimentali disponibili in letteratura.

Modelli teorici

Il confinamento del calcestruzzo mediante materiali compositi fibrorinforzati è basato su un meccanismo molto semplice. Quando il calcestruzzo è soggetto ad una compressione assiale espande lateralmente e questa espansione è contrastata dal rinforzo in FRP che fornisce una pressione di confinamento al calcestruzzo. Un'eventuale rottura avviene allorquando il materiale composito cede a causa delle tensioni di trazioni nella direzione circonferenziale. Il calcestruzzo nel caso di rinforzo di una sezione circolare è uniformemente confinato, mentre questo non avviene nel caso di un rinforzo di qualsiasi altra forma. Nelle colonne circolari confinate con FRP la pressione di confinamento può considerarsi costante lungo la circonferenza.

Quando il calcestruzzo espande lateralmente per effetto dei carichi assiali, è attivata la pressione laterale di confinamento da parte del FRP. Il rinforzo in FRP, quindi, è soggetto ad una tensione di trazione circonferenziale che viene equilibrata da una pressione radiale uniforme che confina l'espansione laterale del calcestruzzo (Lam e Teng, 2003; De Lorenzis e Tepfres, 2003). L'azione di confinamento del FRP è schematicamente illustrata in Figura I-9.

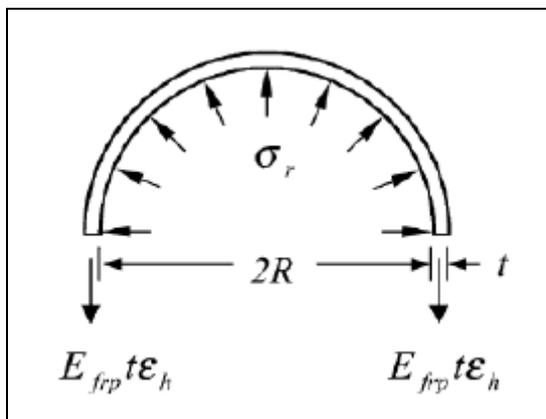


Figura I-9 -Illustrazione schematica dell'effetto di confinamento dovuto al FRP.

La pressione di confinamento attinge il suo massimo valore quando la camicia in FRP si rompe. Da semplici considerazioni di equilibrio (Eq.[1]), la pressione laterale di confinamento esercitata dal FRP e agente sul nucleo di calcestruzzo, f_l , è data (Eq.[1]) da (Lam e Teng, 2003):

$$f_l = \frac{\sigma_\theta t}{R} = \frac{E_{frp} \epsilon_h t}{R}, \tag{1}$$

dove σ_θ è la tensione di trazione nel FRP nella direzione circonferenziale, t è lo spessore totale della camicia in FRP, e R è il raggio della sezione circolare. La pressione laterale di confinamento è proporzionale alla deformazione ultima della camicia di FRP, ϵ_h , essendo l'FRP un materiale a comportamento elastico lineare sino a rottura (E_{frp} è il modulo di elasticità normale del FRP).

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato può essere quindi scritta nella maniera sviluppata per la prima volta da Richart et al. (1929), Eq.[2]:

$$f_{cc} = f_c + k_c f_l, \tag{2}$$

dove f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato, f_{cc} è la resistenza a compressione del calcestruzzo assicurata dall'azione di confinamento, e k_c è il fattore di efficacia del confinamento.

Lo stesso approccio adottato per descrivere il comportamento di sezioni circolari di calcestruzzo, può essere seguito per descrivere il comportamento di sezioni prismatiche in cemento armato.

Questo solleva quattro problematiche da risolvere:

- L'efficacia del confinamento;
- L'efficienza della camicia in FRP;
- L'interazione tra il rinforzo interno in acciaio e la camicia esterna in FRP;
- Il size effect.

Inoltre, casi particolari di colonne prismatiche in cemento armato, sono rappresentati dalle colonne cave e da quelle a sezione rettangolare allungata di cemento armato, che devono essere trattate seguendo un approccio differente.

Efficacia del confinamento

E' ampiamente riconosciuto (Wang e Restrepo, 2001; Tan, 2002; Maalej et al., 2002; Campione e Miraglia, 2003; Chaallal et al., 2003; Harajli et al. 2006; Rocca et al., 2008) che le sezioni prismatiche mostrano una minore efficacia a seguito del loro confinamento, e questo può essere imputato a:

- Concentrazione di tensioni in corrispondenza degli spigoli;
- Minore efficacia del confinamento del nucleo di calcestruzzo.

Il concetto che solo una parte della sezione è confinata deriva dagli studi eseguiti sulle colonne confinate con acciaio (Mander et al., 1998; Wang e Restrepo, 2001). Secondo questi studi, il calcestruzzo confinato è racchiuso all'interno di archi che si sviluppano a partire dagli spigoli e solo questa area delimitata da quattro parabole del secondo ordine è completamente confinata.

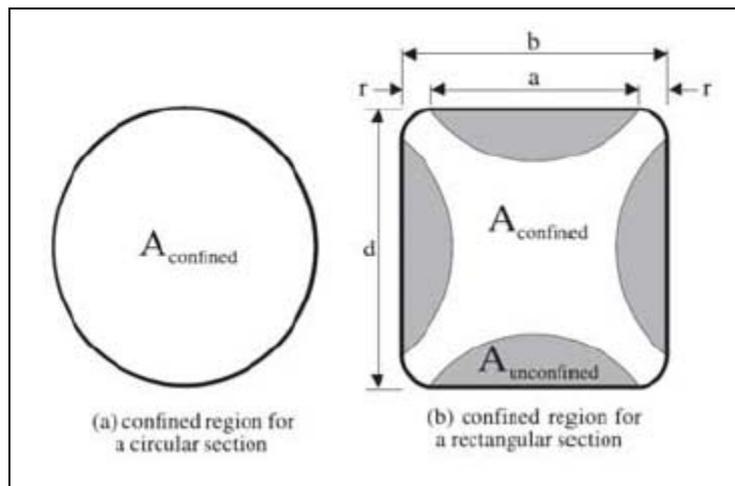


Figura I-10 -Calcestruzzo efficacemente confinato nelle sezioni circolari e prismatiche.

Mirmiran et al. hanno messo in risalto nel loro lavoro, come l'efficacia del confinamento con materiale composito in FRP di colonne in cemento armato sia funzione di diversi parametri come: il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo, il tipo di fibra e di resina utilizzati per il confezionamento del materiale composito, il volume di fibre e la loro direzione all'interno del rinforzo in FRP, lo spessore del rinforzo in FRP, la forma della sezione trasversale dell'elemento da rinforzare, il rapporto tra l'altezza della colonna ed il diametro della sezione trasversale (snellezza della colonna) ed ancora l'aderenza all'interfaccia tra l'elemento da rinforzare ed il rinforzo stesso.

Efficienza del rinforzo in FRP

Test sperimentali eseguiti su cilindri di calcestruzzo confinati con FRP, hanno mostrato una differenza sostanziale tra il valore della deformazione ultima del FRP ottenuta dalle prove di caratterizzazione meccanica del FRP e quella esibita durante i test dal rinforzo in FRP (Spoelstra e Monti, 1999; Pessiki et al. 2001; De Lorenzis e Tepfers, 2001; Lam e Teng, 2003). Le due cause principali di ciò possono essere imputate a: l'effetto combinato della curvatura della camicia di FRP, le pressioni all'interfaccia tra il calcestruzzo e la camicia in FRP; la presenza di deformazioni locali nel calcestruzzo fessurato che portano ad una distribuzione non uniforme di tensione nel rinforzo in FRP (Figura I-11) e quindi ad una rottura prematura del FRP (Pessiki et al., 2001; Lam e Teng, 2003).

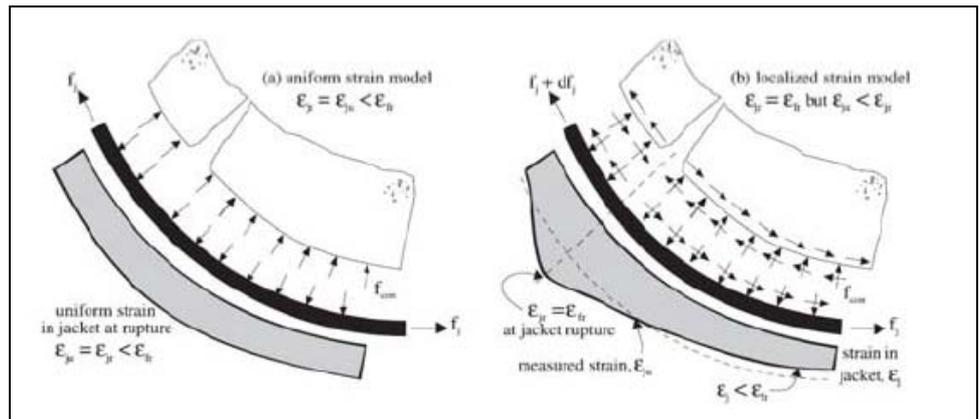


Figura I-11 -Rappresentazione schematica della distribuzione circonferenziale delle deformazioni nel FRP.

Interazione tra armatura interna in acciaio e rinforzo esterno in FRP

Nelle colonne in cemento armato confinate con FRP, il calcestruzzo risente dell'effetto del confinamento fornito sia dalle staffe in acciaio che dal rinforzo in FRP, per cui possono essere tenuti in conto entrambi i contributi al confinamento nel computo dell'effetto complessivo (Wang e Restrepo, 2001;Figura I-12). La presenza delle barre longitudinali come possibile causa di un'efficacia riduttiva del confinamento mediante FRP, non è mai stata considerata.

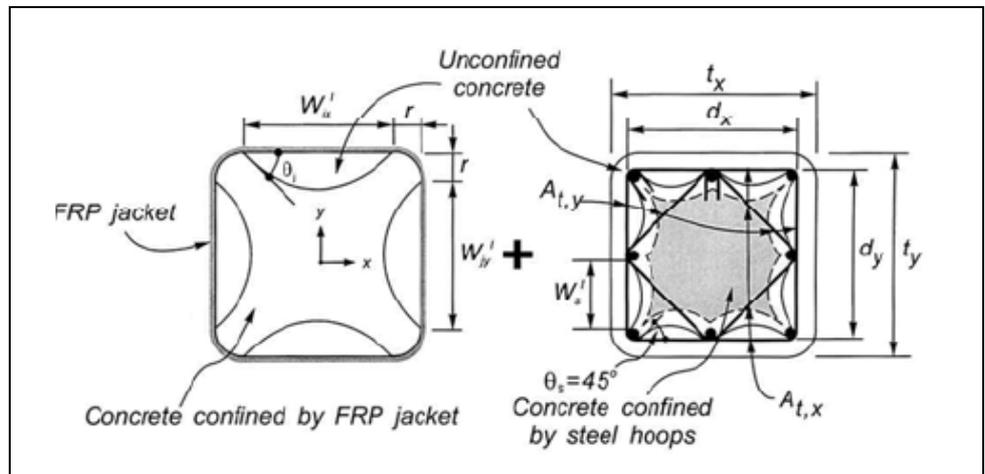


Figura I-12 -Contributo al confinamento in una sezione prismatica dovuto alle staffe ed al FRP.

Effetto dimensionale (Size effect)

E' ampiamente riconosciuto che la dimensione della sezione trasversale della colonna in cemento armato rinforzata con FRP ha influenza sull'efficacia del confinamento (Bazant, 2005). Sino a circa venti anni fa, tutte le influenze sul comportamento delle strutture in cemento armato confinate con FRP dovute alla dimensione della sezione trasversale, sono state attribuite all'incertezza statistica della resistenza del calcestruzzo. Recenti ricerche hanno invece dimostrato che l'influenza sul comportamento della sezione confinata, dovuta all'incertezza della resistenza del calcestruzzo è molto piccola, mentre l'influenza della dimensione della sezione trasversale è dovuta al rilascio di energia immagazzinato nella colonna (Bazant, 1999). In aggiunta è stato osservato che il *size effect* è totalmente deterministico in quelle strutture in cui c'è una grande diffusione di fessure prima che sia raggiunto il valore del carico ultimo. Il *size effect* interviene in tutte le modalità di rottura delle strutture in cemento armato che interessano il calcestruzzo piuttosto che l'acciaio, e la rottura a compressione delle membrature compresse è sicuramente una di queste (Brocca e Bazant, 2001).

Sulla base di uno studio eseguito su oltre 100 provini Mirmiran et al (1998) hanno investigato su tre aspetti inerenti l'efficacia del confinamento, che sono stati messi un po' da parte negli studi presenti in letteratura come: la forma della sezione trasversale, la snellezza della colonna (definita come il rapporto tra l'altezza della colonna ed il diametro) ed infine l'aderenza all'interfaccia tra la colonna in calcestruzzo e il materiale composito.

Allo scopo di investigare l'effetto della forma della sezione trasversale ai fini dell'efficacia del confinamento del calcestruzzo confinato con FRP, una serie di test di compressione uniassiale furono eseguiti su un totale di dodici cilindri quadrati di dimensioni $152.5 \times 152.5 \times 305$ mm³ e su trenta provini cilindrici di dimensioni 152.5 mm in diametro e 305 mm in altezza. Tre differenti configurazioni di rinforzo furono adottate con uno spessore di materiale composito di 1.45, 2.21 e 2.97 mm (ottenuti applicando rispettivamente 6, 10 e 14 strati di materiale composito). Il materiale composito applicato era realizzato con fibre di vetro unidirezionali e resina epossidica. I test furono eseguiti in controllo di spostamento con una velocità costante di 5.6 mm/min.

Come è chiaramente mostrato in Figura I-13 dove è riportato il diagramma tensione-deformazione normalizzato per provini cilindrici e quadrati confinati con differenti numeri di strati di FRP, le colonne a sezione quadrata sono meno efficaci rispetto a quelle a sezione circolare nel confinare il calcestruzzo. Questo può essere spiegato dalla differente distribuzione della pressione di confinamento tra le colonne

circolari e quadrate. Per le sezioni circolari la pressione di confinamento è uniforme ed è funzione della resistenza del materiale lungo la direzione circonferenziale. Per le sezioni quadrate, la pressione di confinamento attinge un massimo in corrispondenza degli spigoli ed un minimo nella mezzzeria dei lati. La pressione di confinamento agli spigoli è dovuta all'azione membranale del rinforzo nei lati trasversali, e comunque dipende dalla rigidezza flessionale degli strati di FRP. Perciò sia il raggio di arrotondamento degli spigoli che le dimensioni dei lati, influiscono sul livello di confinamento esercitato dal materiale composito sul nucleo in calcestruzzo. Dalla Figura I-13 emerge altresì che mentre lo spessore influisce in maniera rilevante sul responso di una colonna di sezione circolare, per le colonne quadrate questo effetto è minimo. Ancora dai test eseguiti, sembra esserci una soglia minima di spessore del materiale composito al disotto della quale una trascurabile o del tutto assente plasticità post-picco è presente.

Un altro importante paragone tra le sezioni quadrate e quelle circolari è nella loro variazione volumetrica. Nella Figura I-14 è mostrata la tensione assiale in funzione della deformazione volumetrica per entrambe le sezioni (forma circolare e quadrata) con differenti spessori di rinforzo. Le curve sono ancora una volta normalizzate rispetto alla tensione di picco e rispetto alla deformazione volumetrica della stessa colonna non confinata.

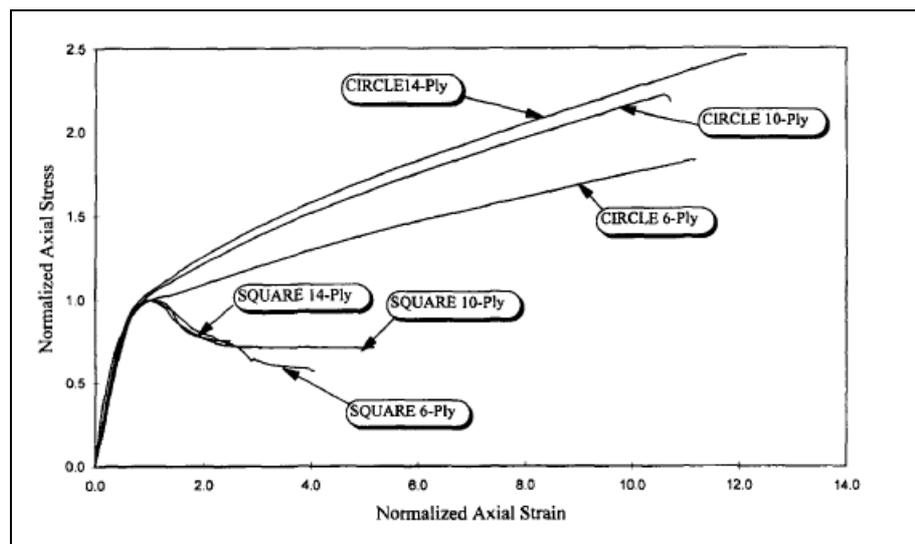


Figura I-13 -Curve tensione-deformazione normalizzate per provini di forma circolare e rettangolare.

La variazione di volume per unità di volume del calcestruzzo è calcolata come

(Eq.[3]):

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_v = \varepsilon_l + 2\varepsilon_r, \tag{3}$$

dove con ε_v si è indicata la deformazione volumetrica, con ε_l la deformazione assiale, ed infine con ε_r la deformazione laterale, assumendo negative le deformazioni di trazione. Una deformazione volumetrica positiva rappresenta una riduzione di volume, mentre un suo valore negativo indica un'espansione volumetrica. Dalla Figura I-14 emerge che tutti i provini, indipendentemente dalla forma della sezione trasversale sono compattati per un valore del carico assiale inferiore ad un valore tensionale critico. Sia i provini di forma circolare che rettangolare ad un certo punto mostrano un processo reversivo della dilatazione del nucleo di calcestruzzo. Studi precedenti avevano invece dimostrato che non c'è nessun processo reversivo della dilatazione del calcestruzzo rinforzato con elementi in acciaio. In conclusione può dirsi che, il processo reversivo della deformazione volumetrica è solo funzione del materiale utilizzato per il confinamento mentre non dipende dalla forma della sezione trasversale.

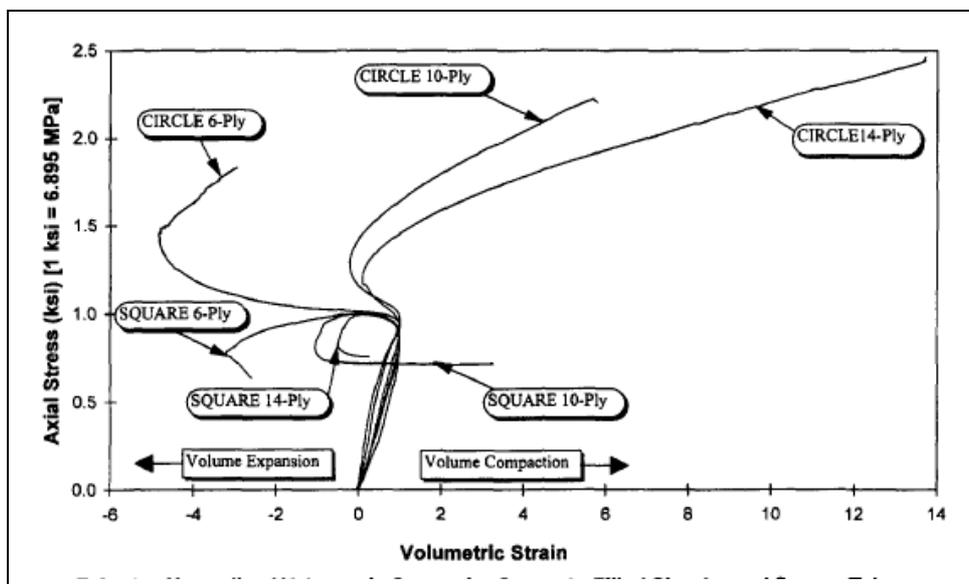


Figura I-14 -Curve sforzo assiale normalizzato-deformazione volumetrica per provini di forma circolare e rettangolare.

Effetto snellezza

Mirmiran et al (1998) testarono un totale di 24 provini di forma cilindrica rinforzati con 6, 10 e 14 strati di materiale composito (corrispondente ad uno spessore di 1.45, 2.21 e 2.97 mm rispettivamente, e quattro differenti lunghezze (305, 457, 610 e 762 mm). Per ciascuna lunghezza e tipo di rinforzo, furono preparati due provini per la ripetibilità della prova. Il diametro dei cilindri in calcestruzzo era di 145 mm, corrispondente al diametro dello stampo utilizzato per realizzare i cilindri. Pertanto il rapporto tra il diametro del cilindro e lo spessore di materiale composito (D/t) dei provini rinforzati con 6, 10 e 14 strati di materiale composito era approssimativamente pari a 100, 65 e 50 rispettivamente. Generalmente i provini rinforzati con camice in acciaio aventi un rapporto $(D/t) < 50$ sono considerati tozzi, mentre cilindri molto snelli sono quelli aventi un rapporto $(D/t) > 100$ (U.S.-Japan 1992). Sebbene i provini testati non presentassero una camicia in acciaio, possono essere considerati intermedi tra tozzi e molto snelli. Stesso dicasi per la snellezza dei provini, definita dal rapporto tra la lunghezza ed il diametro (L/D), che fu scelta variabile tra 2 e 5, il che classifica i provini ancora come colonne tozze. Il calcestruzzo adoperato presentava una resistenza media di $f_{c0} = 44.8$ MPa. La modalità di crisi tipica di tutti i provini testati fu la rottura per trazione delle fibre in corrispondenza del punto in cui si verificava una concentrazione dello stato tensionale. A conclusione di questa campagna sperimentale è possibile affermare che non c'è nessuna differenza nel comportamento sperimentale dei provini di differente lunghezza. L'unica osservazione degna di nota che emerge da questa campagna sperimentale è che solo l'ubicazione del punto di rottura dei cilindri è funzione della loro lunghezza. In Figura I-15 è riportata la resistenza ultima dei provini (normalizzata rispetto alla resistenza ultima del provino con snellezza 2), in funzione della snellezza.

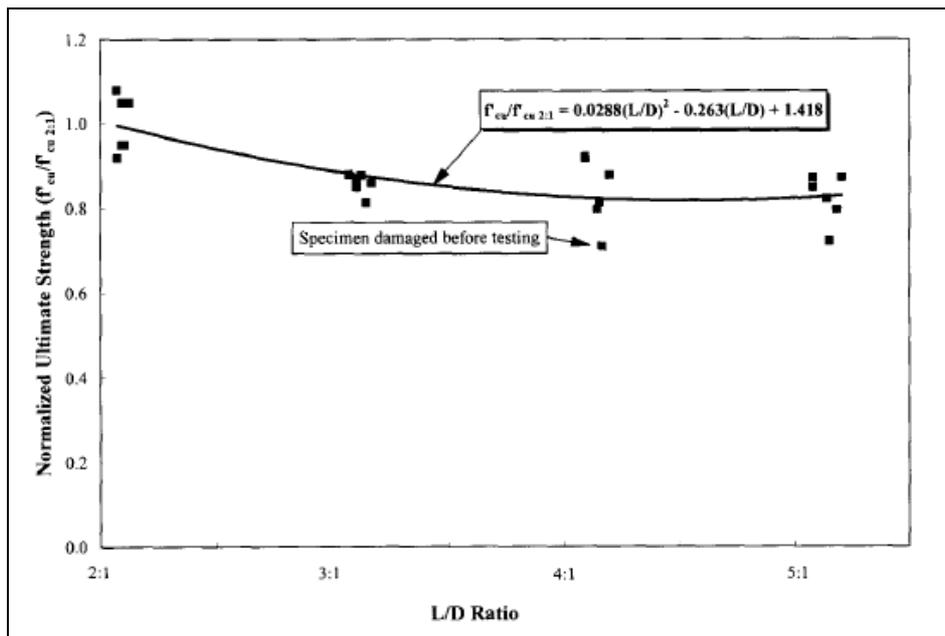


Figura I-15 -Resistenza ultima dei provini cilindrici in funzione della snellezza (L/D).

La riduzione della resistenza ultima al crescere della snellezza può essere imputata alla maggiore eccentricità del carico applicato

Effetto aderenza

L'aderenza tra il rinforzo in FRP ed il nucleo in calcestruzzo può essere ottenuta o mediante l'utilizzo di un adesivo, ad esempio resina epossidica, oppure mediante l'utilizzo di connettori metallici. L'aderenza all'interfaccia influenza lo stato tensionale all'interno del rinforzo e potrebbe anche influenzare la capacità della colonna. Al fine di investigare l'influenza dell'aderenza tra il rinforzo in FRP e l'elemento in calcestruzzo, sul comportamento di un provino confinato, Mirmiran et al. (1998) testarono 32 provini confinati con materiale composito, con e senza aderenza all'interfaccia tra il materiale composito e l'elemento in calcestruzzo, di diverse tipologie di materiale composito ed ancora con differente numero di strati di FRP, variabile tra 1 e 7. Tutti i provini in calcestruzzo con un diametro di 152.5 mm ed una lunghezza di 305 mm furono rinforzati con fibre di vetro e resina poliestere. Le due tipologie di materiale composito comparate sono state il multistrato ed il singolo strato. Nel secondo caso il rinforzo era applicato mediante un tessuto continuo con una sovrapposizione di circa il 32% del perimetro del provino. Nel caso

del multistrato, ogni striscia era tagliata e applicata separatamente con una sovrapposizione del singolo strato del 17% del perimetro del provino. L'ubicazione della sezione d'applicazione di ogni striscia di materiale composito era variata rispetto a quella precedente, per evitare la concentrazione di tensioni in una singola sezione. Per ciascuna tipologia di materiale composito due tipi di rinforzo furono preparati: aderente e non aderente. Il rinforzo non aderente fu preparato fasciando il tessuto in FRP attorno ad un mandrino costituito da due mezzi cilindri. A seguito della sua applicazione il rinforzo fu lasciato stagionare per 24 ore sul mandrino. In seguito il rinforzo fu rimosso ed applicato intorno al provino cilindrico in calcestruzzo. I provini cilindrici con rinforzo in aderenza sono stati ottenuti applicando il rinforzo direttamente intorno ai cilindri in calcestruzzo, preparando la superficie di calcestruzzo prima dell'applicazione del materiale composito. In Figura I-16 è riportata la tensione assiale in funzione della deformazione assiale e di quella radiale per i provini con rinforzo in aderenza e non in aderenza, La curva tensione-deformazione mostra un andamento bilineare per i provini con 3, 5 e 7 strati di FRP, mentre differenze si osservano nel caso dei provini rinforzati con un solo strato di materiale composito.

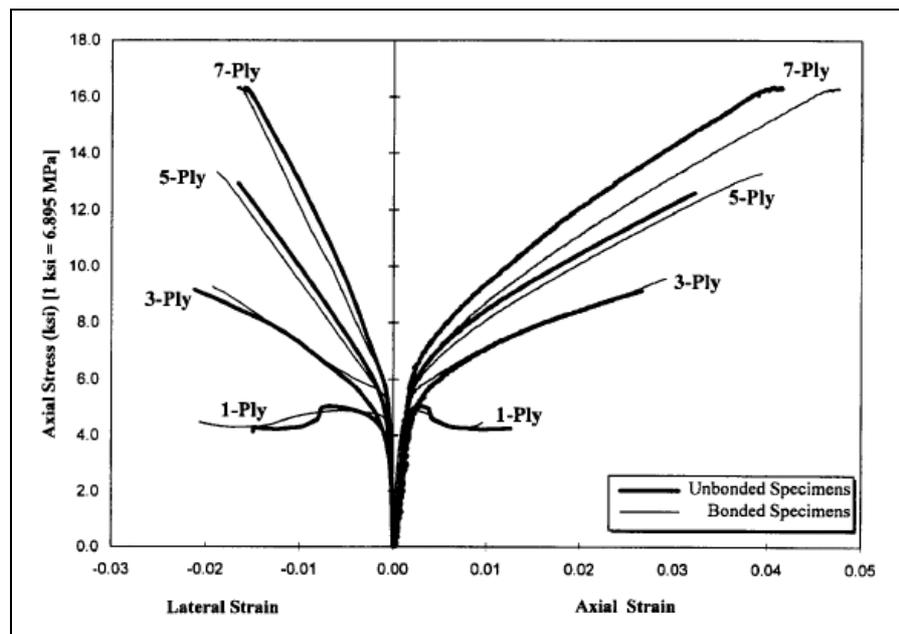


Figura I-16 -Curva tensioni-deformazioni per lo studio dell'effetto dell'aderenza.

1.4.1 Colonne in c.a. cave e a sezione rettangolare allungata

Le pile da ponte cave sono una valida alternativa per massimizzare i rapporti resistenza/massa e rigidezza/massa e ridurre il contributo offerto dalla massa delle colonne, sia nei riguardi della risposta sismica del ponte, che della domanda in fondazione. Anche se comunemente utilizzate nella pratica realizzativa, non sono disponibili modelli analitici o linee guida per il loro miglioramento sismico. Recenti studi (Lignola et al., 2007) hanno messo in evidenza che la modalità di crisi delle colonne cave è caratterizzata principalmente dall'instabilità prematura delle barre longitudinali e dall'espulsione del copriferro.

Le colonne a sezione rettangolare allungata (setti) in cemento armato offrono una grande inerzia flessionale se sollecitate lungo la direzione dell'asse forte. Queste sono generalmente impiegate nelle strutture situate in zone sismiche soggette quindi ad azioni orizzontali, ma pochi sono gli studi disponibili in letteratura (Maalej et al. 2002). Recentemente Prota et al. (2006) hanno testato nove setti in cemento armato sollecitati assialmente e rinforzati con GFRP. I risultati sperimentali hanno mostrato che il loro confinamento non fornisce un incremento significativo della resistenza del calcestruzzo ma fornisce un incremento significativo in termini di incremento dello spostamento assiale.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute (ACI). (2002). "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures" *ACI 440.2R-02*, Farmington Hills, MI.

Bazant, Z.P., and Yavari, A. (2005). "Is the cause of size effect on structural strength fractal or energeticstatistical?" *Eng. Fract. Mech.*, 72, 1–31.

Campione, G., and Miraglia, N. (2003). "Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP." *Cem. Concr. Compos.*, 25, 31–41.

Carey, S. A., and Harries, K. A. (2005). "Axial behavior and modeling of confined small-, medium-, and large-scale circular sections with carbon fiber-reinforced polymer jackets." *ACI Struct. J.*, 102(4), 596–604.

Chaallal, O., and Shahawy, M. (2003). "Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Columns Under Combined Axial-Flexural Loading." *ACI Struct. J.*, Vol-97, n.4.

CNR-DT 200, 2004, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures", published by *National Research Council*, Roma, Italy.

Consiglio superiore LL.PP., 24 Luglio 2009. "Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP".

CSA-S806-02 (2002), "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers", Canadian Standards Association, Ontario 177 p;

De Lorenzis, L., and Tepfers, R. (2001). "A Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with FRP Composites." Publication No.01:04, Dept. of Building Materials, Chalmers Univ. of Technology, Division of Building Technology, Gothenburg, Sweden.

D.M. Infrastrutture, 14 Gennaio 2008. G.U. 4-2-2008, N.29, Norme tecniche per le costruzioni.

Fam, A. Z., and Rizkalla, S. H. (2001). "Confinement model for axially loaded concrete confined by circular fiber-reinforced polymer tubes." *ACI Struct. J.*, 98(4), 451–461.

Fardis, M. N., and Khalili, H. (1982). "FRP-encased concrete as a structural material." *Mag. Concrete Res.*, 34(121), 191–202.

Federation internationale du beton (fib). (2001). Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures." Bulletin 14, Technical Report, Lausanne, Switzerland.

Harajli, M. H. (2006). "Axial stress-strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns." *Cem. Concr. Compos.*, 28(10), 938–948.

Hassan, M., and Chaallal, O. (2007). "Fiber-Reinforced Polymer Confined Rectangular Columns: Assessment of Models and Design Guidelines" *J. Compos. Constr.*, 104(6), 693-702.

Jiang, T., and Teng, J.G. (2007), "Analysis-oriented stress–strain models for FRP–confined concrete" *Eng. Struct.*, 29, 2968-2986.

Karbhari, V. M., and Gao, Y. (1997). "Composite jacketed concrete under uniaxial compression—Verification of simple design equations." *J. Mater. Civ. Eng.*, 9(4), 185–193.

Kumutha, R., Vaidyanathan, R., and Palanichamy, M. S. (2007). "Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP." *Cem. Concr. Compos.*, 29(8), 609–615.

Lam, L., and Teng, J. G. (2003a). "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete." *Constr. Build. Mater.*, 17, 471–489.

Lam, L., and Teng, J. G. (2003b). "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns." *J. Reinf. Plast. Compos.*, 22(13), 1149–1186.

Lignola, G.P. (2006) "RC hollow members confined with FRP: Experimental behavior and numerical modelling", *PhD Thesis in Seismic Risk*, University of Naples.

Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G., and Cosenza, E. (2007). "Experimental Performance of RC Hollow Columns Confined with CFRP." *J. Compos. Constr.*, Vol.11, n.1.

Maalej, M., Tanwongsva, S., and Paramasivam, P. (2003). "Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP" *Cement & Concrete Composites*, 25, pp.263-276.

Mander, J.B. (1984) "Experimental Behavior of Ductile hollow reinforced columns", In Proceedings, *8th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.6, pp.529-536.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of the structural Division ASCE* 114, pp.1804-1826.

Matthys, S., Toutanji, H., Audenaert, K., and Taerwe, L. (2005). "Axial load behavior of large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites." *ACI Struct. J.*, 102(2), 258–267.

Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1997). "Behavior of concrete columns confined by fiber composite." *J. Struct. Eng.*, 123(5), 583–590.

Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., Echary, H. E., Mastrapa, J. C., and Pico, O. (1998). "Effect of column parameters on FRP-confined concrete." *J. Compos. Constr.*, 2(4), 175–185.

Mo Y.L., Jeng C.H., Perng S.F. (2001) "Seismic shear behavior of rectangular hollow bridge columns", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.12, Issue 4, pp.429-448.

Nanni, A., and Bradford, N. M. (1995). "FRP jacketed concrete under uniaxial compression." *Constr. Build. Mater.*, 9(2), 115–124.

Ordinanza 3431, 2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003, recante "primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Pessiki, S., Harries, K. A., Kestner, J., Sause, R., and Ricles, J. M. (2001). "The Axial Behavior of Concrete Confined with Fiber Reinforced Composite Jackets," *J. Compos. Constr.*, 5(4), 237-245.

Pinto P.E. and Monti G. (Eds) (2000), Vulnerability evaluation and strengthening criteria for R.C. bridges, *CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti-Roma*, 152 pp.

Priestley M.J.N., Park R. (1987) "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *ACI Struct. J.*, Vol.84, Issue 1, pp.61-76.

Prota, A., Manfredi, G., and Cosenza, E. (2006) "Ultimate behavior of axially loaded RC wall-like columns confined with GFRP." *Composites Part B*, Vol37, pp. 670-678.

Ranzo G., Priestley M.J.N. (2000) "Seismic performance of large RC circular hollow columns", In Proceedings, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, ref. 0250.

Richart, F.E., Brandtzaeg, A., and 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.

Rocca, S., Galati, N., and Nanni, A. (2006). "Experimental evaluation of FRP strengthening of large size reinforced concrete columns." *Center for Infrastructure Engineering Studies (CIES), Rep. No. 06-63*, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, Mo

Rocca, S., Galati, N., and Nanni, A. (2008). "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections." *J. Compos. Constr.*, 12(1), 80-92.

Spoelstra, M. R., and Monti, G. (1999). "FRP-confined concrete model." *J. Compos. Constr.*, 3(3), 143–150.

Tan, K.H. (2002) "Strength Enhancement of Rectangular Reinforced Concrete Columns using Fiber-Reinforced Polymer." *J. Compos. Constr.*, Vol.6, n.3.

Wang, Y. C., and Restrepo, J. I. (2001). "Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiberreinforced polymer jackets." *ACI Struct. J.*, 98(3), 377-385.

Wu, H. L., Wang, Y. F., Yu, L., Li, X. R. (2009). "Experimental and Computational Studies on High-Strength Concrete Circular Columns Confined by Aramid Fiber-Reinforced Polymer Sheets." *J. Compos. Constr.*, 13(2), 125-134.

Whittaker D., Park. R., Carr A.J. (1987) "Experimental tests on hollow circular Concrete columns for use in offshore concrete platforms", In Proceedings, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol.1, pp. 213-224.

Yeh Y.-K., Mo Y.L. (2002) "Seismic Performance of rectangular hollow bridge columns", *J. Struct. Eng.*, Vol.128, 1, pp. 60-68.

Yeh Y.-K., Mo Y.L., Yang C.Y. (2001) "Seismic Performance of hollow circular bridge piers", *ACI Struct. J.*, Vol. 98, Issue 6, pp. 862-871.

Zahn F.A., Park R., Priestley M.J.N. (1990) "Flexural Strength and ductility of circular hollow reinforced concrete columns without confinement on inside face", *ACI Struct. J.*, Vol. 87, Issue 2, pp. 156-166.

Capitolo II

Campagna sperimentale: Dal progetto della matrice di prova ai risultati sperimentali

Testare strutture in cemento armato in scala reale, soprattutto se trattasi di ponti, è molto complicato se non impossibile, sia per motivi logistici che economici. Gli ingegneri hanno così fatto affidamento su modelli in scala ridotta per predire il comportamento dei prototipi, e conseguentemente, conoscere come stimare le tensioni e le deformazioni ultime nelle strutture reali attraverso le evidenze sperimentali ottenute da quelle in scala ridotta.

La probabilità di trovare un difetto grave in un elemento strutturale aumenta al crescere delle sue dimensioni, e varia in funzione del tipo di materiale. Test unidirezionali eseguiti su cilindri di calcestruzzo confinati, ad esempio, mostrano una differenza nel loro comportamento meccanico a seconda della tipologia di materiale utilizzata per il confinamento.

In una revisione dello stato dell'arte è emerso che pochi sono i test eseguiti su modelli in scala reale, specialmente se rinforzati, a causa del valore elevato della forza che occorre applicare, e della disponibilità di macchine di prova che abbiano la capacità di applicare tale livello di forza. Alcuni studi hanno dimostrato che i test eseguiti su modelli in scala reale hanno esibito un valore più elevato di duttilità rispetto a quelli esibiti su modelli in scala ridotta.

Il programma sperimentale è stato eseguito su colonne in cemento armato di forma prismatica (quadrata e rettangolare), e rettangolari a sezione allungata, in scala reale, mentre in scala ridotta sono stati i test su colonne in cemento armato rettangolari cave. Gli scopi di questa campagna sperimentale sono stati finalizzati allo:

- Studio del comportamento di colonne in scala reale (non rinforzate e confinate);
- Analisi del contributo del confinamento delle barre e delle staffe in acciaio;
- Studio dell'efficacia del confinamento con FRP in relazione alla geometria ed alle dimensioni della sezione trasversale;
- Studio dell'efficacia del FRP in corrispondenza degli spigoli;
- Studio del comportamento delle sezioni cave confinate con FRP;
- Studio dell'efficacia del confinamento su colonne con un rapporto tra i lati molto grande (superiore a 3);
- Comparare il comportamento delle fibre di basalto con quelle di vetro.

E' stato altresì studiato l'incremento di duttilità assiale della colonna in c.a. confinata con FRP, soggetta ad un regime di compressione assiale.

II.1 Matrice di prova

La matrice di prova è stata progettata considerando diversi fattori, tra i quali: la forma della sezione trasversale (attraverso il rapporto tra i lati "aspect ratio"), il volume della colonna (considerando un volume di riferimento di 61x61x305 cm), la percentuale volumetrica di FRP (definita come il rapporto tra la quantità volumetrica di FRP ed il volume di calcestruzzo confinato), nonché il tipo e la quantità di rinforzo in FRP (Tabella II-2).

Le colonne vogliono essere rappresentative di pilastri di edifici, in scala reale, progettati secondo le normative degli anni passati (prima del 1970) per i soli carichi gravitazionali. In particolare, le colonne sono state progettate in accordo alle linee guida dell'ACI 318-63, adottando la percentuale minima di rinforzo longitudinale e la minima area di staffe con la massima spaziatura; ancora particolare attenzione è stata rivolta allo spessore del copriferro.

In accordo al documento ACI 318-63, come indicato al capitolo 9, paragrafo 13, la quantità minima di rinforzo longitudinale deve essere non inferiore all'1% e non superiore all'8% dell'area della sezione trasversale. Nello stesso paragrafo è altresì prescritta una dimensione minima delle barre longitudinali che è #5 ($\phi 16$), ed un numero minimo di barre longitudinali pari a 6 nel caso in cui l'armatura trasversale sia costituita da una spirale, e pari a 4 nel caso in cui l'armatura trasversale sia costituita da staffe.

Nello stesso documento al paragrafo 808 del capitolo 8, è specificato alla sezione c), che per le colonne il copriferro deve essere non inferiore ad $1^{1/2}$ in. (circa 4 cm).

Al paragrafo 806, del capitolo 8, è specificato, ancora, che tutte le barre longitudinali, devono essere racchiuse da staffe con diametro non inferiore ad $\frac{1}{4}$ in. ($\phi 6$) e che la loro spaziatura deve essere non superiore alla minore tra le seguenti limitazioni:

- 16 volte il diametro della barra longitudinale;
- 48 volte il diametro della staffa, e
- la minore delle dimensioni della sezione trasversale della colonna.

La limitazione sul passo delle staffe, in funzione del diametro della barra o della staffa, è finalizzato a prevenire l'instabilità delle barre longitudinali compresse.

L'altezza delle colonne è di 305 cm mentre la sezione trasversale minima è di 36×51 cm².

La matrice di prova è composta da cinque serie di colonne:

- La Serie S-1 ha un coefficiente di forma pari a 1 ed un coefficiente di volume pari a 1 (avendo assunto ovviamente quale coefficiente di forma di riferimento proprio il rapporto tra i lati della serie S-1, e quale volume di riferimento quello della medesima serie);
- La Serie R-1 ha un coefficiente di forma pari a 1.45 ed un coefficiente di volume pari ancora ad 1;
- La Serie R-0.5 ha un coefficiente di forma pari a 1.43 ed un coefficiente di volume pari a 0.5;
- La Serie HR-0.6 ha sezione trasversale cava con un coefficiente di forma pari a 1.45 ed un coefficiente di volume pari a 0.6;
- Infine, la Serie WL-1 a sezione rettangolare allungata, ha un fattore di forma pari a 2.93 ed un coefficiente di volume pari 1.0.

La prima sigla identificativa di ciascuna serie fa riferimento alla tipologia di sezione trasversale, infatti "S" sta per "square" ossia quadrata, "R" sta per "rectangular" ossia rettangolare, "HR" sta per "hollow rectangular" ossia rettangolare cava, ed infine "WL" sta per "wall like" ossia sezioni rettangolari allungate (setto). Il primo numero che segue dopo la sigla identificativa della colonna, fa riferimento al coefficiente di volume, il secondo numero è invece identificativo del numero di strati di FRP applicati per il confinamento della colonna (2, 5 oppure 8), ed in ultimo una sigla identifica il tipo di materiale utilizzato per il rinforzo: G sta per "glass", vale a dire fibre di vetro, mentre H sta per "hybrid" con riferimento al FRP costituito da fibre di basalto

e di vetro.

Nelle applicazioni reali, il numero di strati di FRP tipicamente impiegato per il confinamento varia tra 3 e 6 nel caso di tessuti di grammatura 600, e tra 2 e 3 nel caso di tessuti di grammatura 900.

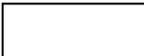
Avendo le fibre utilizzate per il confinamento caratteristiche meccaniche simili, il numero di strati è stato scelto in modo tale da avere la stessa percentuale volumetrica di FRP per le serie S-1, R-1 ed R-0.5 (ad eccezione del provino R-0.5-5GB).

Il rapporto L/D tra la luce libera di inflessione ed il diametro delle barre longitudinali è pari a 16 per le serie S-1, R-1 e HR-0.6, e pari a 14 per le serie R-0.5 e WL-1.

Tre differenti tipi di FRP sono stati utilizzati, in particolare: due tipi di tessuti in fibra di vetro, provenienti da due differenti aziende (per distinguerli sono denominati con A e B nel prosieguo), e un tessuto di FRP ibrido costituito da fibre di basalto e di vetro.

Per ciascuna serie di colonne, un provino non rinforzato è stato testato ed utilizzato come colonna di controllo.

Tabella II-2 -Matrice di prova.

Codice provino	Sezione trasversale	Rinforzo interno	Coeff. forma	Coeff. Volume.	Fibra	Volum. FRP (%)	N° strati
S-1			1.0	1.0	-	-	-
S-1-5GA	 0.61x0.61m ²		1.0	1.0	VETRO "A"	1.57	5
S-1-2GB			1.0	1.0	VETRO "B"	1.67	2
S-1-8H		8φ25 longitudinali staffe φ13/40"	1.0	1.0	IBRIDA	1.49	8
R-1	 0.51x0.74m ²		1.45	1.0	-	-	-
R-1-5GA			1.45	1.0	VETRO "A"	1.60	5
R-1-8H			1.45	1.0	IBRIDA	1.51	8
R-0.5			1.43	0.5	-	-	-
R-0.5-5GA	 0.36x0.51m ²		1.43	0.5	VETRO "A"	2.29	5
R-0.5-2GB		4φ25 longitudinali staffe φ13/36"	1.43	0.5	VETRO "B"	2.43	2
R-0.5-5GB			1.43	0.5	VETRO "B"	6.07	5
R-0.5-8H			1.43	0.5	IBRIDA	2.18	8
HR-0.6	 0.51x0.74m ²		1.45	0.6	-	-	-
HR-0.6-5GA		8φ25 longitudinali staffe φ13/40"	1.45	0.6	VETRO "A"	2.57	5
HR-0.6-8GA			1.45	0.6	VETRO "A"	4.12	8
WL-1	 0.36x1.04m ²		2.93	1.0	-	-	-
WL-1-5GA		8φ25 longitudinali staffe φ13/36"	2.93	1.0	VETRO "A"	1.81	5
WL-1-8GA			2.93	1.0	VETRO "A"	2.89	8

Per tutte le colonne, è stata adottata una spaziatura delle staffe di 5 cm per

una lunghezza di circa 50 cm in corrispondenza delle estremità, al fine di scongiurare possibili crisi premature delle colonne dovute alla concentrazione di tensioni presenti in tali aree.



Figura II-1 -Particolare staffatura alle estremità delle colonne.

Nelle figure che seguono sono riportati alcuni dettagli delle colonne, quali: geometria, distinta delle armature, dettagli costruttivi, etc.

Per tutte le colonne è stato assunto un copriferro netto di 4 cm, mentre gli spigoli vivi delle colonne sono stati prima tagliati a 45° , dopo aver misurato 3 cm a partire dallo spigolo vivo, e successivamente arrotondati prima dell'applicazione del rinforzo in FRP.

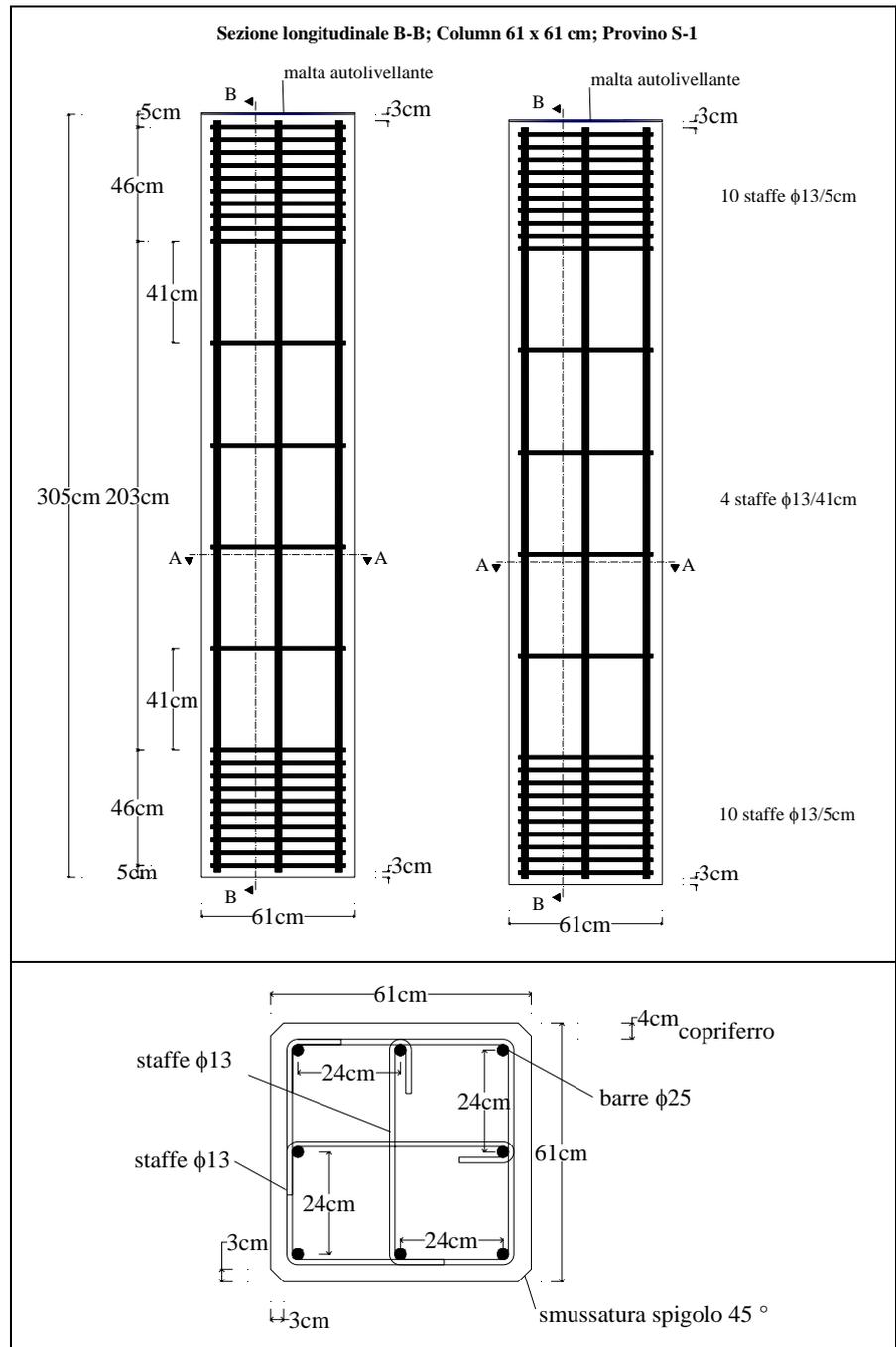


Figura II-17 -Distinta armature e particolari costruttivi provini serie S-1.

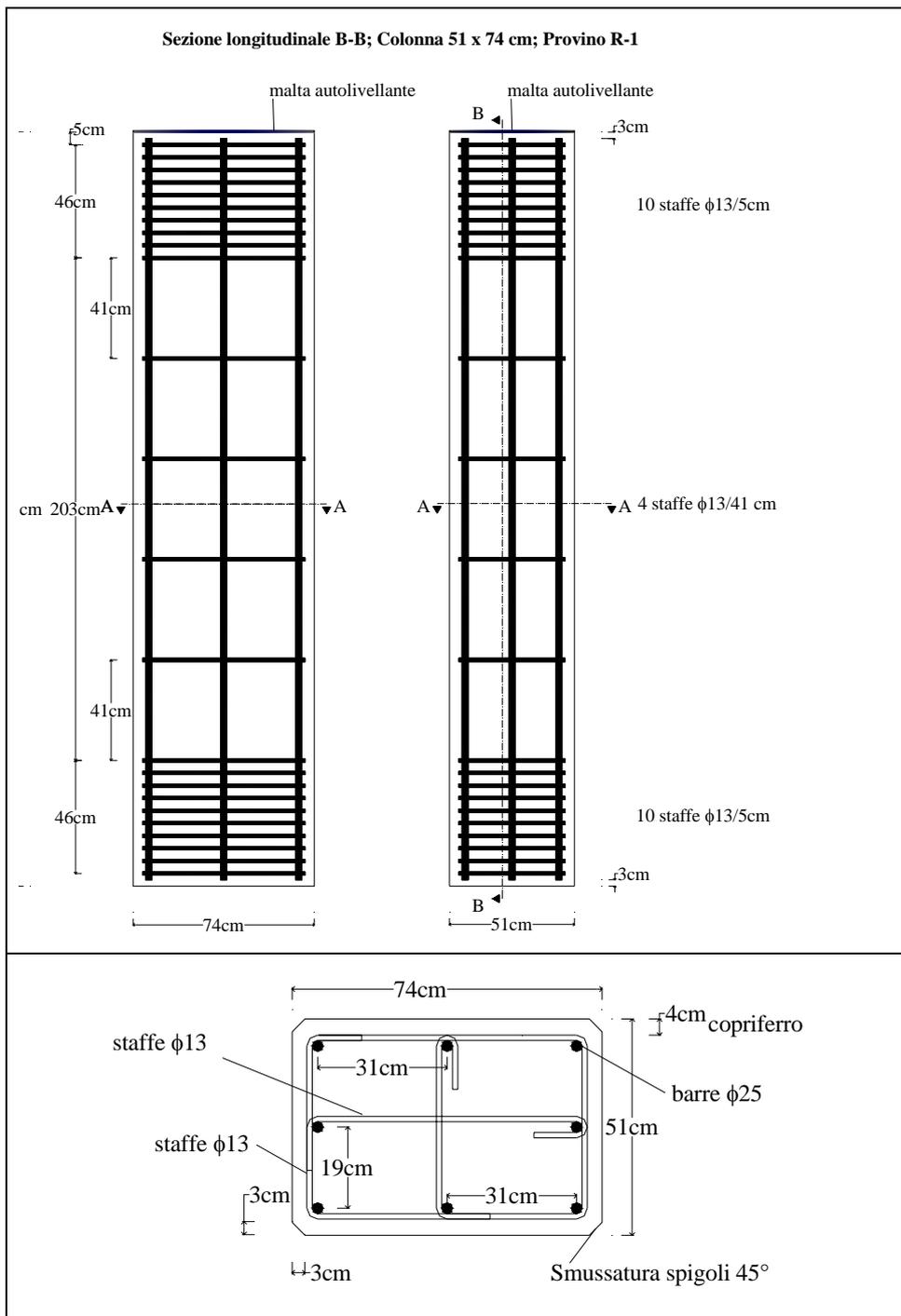


Figura II-18 -Distinta armature e particolari costruttivi provini serie R-1.

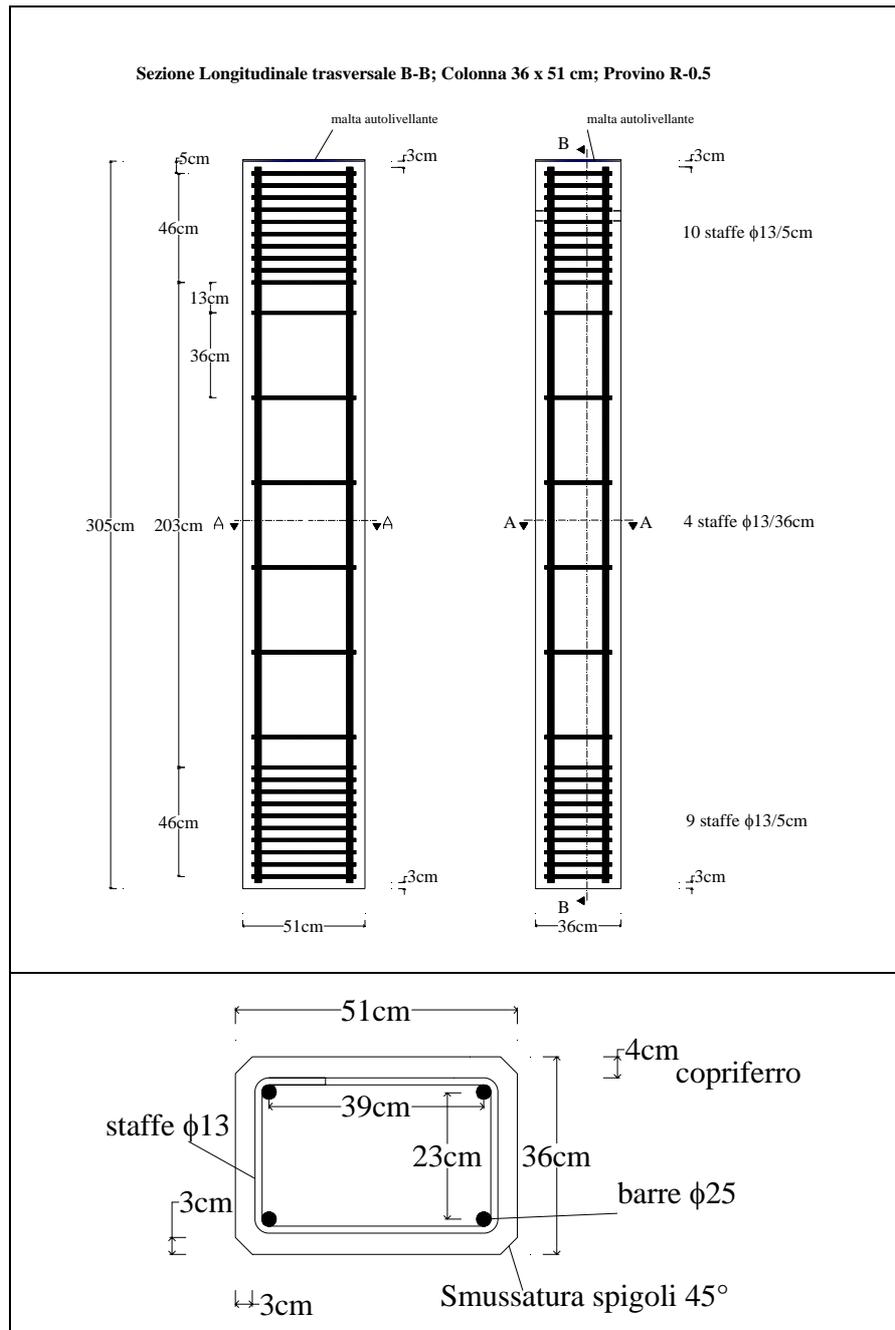


Figura II-19 -Distinta armature e particolari costruttivi provini serie R-0.5.

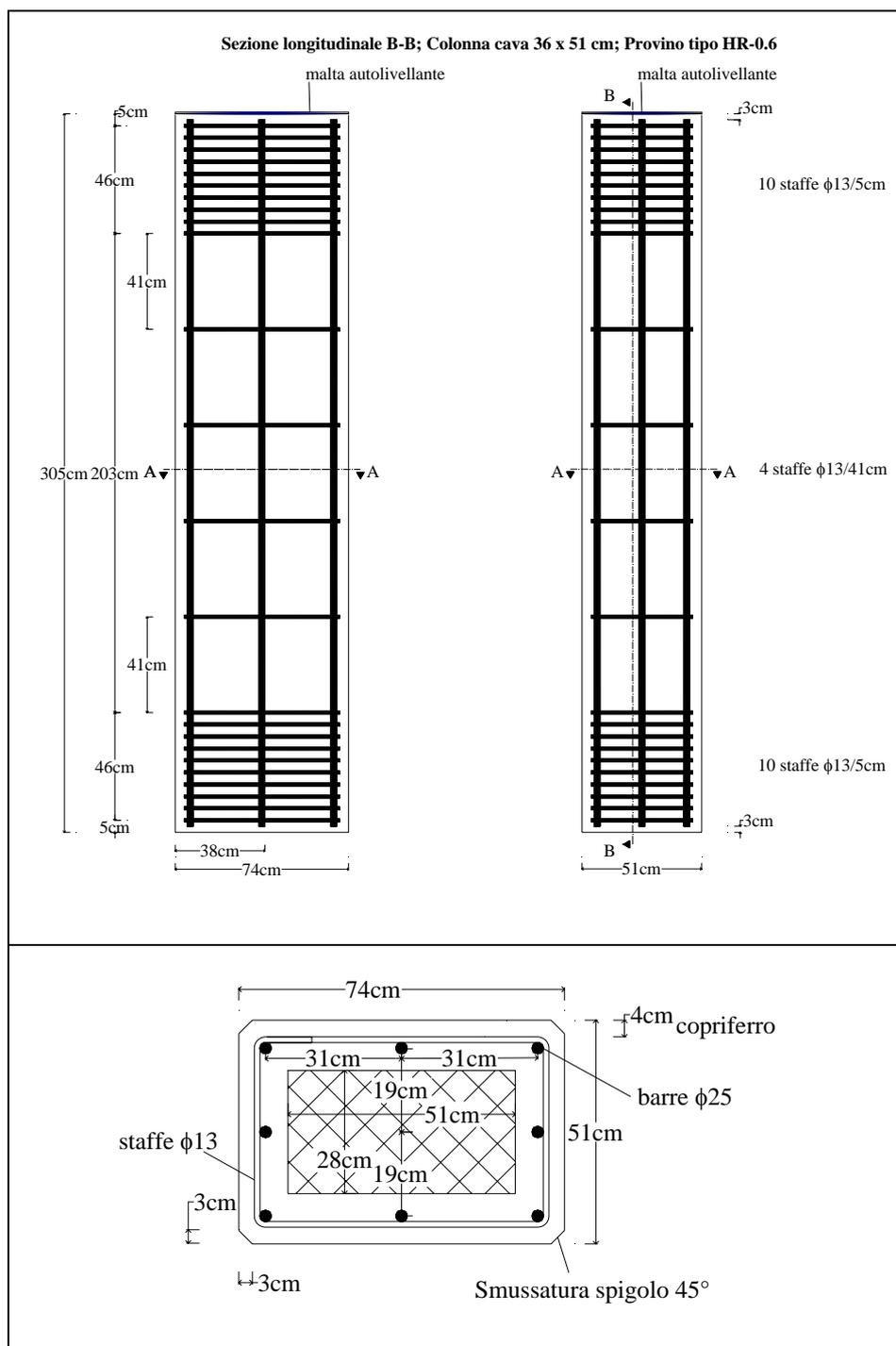
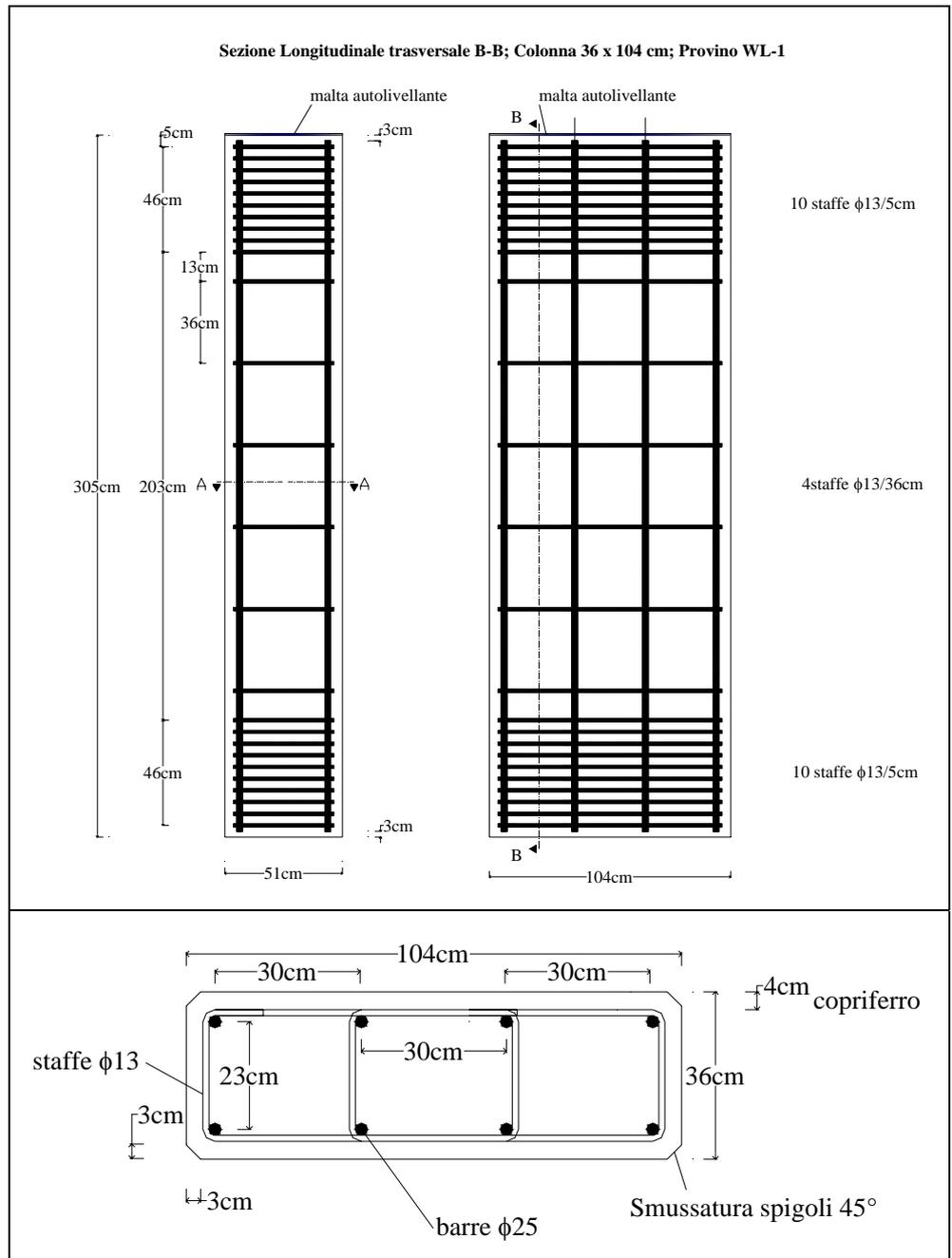


Figura II-20 -Distinta armature e particolari costruttivi provini serie HR-0.6.



Al fine di facilitare la movimentazione delle colonne, sono stati posizionati dei ganci metallici in corrispondenza delle loro estremità, resi solidali alle colonne durante

la fase di getto.

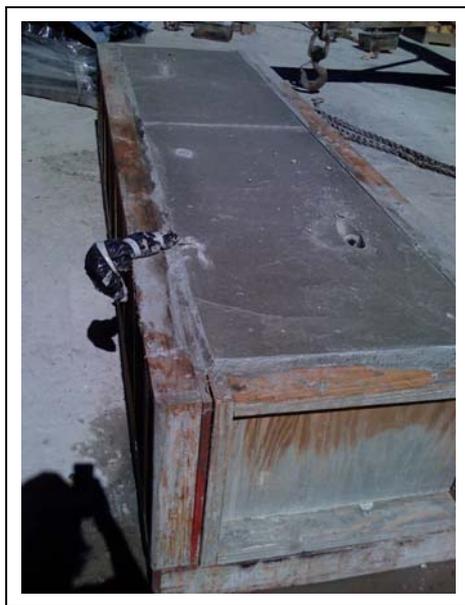


Figura II-22 -Getto delle colonne e di ganci ad esse solidale.

Una volta disarmate, le colonne hanno proseguito la loro stagionatura all'aperto, dove poi sono state rinforzate.

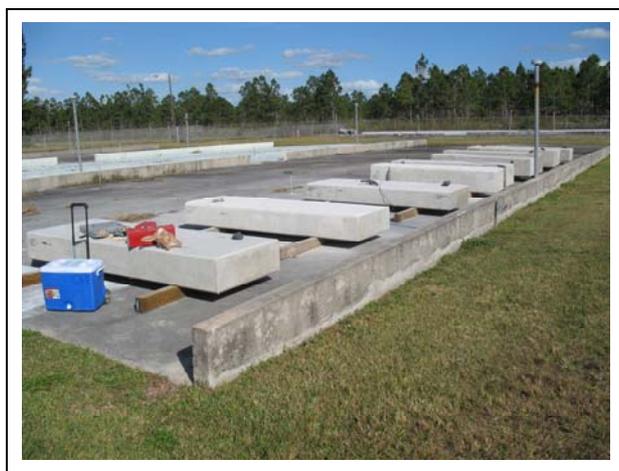


Figura II-23 -Colonne disarmate e stagionate.

II.2 Proprietà meccaniche dei materiali

Le colonne sono state gettate singolarmente, utilizzando per ognuna di esse la stessa miscela di progetto del calcestruzzo.

La resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo era di 23.1 MPa, al fine di simulare il calcestruzzo utilizzato nei decenni passati. In accordo alle linee guida ACI 318-63, il rapporto massimo acqua-cemento per il valore della resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo, è di 21.8 L di acqua per 42.6 Kg di cemento.

Il getto di calcestruzzo è stato eseguito garantendo un'opportuna distribuzione della malta cementizia in corrispondenza dell'estremità delle colonne (laddove la spaziatura molto fitta delle staffe ostacolava il diffondersi del calcestruzzo in maniera uniforme tra le armature), e delle barre di armatura longitudinali.

Per ogni getto eseguito, la resistenza media a compressione è stata stimata confezionando provini di calcestruzzo di forma cilindrica. In accordo all'ASTM C-39, la dimensione di questi cilindri di calcestruzzo deve essere: 150 mm in diametro e altezza 304 mm, oppure 100 mm in diametro ed altezza 202 mm, oppure ancora 92.7 mm in diametro ed altezza 114 mm.

Un numero massimo di sei campioni di calcestruzzo (ed un numero minimo di tre) per ogni colonna, sono stati testati al fine di caratterizzare meccanicamente il calcestruzzo in accordo alle procedure standard.

Avendo eseguito i test sulle colonne a distanza di tempo di diversi mesi dal getto delle colonne, si è preferito in alcuni casi eseguire dei carotaggi per caratterizzare meccanicamente il calcestruzzo, ed in ogni caso sia i cilindri che le carote sono stati testati in contemporanea alla data dei test delle colonne.

Nella Tabella II-3 sono riportati i valori medi della resistenza a compressione e della deviazione standard dei campioni di calcestruzzo testati, specificando altresì il numero di ripetizioni e la tipologia di campione di calcestruzzo.

Tabella II-3 -Proprietà meccaniche del calcestruzzo.

Codice provino	Tipo di campione di calcestruzzo	Numero di ripetizioni	Resistenza media [MPa]	Deviazione standard [MPa]
<i>S-1</i>	<i>Cilindro $\phi 150$, $h=305$</i>	6	37.3	2.5
<i>S-1-5GA</i>	<i>Cilindro $\phi 150$, $h=305$</i>	3	48.6	4.4
<i>S-1-2GB</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	37.1	5.3
<i>S-1-8H</i>	<i>Cilindro $\phi 150$, $h=305$</i>	3	44.4	1.0
<i>R-1</i>	<i>Cilindro $\phi 150$, $h=305$</i>	3	47.9	1.2
<i>R-1-5GA</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	56.4	5.2
<i>R-1-8H</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	47.6	1.8
<i>R-0.5</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	3	34.7	0.6
<i>R-0.5-5GA</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	3	53.8	1.4
<i>R-0.5-2GB</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	6	46.4	4.9
<i>R-0.5-5GB</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	6	49.7	3.3
<i>R-0.5-8H</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	3	46.8	1.8
<i>HR-0.6</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	3	43.5	0.5
<i>HR-0.6-5GA</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	44.8	7.2
<i>HR-0.6-8GA</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	45.9	4.1
<i>WL-1</i>	<i>Cilindro $\phi 100$, $h=200$</i>	3	55.4	1.8
<i>WL-1-5GA</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	47.9	3.0
<i>WL-1-8GA</i>	<i>Carota $\phi 95$, $h=190$</i>	3	52.1	1.9

Il tipo di acciaio utilizzato per il rinforzo interno è il *Grade 60*, caratterizzato da una tensione di snervamento, f_y , di 414 MPa, e da un modulo elastico di 200 GPa.

In ultimo si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali compositi (FRP) impiegati per il confinamento delle colonne. Si ricorda che sono stati utilizzati compositi con fibre di vetro (GFRP) di due diversi produttori (*Mapei* e *Fyfe*), e compositi con fibre di basalto e di vetro (HFRP) forniti dalla *Mapei*. Il tipo di tessuto impiegato è unidirezionale. I valori delle proprietà meccaniche dei materiali compositi

riportati nel seguito sono quelli forniti dai produttori.

Il tipo di resina bi-componente utilizzata per impregnare le fibre è stata la Mapewrap 31 (Figura II-24).

Tabella II-4 -Proprietà meccaniche del materiale in FRP.

Proprietà delle fibre	GFRP tipo A	GFRP tipo B	HFRP
Tipo di fibra	Vetro	Vetro	Basalto – Vetro
Percentuale in volume	100%	100%	33.3% –66.6%
Modulo elastico (GPa)	77	72	89 – 77
Resistenza a trazione (MPa)	3400	3240	4840 – 3400
Allungamento a trazione (%)	4.7	4.5	3.15 – 4.7

Proprietà dei tessuti	GFRP tipo A	GFRP tipo B	HFRP
Spessore (mm)	0.24 [0.48]	0.58 [1.27]	0.12 [0.28]
Grammatura (g/m ²)	600	295	320

(in parentesi è riportato lo spessore del tessuto impregnato)

Per il materiale ibrido HFRP si può assumere nella fase di calcolo, quale valore della deformazione ultima quello delle fibre di basalto, e come modulo elastico, la media pesata dei moduli elastici assumendo come pesi le percentuali volumetriche.



Figura II-24 -Resina bi-componente.

II.3 Schema del rinforzo

Cinque strati di tessuto di vetro unidirezionale del tipo “A” (*Mapei*) sono stati applicati su tutte le serie di provini per la loro intera altezza. Otto strati di tale tessuto, sono stati invece applicati sulle colonne della serie HR-0.6 e WL-1.

Il tessuto ibrido in fibre di basalto e vetro, è stato invece applicato in numero di 8 strati sulle colonne della serie S-1, R-1 ed R-0.5.

Infine, il tessuto in fibre di vetro del tipo “B”, fornito dalla *Fyfe*, è stato applicato in numero di due strati sulle colonne della serie S-1, ed in numero di due e cinque strati sulle colonne della serie R-0.5,

Il diverso numero di strati tra tessuti in fibra di vetro del tipo “A”, fibra di vetro del tipo “B” e fibra di basalto applicati alle colonne della serie S-1, R-1 ed R-0.5, è tale che per ogni provino della stessa serie, la frazione volumetrica di FRP è simile.

Il numero massimo di strati di FRP installati, invece, è derivato da un’indagine di mercato (numero di strati tipicamente applicati per tessuti aventi una specifica grammatura), e da un’analisi tecnica, ossia dalla capacità massima della macchina di prova.

La scelta poi di impiegare per il confinamento oltre ai tradizionali tessuti di vetro, quelli ibridi basalto-vetro, è stata dettata dalla volontà di comparare l’efficacia del confinamento dei tessuti tradizionali (GFRP) e di quelli innovativi (HFRP).

Preparazione del substrato: Le superfici di calcestruzzo sono state pulite prima dell’installazione del materiale composito. Prima dell’applicazione, gli spigoli delle colonne sono stati smussati, e successivamente arrotondati con un raggio di arrotondamento di circa 25 mm, in accordo alle prescrizioni della maggior parte dei codici internazionali, che prevedono un raggio minimo non inferiore ai 20 mm (Figura II-25).



Figura II-25 - Smussatura ed arrotondamento degli spigoli.

Applicazione del primer: il primer è stato applicato in maniera uniforme su tutto il substrato di calcestruzzo su cui il materiale composito doveva essere installato, e si è rispettata la tempistica indicata dal produttore prima di passare all'applicazione del materiale composito.

Applicazione del sistema composito del tipo wet lay up: il tessuto in FRP è stato mantenuto al riparo da qualsiasi contaminazione di tipo ambientale, e da possibili danneggiamenti, verificabili soprattutto durante le operazioni di taglio del rotolo di FRP nelle strisce di dimensioni richieste.

Il tessuto secco è stato impregnato con resina epossidica bi-componente.

La resina è stata applicata uniformemente sulla superficie della colonna, in seguito si è posizionato il tessuto che è stato a sua volta impregnato con resina.

Al fine di evitare che alcuni vuoti e/o bolle d'aria potessero restare intrappolati durante l'installazione del materiale composito, e allo scopo di allineare le fibre del tessuto, dopo la sua disposizione, si è passato un rullo dentato.

La stessa procedura di installazione, costituita da applicazione di strisce di materiale composito e resina, si è seguita per applicare gli strati di FRP successivi al primo, con una sovrapposizione di due strati successivi di circa 100 mm.

L'applicazione di strati successivi di FRP, è avvenuta alternando il lato della colonna su cui era ubicata l'estremità della striscia, al fine di evitare una concentrazione di tensioni in corrispondenza di una singola sezione.

Le colonne durante le operazioni di fasciatura con materiale composito erano posizionate in orizzontale, il che ha impedito l'installazione di materiale composito in corrispondenza delle aree dove erano ubicati i supporti.



Figura II-26 -Fasi relative all'installazione del materiale composito in HFRP.



Figura II-27 -Fasi relative all'installazione del materiale composito in GFRP.

Le colonne sono state fasciate presso l'*University of Miami* (Florida, U.S.A.), in un'area all'aperto di pertinenza dell'università, denominata "South Campus".

Al fine di prevenire crisi premature in corrispondenza delle estremità delle colonne non confinate, strati di tessuto in fibre di carbonio sono stati applicati in corrispondenza di tali estremità prima di eseguire i test di laboratorio.



Figura II-28 -Applicazione di compositi in fibra di carbonio alle estremità non confinate.

II.4 Strumenti di misura

Un totale di dodici trasduttori lineari sono stati applicati su ciascuna colonna. In particolare, al fine di misurare gli spostamenti verticali delle colonne, sono stati utilizzati quattro trasduttori lineari. Tali trasduttori sono stati disposti in corrispondenza di ciascuno dei quattro lati della colonna, per poter valutare eventuali spostamenti relativi verticali dovuti ad eccentricità accidentali.

In corrispondenza della sezione trasversale di mezzeria della colonna, quattro trasduttori lineari sono stati posti su ciascuno dei quattro lati della sezione, ed ancora quattro trasduttori orizzontali lineari, sono stati ubicati nella direzione delle diagonali della sezione trasversale, il tutto per valutare le dilatazioni della colonna.

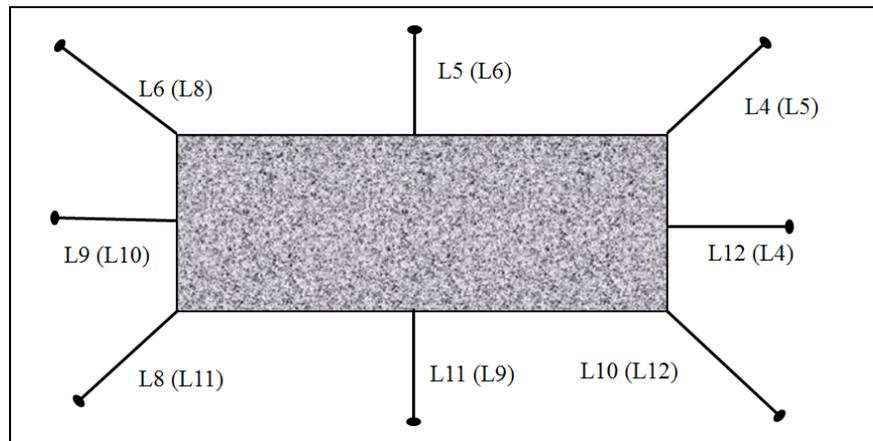


Figura II-29 -LVDTs orizzontali per le colonne confinate (colonne HR-0.6 e S-1-8H).

Al fine di misurare le deformazioni del calcestruzzo, dell'armatura interna in acciaio (barre longitudinali e staffe), e del materiale composito in FRP utilizzato per il confinamento delle colonne, sono stati impiegati degli estensimetri.

Il volume della colonna strumentato, attraverso gli estensimetri (Figura II-30), è delimitato dalle sezioni A-A e C-C, che sono poste in corrispondenza della sezione di mezzeria della spaziatura delle staffe, ubicate queste ultime al disopra e al disotto della sezione di mezzeria della colonna (sezione B-B).

Da Figura II-31 a Figura II-34 è riportata l'ubicazione degli estensimetri sulla gabbia interna in acciaio.

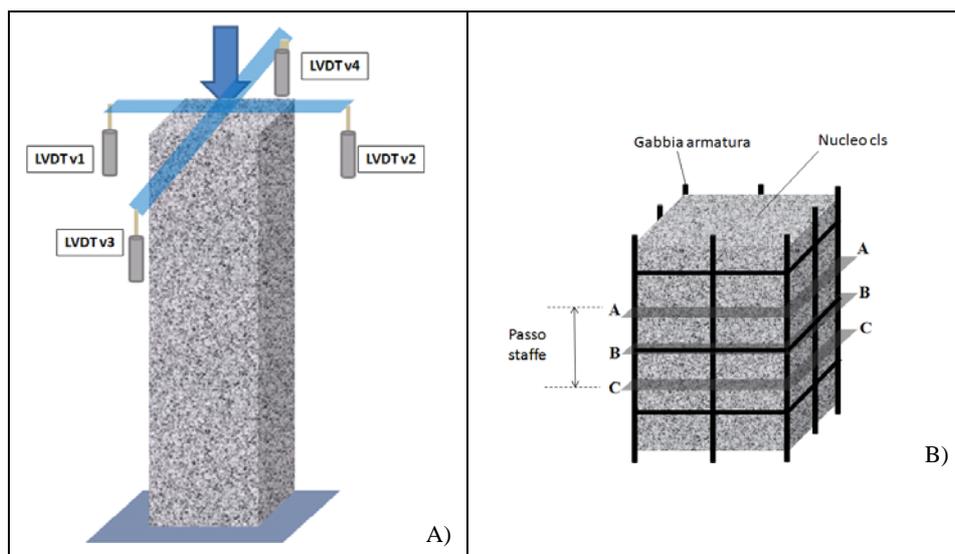


Figura II-30 -LVDT's verticali (A) e volume della colonna strumentato (B).

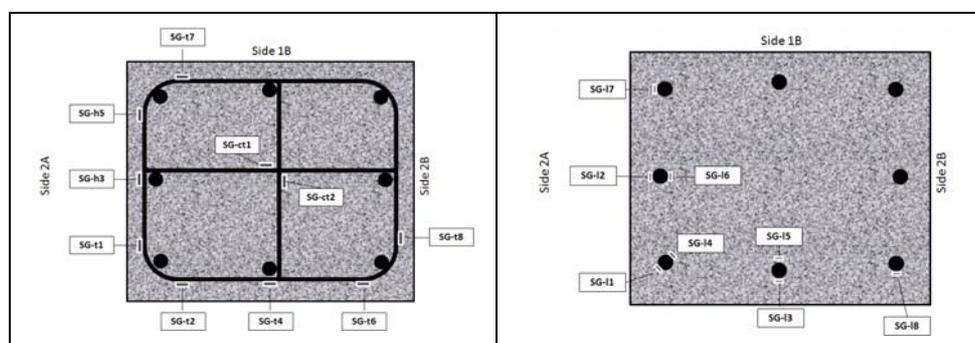


Figura II-31 -Strain gages su staffe e barre delle colonne serie R-1 ed S-1.

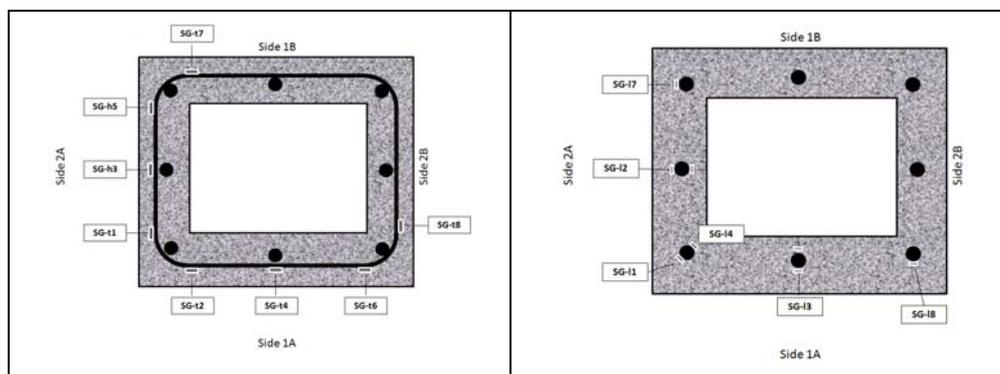


Figura II-32 -Strain gages su staffe e barre delle colonne serie HR-0.6.

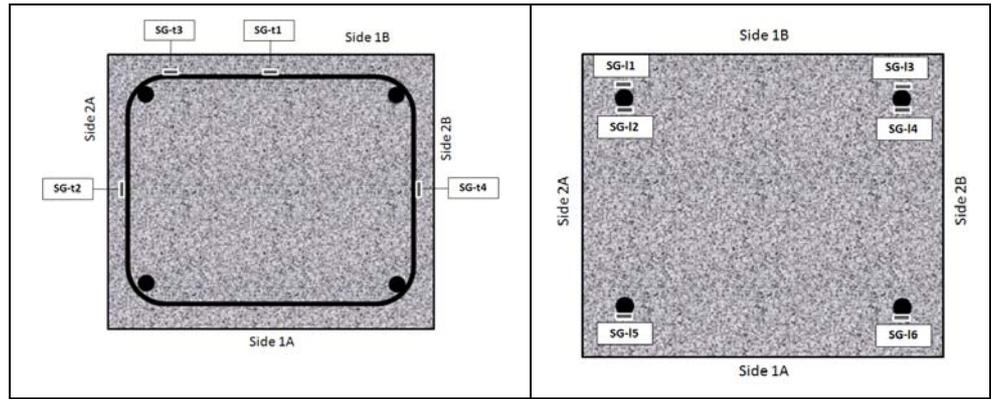


Figura II-33 -Strain gages su staffe e barre delle colonne serie R-0.5.

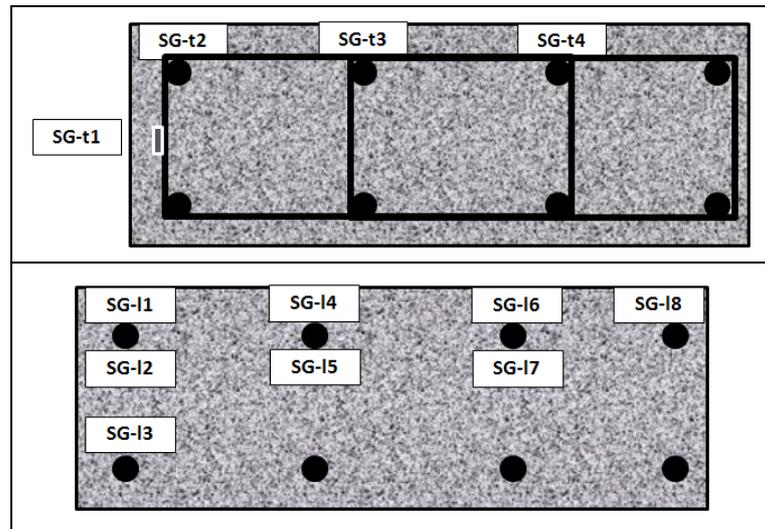


Figura II-34 -Strain gages su staffe e barre delle colonne serie WL.1.

In Figura II-35 e Figura II-36, è riportata l'ubicazione degli estensimetri, verticali ed orizzontali, sulla superficie delle colonne.

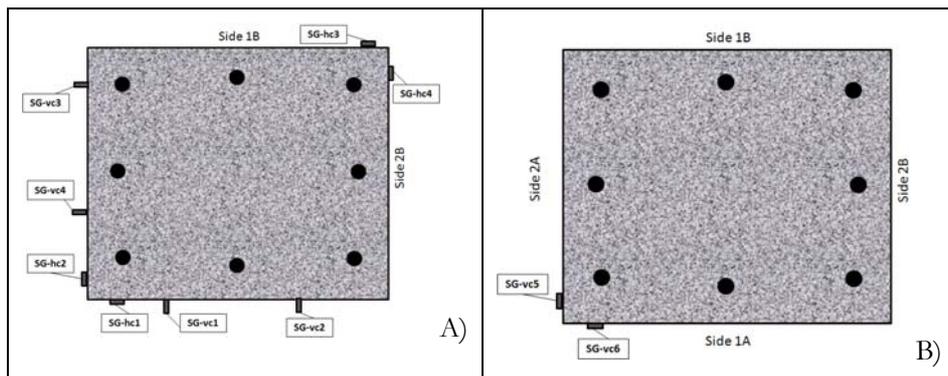


Figura II-35 -Strain gages sulla superficie delle colonne di controllo in corrispondenza della mezzeria (A) e di una sezione posta a 20 cm da questa (B).

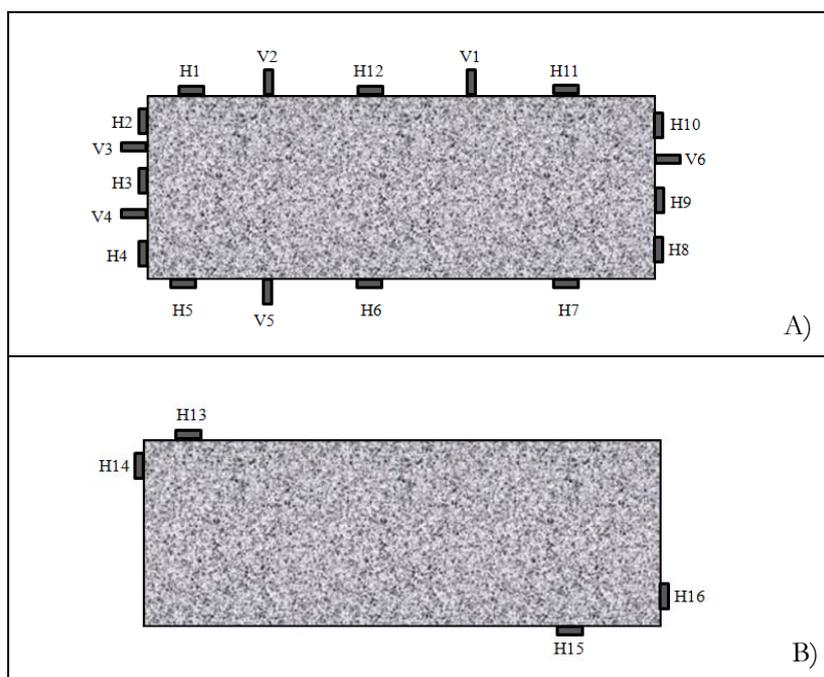


Figura II-36 -Strain gages sulla superficie delle colonne confinate in corrispondenza della mezzeria (A) e di una sezione posta a 20 cm da questa (B).

II.5 Risultati sperimentali

In questo paragrafo sono presentati i principali risultati sperimentali della

campagna sperimentale, in particolare, le deformazioni medie verticali ed orizzontali registrate dagli strumenti di misura, in funzione del valore del carico applicato.

Le deformazioni verticali medie sono state registrate dagli estensimetri (strain gages) disposti sulle barre longitudinali in acciaio costituenti l'armatura interna delle colonne, dagli estensimetri disposti verticalmente sulla superficie delle colonne (confinato o di controllo), e dai trasduttori (LVDT's) verticali che hanno misurato gli spostamenti verticali delle colonne, i quali spostamenti verticali, divisi per l'altezza delle colonne, hanno permesso di risalire al valore della deformazione verticale media delle colonne stesse.

Analogamente, le deformazioni orizzontali medie sono state registrate dagli estensimetri disposti sulle staffe in acciaio, dagli estensimetri disposti orizzontalmente sulla superficie delle colonne (confinato o di controllo), e dai trasduttori orizzontali che hanno misurato gli spostamenti orizzontali delle colonne, questi divisi per la dimensione trasversale delle colonne nella direzione in cui si è valutato lo spostamento, consentono di risalire alle deformazioni orizzontali medie delle colonne.

Il carico centrato è stato applicato in maniera ciclica sulle colonne, attraverso una macchina a controllo di spostamento, con una velocità pari a 0,5 mm/min.

Il numero complessivo di cicli di carico eseguiti su ciascuna colonna è stato pari a 5 (ognuno ripetuto una volta), con incrementi di carico per ciascun ciclo pari a circa un quinto del carico ultimo teorico, assumendo un valore di precarico pari a circa il 15-20% del carico ultimo, come soglia minima di carico, durante tutta la prova.

Le colonne di controllo sono state testate all'università di Lehigh (Pennsylvania, U.S.A.) presso il laboratorio della "Fritz Engineering" con una macchina di prova avente capacità di 22200 kN, mentre le colonne confinate sono state testate al NIST (National Institute for Standard and Technology) presso il laboratorio della "Building and Fire Research" (Maryland, U.S.A.) con una macchina avente capacità di 53400 kN (Figura II-37).



Figura II-37 -Macchina di prova al NIST.

Particolare attenzione è stata posta nel centrare e posizionare verticalmente le colonne al disotto della macchina di prova.

A tal fine uno strato sottile di malta ad elevata resistenza è stato gettato in corrispondenza dell'estremità superiore ed inferiore del provino posizionato al disotto della macchina di prova (Figura II-38).



Figura II-38 -Centraggio del provino mediante l'impiego di malta.

Per ciascun provino si riporta il diagramma delle deformazioni verticali ed orizzontali medie in funzione del carico applicato.

Ricordando che la prova è stata di tipo ciclico, in tali diagrammi sono presenti gli involuipi di tutti i cicli.

Tutte le curve sono state arrestate in corrispondenza di un decremento del carico pari al 25% rispetto al valore raggiunto al picco.

II.5.1 Provino S-1

La crisi di questa colonna si è verificata al centro della metà superiore e più in dettaglio, in corrispondenza della discontinuità relativa al passo delle staffe.

La crisi della colonna è stata particolarmente fragile con espulsione del copriferro dovuta all'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse (Figura II-40). Il carico si è stabilizzato in corrispondenza del valore di picco per poi diminuire improvvisamente. La fessurazione del calcestruzzo si è osservata prima dell'espulsione del copriferro per instabilizzazione delle barre longitudinali.

In Figura II-39 è riportato il diagramma delle deformazioni verticali ed orizzontali medie in funzione del carico applicato.

Il valore della tensione media a compressione del calcestruzzo al carico di picco, è stato pari al 79% della resistenza cilindrica, con un corrispondente spostamento assiale medio pari a 5.90 mm.

A rottura, l'incremento dello spostamento assiale medio è stato pari al 19% rispetto al valore registrato in corrispondenza del carico di picco (Tabella II-5).

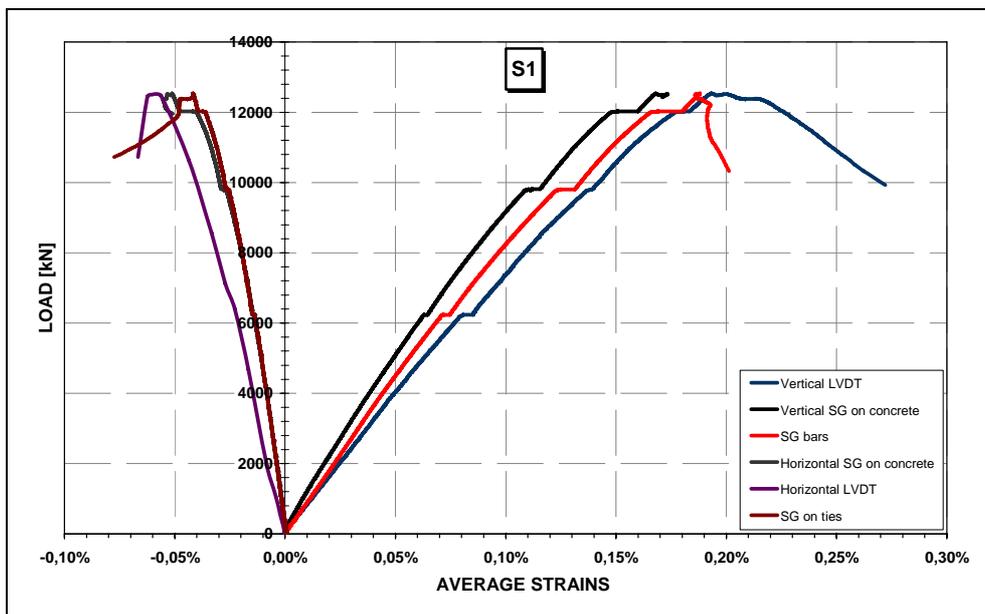


Figura II-39 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino S-1.

Dal diagramma in figura si evince una buona corrispondenza tra le deformazioni misurate attraverso i differenti strumenti di misura. Ancora, la buona corrispondenza tra le deformazioni verticali medie misurate attraverso i trasduttori verticali, e le deformazioni registrate dagli estensimetri posizionati sulle barre longitudinali, assicurano che la colonna è stata soggetta ad un regime di pura compressione assiale.

La crisi della colonna di tipo fragile è chiaramente riscontrabile dal diagramma carico-deformazioni, con la deformazione massima delle barre longitudinali prossima al 2‰ senza aver ancora raggiunto tale valore, quindi con le barre non ancora snervate, e con la deformazione verticale del calcestruzzo ancora più bassa.

Dalla Figura II-40 si evidenzia, ancora, come la spaziatura delle staffe, più fitta in corrispondenza dell'estremità della colonna, abbia svolto correttamente la sua funzione.



Figura II-40 -Crisi del provino S-1.

II.5.2 Provino S-1-5GA

La modalità di crisi di questa colonna è stata di tipo fragile, nonostante sia stata confinata con cinque strati di fibre di vetro.

Tale modalità di crisi si evidenzia anche dalla lettura del digramma carico-deformazioni (Figura II-41), dove, una volta raggiunto il valore del carico di picco, questo decresce repentinamente.

Ad ogni modo, l'effetto del confinamento fornito dal FRP, si riscontra nell'incremento del valore del carico ultimo della colonna rispetto a quella di controllo.

Al carico di picco, il valore della tensione media a compressione del

calcestruzzo, ha attinto un valore pari al 90% della resistenza cilindrica, mentre lo spostamento assiale medio registrato è stato pari a 6.67 mm.

A rottura l'incremento dello spostamento assiale medio è stato pari al 9% rispetto al valore dello spostamento medio registrato al picco (Tabella II-5).

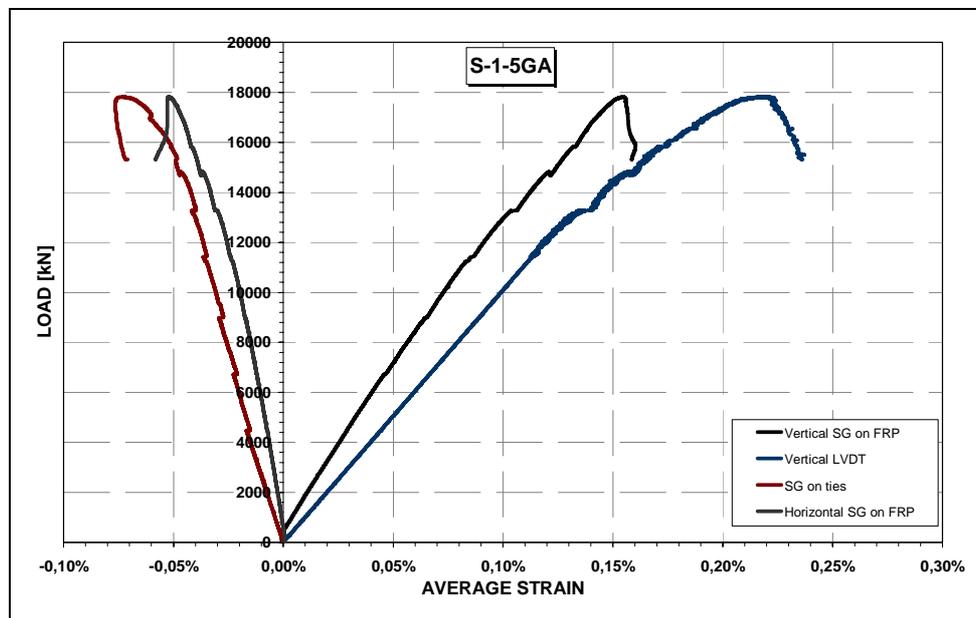


Figura II-41 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino S-1-5GA.

Dal diagramma di Figura II-41 si nota l'assenza della curva carico-deformazioni registrata attraverso gli estensimetri posti sulle barre longitudinali. In questo caso, infatti, nessuno degli estensimetri posti sulle barre longitudinali ha funzionato.

Nonostante tutte le attenzioni prestate alla movimentazione delle colonne da South Campus, dove i provini sono stati confezionati, al laboratorio del NIST dove le colonne confinate sono state testate, per tale provino gli estensimetri interni sono stati irrimediabilmente danneggiati.

Sempre dal diagramma di Figura II-41 si nota, come per questo provino, si sia raggiunto un valore della deformazione verticale superiore al 2‰ con conseguente snervamento delle barre longitudinali e rottura del calcestruzzo compresso.

La deformazione al picco decisamente inferiore e circa pari all'1.5‰, letta dagli estensimetri posti verticalmente sulla superficie della colonna, è facilmente imputabile al numero di strati di composito (cinque) ed allo scorrimento relativo tra questi.

La crisi del materiale composito ha avuto origine in corrispondenza degli spigoli della colonna, laddove si verifica una concentrazione di tensioni, per poi propagarsi sui lati limitrofi (Figura II-42).



Figura II-42 -Crisi del provino S-1-5GA.

L'effetto di confinamento dovuto al FRP si evidenzia anche da Figura II-42, dove si nota un'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse meno evidente rispetto alla colonna di controllo, che comunque ha avuto luogo portando all'espulsione del calcestruzzo a seguito della rottura del FRP.

L'incremento di resistenza del calcestruzzo per effetto del confinamento è

stato pari al 14% rispetto alla colonna di controllo.

II.5.3 Provino S-1-2GB

La crisi di questa colonna è avvenuta in maniera molto simile alla precedente.

La differenza però evidente dal diagramma di Figura II-43, è il notevole incremento di duttilità che si è ottenuto grazie al confinamento con compositi in fibre di vetro.

Una volta raggiunto il valore del carico di picco, il carico è diminuito lentamente, mentre la deformazione assiale incrementava per effetto dell'azione di confinamento del materiale composito.

Dal valore registrato della deformazione media al picco, pari a circa il 2,5%, si riconosce una crisi del provino con calcestruzzo schiacciato ed acciaio snervato.

Valori della deformazione decisamente inferiori sono quelli registrati dagli estensimetri applicati sulle barre longitudinali e sull'ultimo strato di materiale composito, in corrispondenza della sezione di mezzeria.

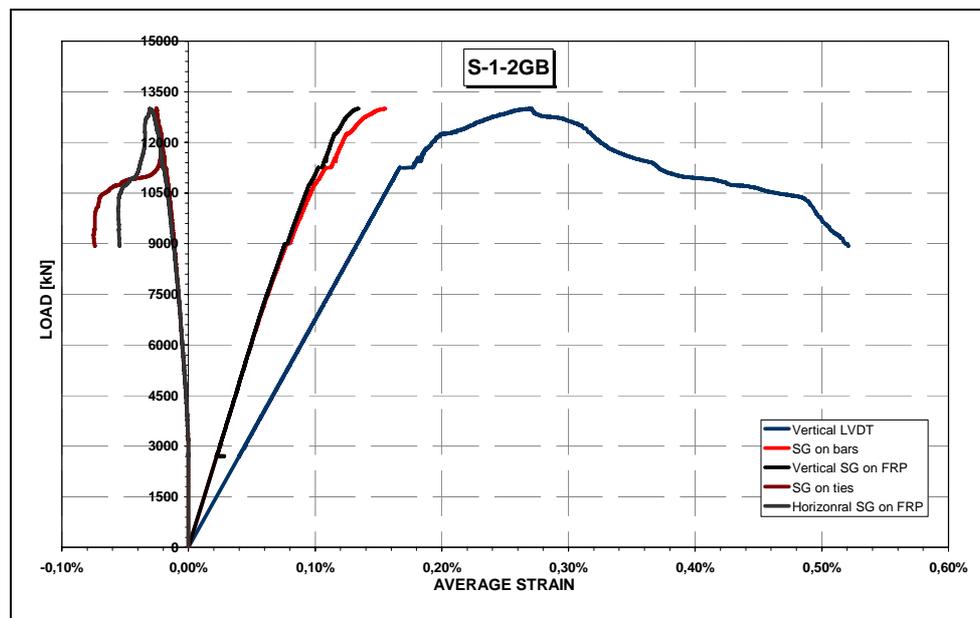


Figura II-43 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino S-1-2GB.

Il valore della tensione media a compressione del calcestruzzo, al carico di picco, ha attinto un valore pari all'83% della resistenza cilindrica, con un

corrispondente spostamento assiale medio pari a 8.27 mm, mentre a rottura l'incremento dello spostamento assiale medio è stato pari al 184% rispetto al valore dello spostamento assiale medio registrato al picco (Tabella II-5).

L'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo, per effetto del confinamento, è stato pari al 5% rispetto alla colonna di controllo.



Figura II-44 -Crisi del provino S-1-2GB.

Come si evince dalla Figura II-44, l'instabilità delle barre longitudinali è stata ritardata dal confinamento della colonna con materiale composito. Nel momento in cui si è avuta la rottura del materiale composito, l'effetto di confinamento sulla sezione trasversale della colonna è cessato, e le barre longitudinali compresse si sono instabilizzate provocando altresì l'espulsione del copriferro. Il volume interessato dalla crisi del materiale composito, è compreso tra due sezioni distanti dall'estremità superiore della colonna di 30 e 90 cm, rispettivamente.

Da Figura II-44 si osserva ancora, a seguito della crisi, uno strato di calcestruzzo in aderenza al materiale composito, il che è indice di una corretta applicazione di quest'ultimo.

II.5.4 Provino S-1-8H

La crisi di questa colonna è avvenuta in maniera del tutto simile alle altre colonne confinate della stessa serie.

La crisi è stata anticipata dal *bulging* del materiale composito, poi al raggiungimento del valore del carico di picco, questo rigonfiamento del materiale composito si è mostrato in maniera sempre più evidente accompagnato da dei suoni premonitori della crisi a compressione del calcestruzzo.

Con il permanere del valore del carico ad un valore quasi pari a quello di picco, ad un certo punto è avvenuta la rottura per trazione del materiale composito in corrispondenza degli spigoli.

Da qui è seguita la delaminazione del materiale composito sui lati limitrofi della colonna, e la conseguente assenza di confinamento delle barre longitudinali compresse ha provocato la loro instabilizzazione, ed a questa ancora ha fatto seguito l'espulsione del calcestruzzo (Figura II-46). Tale fenomeno ha interessato un volume del provino delimitato da due sezioni distanti, dall'estremità superiore della colonna di 45 e 95 cm, rispettivamente.

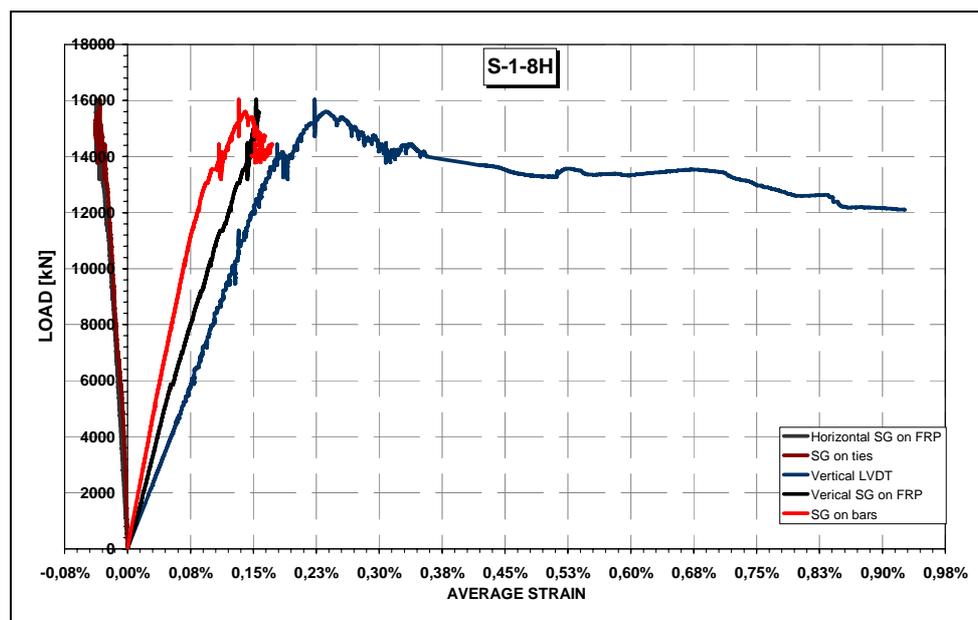


Figura II-45 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino S-1-8H.

Il carico massimo è stato attinto per un valore della deformazione pari a circa

il 2.5‰, con il calcestruzzo compresso schiacciato (come è facilmente riconoscibile dalla Figura II-46) e l'acciaio snervato. Dallo stesso diagramma si nota ancora come al valore di picco del carico, la deformazione del FRP è nettamente inferiore e pari circa all'1.5‰.

Un valore così basso della deformazione del FRP si è già detto essere dovuto allo scorrimento relativo tra i diversi strati di materiale composito, che in questo caso ammontano in numero pari ad otto, con gli estensimetri applicati proprio in corrispondenza dell'ultimo strato.

Da sottolineare invece che, il valore della deformazione delle barre longitudinali, non è un valore medio, ma è relativo allo strain gage SG-L8, l'unico che ha registrato durante la prova. Per tale ragione, non avendo altri dati a disposizione relativi alla deformazione delle barre longitudinali, è alquanto difficile pronunciarsi sul motivo di una deformazione assiale delle barre longitudinali compresse così bassa.



Figura II-46 -Crisi provino S-1-8H.

Il valore della tensione media a compressione del calcestruzzo, al carico di picco, ha attinto un valore pari all'85% della resistenza cilindrica, con un corrispondente spostamento assiale medio pari a 7.39 mm, mentre a rottura

L'incremento dello spostamento assiale medio è stato pari al 383% rispetto al valore dello spostamento assiale medio registrato al picco.

Per questa colonna, l'incremento della resistenza a compressione è stato pari al 7% rispetto alla colonna di controllo (Tabella II-5).

II.5.5 Confronto colonne serie S-1

Si riporta adesso un confronto tra i provini della serie S-1. Nella Figura II-47 sono messe a confronto le curve carico assiale normalizzato (rispetto al valore della resistenza cilindrica del calcestruzzo di ciascuna colonna), in funzione della deformazione verticale media, mentre in Tabella II-5 (estratta da Tabella II-10) sono riassunti i principali risultati sperimentali.

Dall'esame del grafico in Figura II-47 appare evidente l'effetto benefico del confinamento che, nel caso del provino S-1-5GA, si mostra con un apprezzabile incremento del valore del carico massimo rispetto al valore registrato per la colonna di controllo; tale incremento è minore nel caso del provino S-1-2GB, ma in cambio per tale colonna, si osserva un effetto benefico anche in termini di incremento dello spostamento assiale ultimo rispetto alla colonna di controllo.

Per il provino S-1-8H si ha un incremento di resistenza della colonna confinata, ma ciò che appare in maniera significativa, è l'incremento considerevole dello spostamento assiale ultimo della colonna confinata rispetto a quella di controllo.

Il valore della tensione media raggiunto dal calcestruzzo rispetto alla resistenza cilindrica, è variato tra l'80% (nel caso del provino di controllo) e il 90% (percentuale quest'ultima raggiunta per la colonna S-1-5GA).

L'incremento dello spostamento assiale ultimo delle colonne confinate, rispetto al valore registrato al picco, è variato tra il 9% (per la colonna S-1-5GA) ed il 383% (per la colonna S-1-8H).

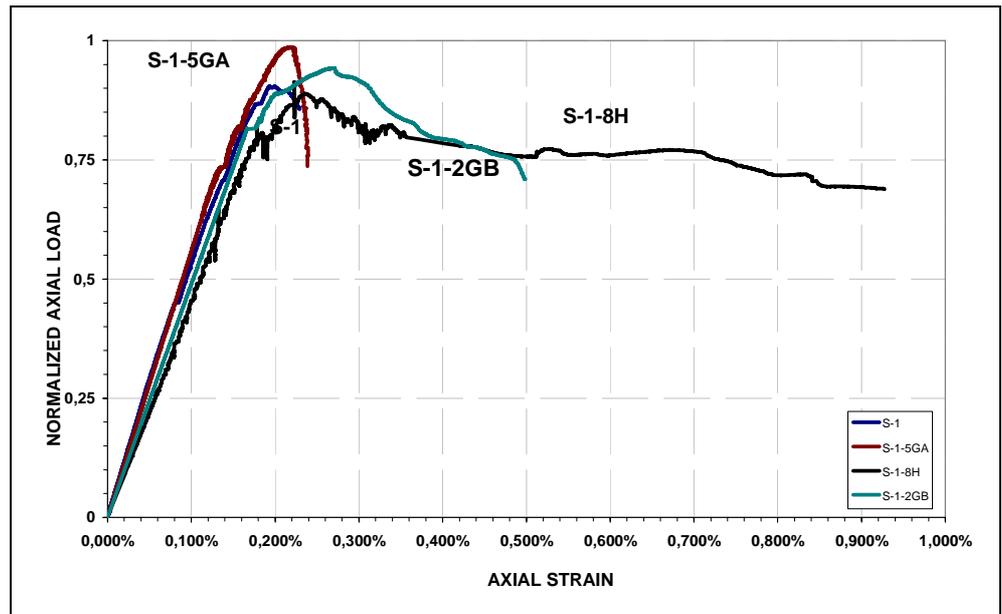


Figura II-47 –Carico normalizzato-deformazioni verticali medie provini serie S-1.

Tabella II-5 -Risultati sperimentali provini serie S-1.

Codice provino	f_c [MPa]	$F_{c,max}$ [kN]	$f_{c,max}$ [MPa]	$f_{c,max}/f_c$	$(f_{c,max}/f_c)_{streng} / (f_{c,max}/f_c)_{contr.}$	$\Delta_{c,max}$ [mm]	$\Delta_{c,ult}$ [mm]	$\Delta_{c,ult} / \Delta_{c,max}$
S-1	37.3	12536	29.6	0.794	-	5.90	7.00	1.19
S-1-5GA	48.6	17818	43.8	0.901	1.14	6.67	7.28	1.09
S-1-2GB	37.1	13001	30.8	0.831	1.05	8.27	15.21	1.84
S-1-8H	44.4	15594	37.8	0.852	1.07	7.39	28.28	3.83

II.5.6 Provino R-1

La crisi di tale provino, utilizzato come colonna di controllo della serie, è stata improvvisa ed esplosiva. Una volta attinto il valore del carico massimo, questo è diminuito quasi istantaneamente senza alcun preavviso, dal momento che non è apparsa nessuna fessura del calcestruzzo sino alla sua crisi finale. Come si evince dalla Figura II-49, la crisi del provino è avvenuta in corrispondenza della sua metà inferiore, più precisamente in corrispondenza della discontinuità del passo delle staffe. Dalla

medesima figura si osserva l'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse, che hanno poi portato all'espulsione del copriferro. Ad ogni modo i dettagli costruttivi delle staffe (numero di braccia e lunghezza di sovrapposizione) hanno evitato la loro apertura.

In corrispondenza del valore del carico di picco, la tensione di compressione agente sul provino è stata all'incirca pari all'88% della resistenza cilindrica. La crisi di tipo fragile che ha caratterizzato questo provino, è evidenziata anche dall'incremento di spostamento assiale ultimo del provino rispetto allo spostamento al picco, appena pari al 12% (Tabella II-6).

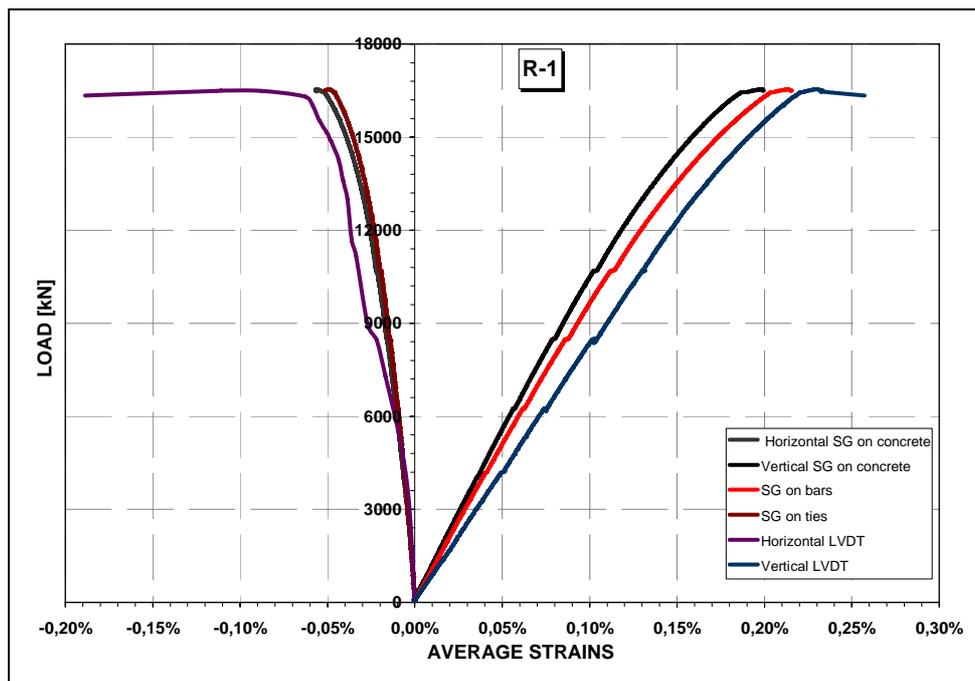


Figura II-48 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-1.

Dalla Figura II-48 si evince una buona corrispondenza tra le curve carico-deformazioni assiali e trasversali medie, registrate con i diversi strumenti di misura, sintomo questo, di una buona operazione di centraggio del provino al disotto della macchina di prova.

La crisi è stata attinta in corrispondenza di una deformazione assiale media poco superiore al 2‰, quindi con acciaio snervato e crisi del calcestruzzo.

Il valore dello spostamento assiale medio del provino in corrispondenza del carico di picco è stato pari a 7.02 mm.



Figura II-49 -Crisi provino R-1.

II.5.7 Provino R-1-8H

La crisi di tale provino è avvenuta per effetto della rottura a trazione del materiale composito (FRP). Come per le altre colonne confinate della serie S-1, la crisi del confinamento ha avuto inizio con la rottura del materiale in FRP in corrispondenza di uno degli spigoli posti nella metà superiore della colonna, successivamente si è assistito alla delaminazione del materiale composito sui lati adiacenti (Figura II-51).

Il volume interessato dalla crisi era compreso tra due sezioni distanti, dall'estremità superiore della colonna, di 67 e 97 cm, rispettivamente.

Il carico di picco si è registrato quando la tensione di compressione media agente sul calcestruzzo ha raggiunto un valore pari al 91% della resistenza cilindrica.

L'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del confinamento è risultato pari al 4% rispetto alla colonna di controllo, mentre l'incremento della spostamento assiale ultimo della colonna è risultato del 167% rispetto al valore dello spostamento assiale al picco (Tabella II-6).

Al pari del provino S-1-8H, la deformazione assiale registrata dall'estensimetro posto sulla superficie esterna del rinforzo è risultata nettamente inferiore rispetto a quella registrata dai trasduttori lineari, per lo scorrimento relativo tra i diversi strati di materiale composito.

La deformazione assiale al picco è superiore al 3‰, quindi con il calcestruzzo schiacciato e l'acciaio snervato (Figura II-50).

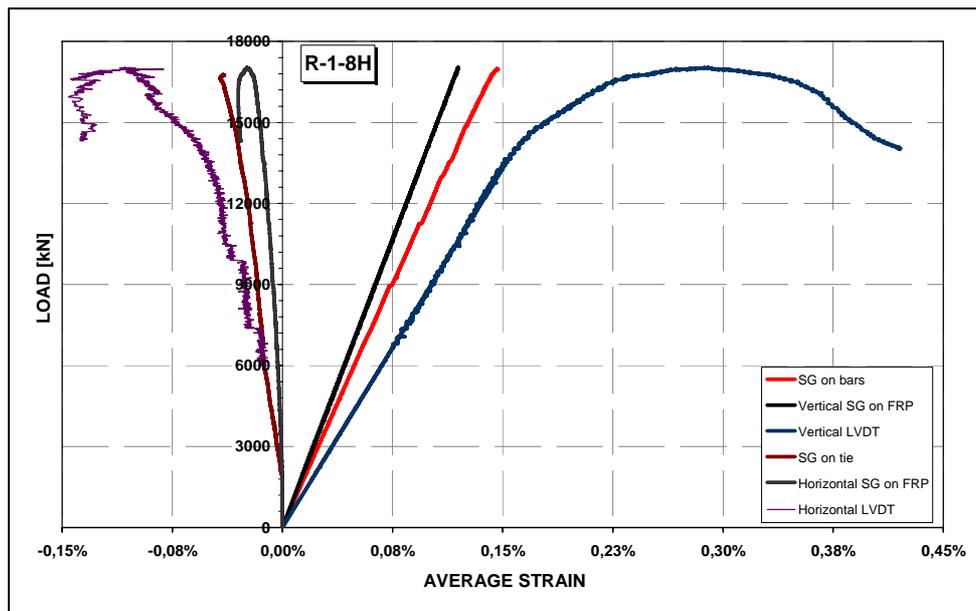


Figura II-50 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-1-8H.

Il valore della deformazione registrata dagli estensimetri ubicati sulle barre longitudinali di acciaio è inferiore rispetto a quella registrata dai trasduttori verticali.

Seppur un valore inferiore della deformazione era lecito attendersi, essendo la lettura dell'estensimetro puntuale mentre quella del trasduttore una deformazione media sull'intera altezza della colonna, le ragioni di un valore sensibilmente diverso delle deformazioni assiali lette dai due strumenti possono essere differenti: un possibile danneggiamento della strumentazione interna, oppure possibili eccentricità accidentali del carico applicato.



Figura II-51 -Crisi provino R-1-8H.

II.5.8 Provino R-1-5GA

La crisi mostrata da tale provino è stata prematura, e localizzata in corrispondenza dell'estremità superiore del provino per effetto di una concentrazione di tensioni che non erano contrastate, per questo provino, dall'effetto del confinamento (Figura II-53).

Infatti, come già detto, il posizionamento in orizzontale delle colonne durante l'installazione del materiale composito, ne ha impedito l'installazione in corrispondenza dei supporti.

La crisi del tutto prematura del provino è evidente, considerando la deformazione assiale a rottura pari al 1.5%, quindi con il materiale acciaio e il calcestruzzo ancora in campo elastico (Figura II-52).

Per ultimo, altro indice della prematura crisi della colonna, è il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in corrispondenza del carico di picco, pari all'80% del valore della sua resistenza cilindrica, inferiore tale percentuale anche a

quella raggiunta dal provino di riferimento (R-1) pari all'88% (Tabella II-6).

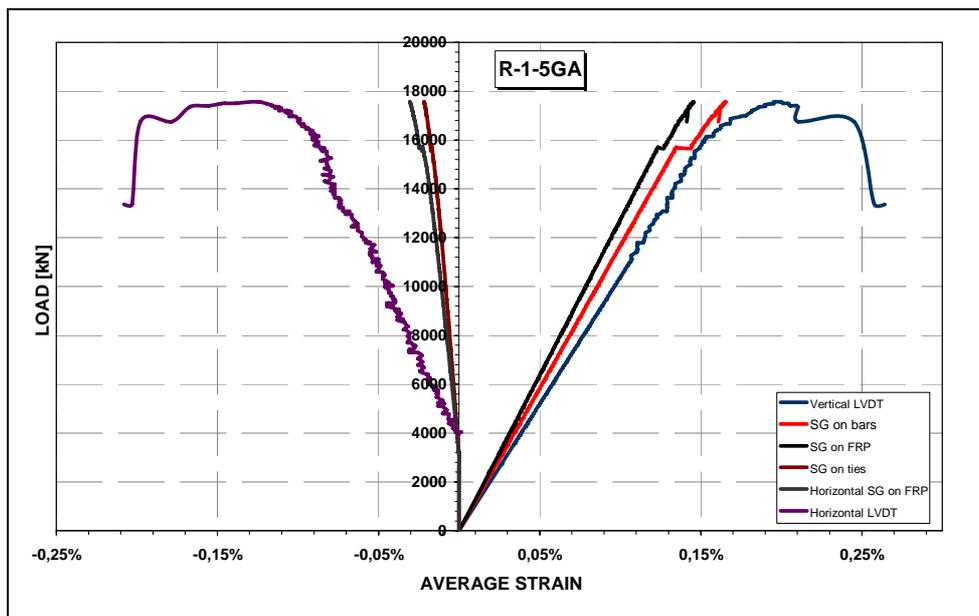


Figura II-52 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-1-5GA.



Figura II-53 -Crisi provino R-1-5GA.

II.5.9 Confronto colonne serie R-1

A causa della crisi prematura del provino R-1-5GA, il confronto può essere eseguito unicamente tra la colonna rinforzata R-1-8H e la colonna di controllo.

In Tabella II-6 è riportata una sintesi dei risultati sperimentali per le colonne della serie R-1, estratta da Tabella II-10.

Pur essendo poco significativo l'effetto del confinamento in termini di incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo (appena del 4%), significativo è invece l'incremento della capacità di spostamento della colonna per effetto del confinamento, vale a dire del 167% (Tabella II-6).

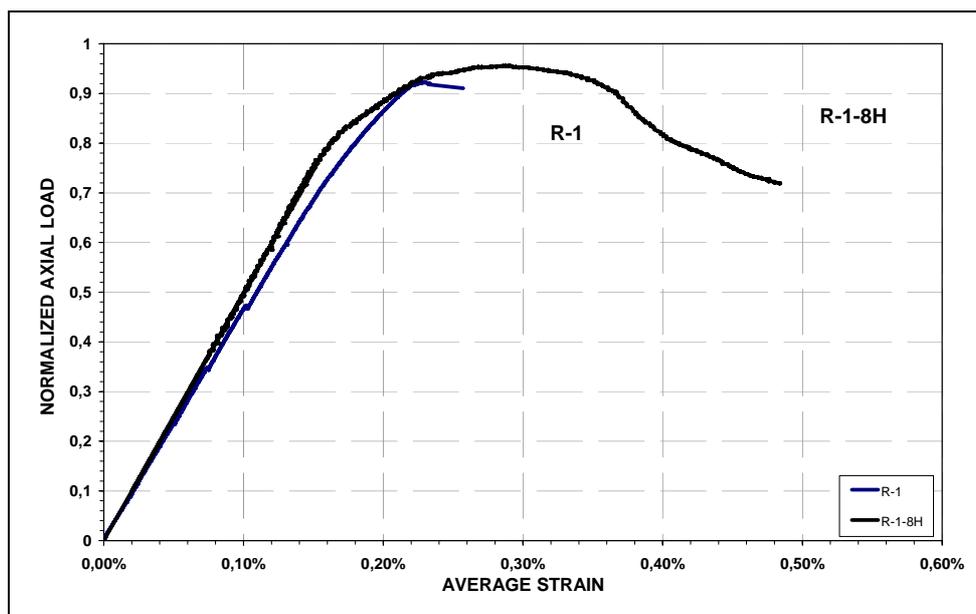


Figura II-54 - Carico normalizzato-deformazioni verticali medie provini serie R-1.

Dalla Figura II-54 si osserva un comportamento delle curve, carico normalizzato ($N/f_c A_c$)-deformazione assiale media, molto simile tra la colonna di controllo e quella confinata, sino ad un valore del carico pari a quello di picco della colonna di controllo.

Sia per la colonna di controllo che per quella confinata, non si è raggiunto il valore della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo, ma solo un'aliquota di questa.

In particolare per la colonna di controllo, il valore della tensione del calcestruzzo, in corrispondenza del massimo valore del carico era pari all'88% della resistenza cilindrica, mentre per la colonna confinata tale valore della tensione ha raggiunto il 92% della resistenza cilindrica (Tabella II-6).

Tabella II-6 -Risultati sperimentali provini serie R-1.

Codice provino	f_c [MPa]	$F_{c,max}$ [kN]	$f_{c,max}$ [MPa]	$f_{c,max}/f_c$	$(f_{c,max}/f_c)_{streng} / (f_{c,max}/f_c)_{contr.}$	$\Delta_{c,max}$ [mm]	$\Delta_{c,ult}$ [mm]	$\Delta_{c,ult} / \Delta_{c,max}$
R-1	47.9	16541	42.1	0.878	-	7.02	7.84	1.12
R-1-5GA	56.4	17562	44.8	0.795	-	6.01	-	-
R-1-8H	47.6	17033	43.4	0.913	1.04	8.84	14.74	1.67

II.5.10 Provino R-0.5

La modalità di crisi del provino R-0.5 si è mostrata molto simile a quella del provino S-1, con una crisi che ha interessato l'intera metà superiore della colonna. La fessurazione del calcestruzzo si è avvertita prima che avvenisse l'espulsione del copriferro e le barre di acciaio instabilizzassero (Figura II-56).

Il carico di picco si è raggiunto per un valore pari al 76% della resistenza cilindrica del calcestruzzo. La crisi della colonna è stata davvero molto fragile come testimonia il valore dello spostamento assiale ultimo misurato, incrementato solo dell'8% rispetto al valore dello spostamento in corrispondenza del carico di picco (Tabella II-79).

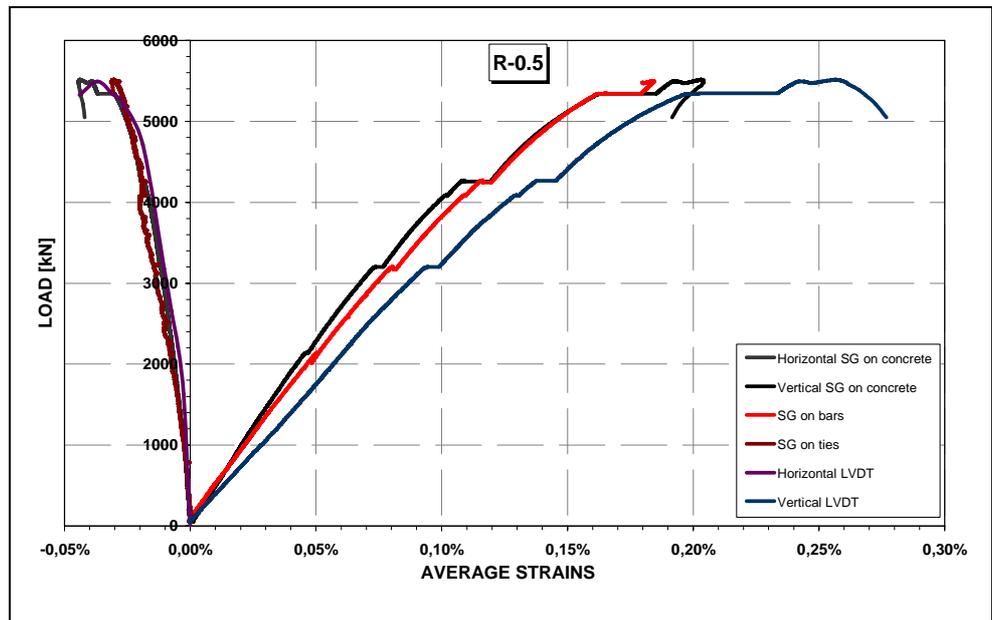


Figura II-55 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-0.5.

Una buona corrispondenza si ha tra i dati registrati dai diversi strumenti di misura. Il carico massimo si è avuto in corrispondenza di un valore della deformazione assiale superiore al 2‰, quindi con acciaio snervato e crisi del calcestruzzo (Figura II-55).

Si osserva inoltre una perfetta corrispondenza in termini di deformazioni orizzontali misurate dai diversi strumenti di misura (estensimetri applicati sulle staffe e disposti orizzontalmente sulla superficie esterna di calcestruzzo, e trasduttori

orizzontali).



Figura II-56 -Crisi provino R-0.5.

II.5.11 Provino R-0.5-2GB

La crisi della colonna è avvenuta in corrispondenza della sua estremità superiore, ma a differenza del provino R-1-5GA, la crisi non ha avuto inizio qui per assenza di confinamento, infatti, ha interessato le fibre di vetro, per poi propagarsi sino all'estremità superiore coinvolgendo le fibre di carbonio (Figura II-58).

In corrispondenza del carico di picco si è raggiunta una sollecitazione di compressione del calcestruzzo pari al 76% della resistenza cilindrica.

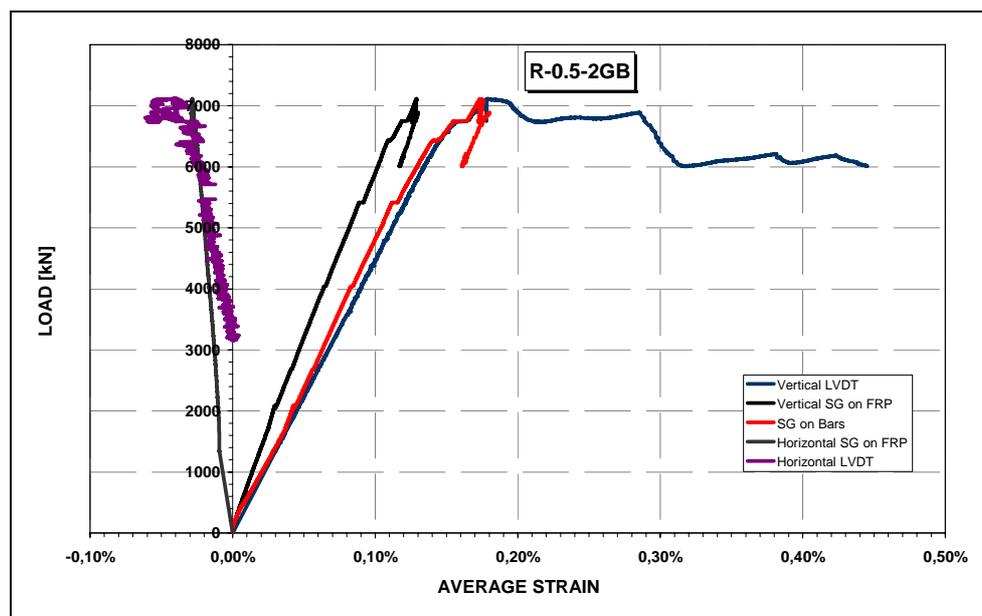


Figura II-57 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-0.5-2GB.

Da Figura II-57 si osserva una buona corrispondenza tra le registrazioni dei trasduttori verticali esterni e gli estensimetri posti sulle barre longitudinali interne, con un valore della deformazione assiale in corrispondenza del carico di picco circa pari al 2‰, quindi, come osservato per altri provini, in corrispondenza del carico di picco l'acciaio risulta snervato.

Per tale provino non si è avuto alcun incremento della resistenza a compressione per effetto del confinamento, ma quest'ultimo ha invece offerto un contributo rilevante nell'incrementare lo spostamento assiale ultimo della colonna, che è risultato del 308% rispetto allo spostamento assiale al picco (Tabella II-7).

Ancora una volta emerge che l'efficacia del confinamento mediante materiali

compositi fibrorinforzati (FRP), per i provini in scala reale di sezione prismatica, non è significativa in termini di incremento di resistenza, ma lo è in termini di incremento dello spostamento assiale ultimo.

La crisi del provino ha interessato un volume che si estendeva sino alla profondità di 50 cm dall'estremità superiore della colonna (Figura II-58).



Figura II-58 -Crisi provino R-0.5-2GB.

II.5.12 Provino R-0.5-5GA

La crisi di questo provino si è verificata in corrispondenza della sua metà superiore (Figura II-60).

L'area interessata è stata alquanto estesa (a partire da una distanza di 15 cm dall'estremità superiore, si è estesa per altri 35 cm).

Le deformazioni orizzontali medie misurate dai diversi strumenti sono risultate molto simili tra loro.

La deformazione verticale media registrata al picco è stata superiore al 2.5%,

quindi con acciaio snervato e calcestruzzo schiacciato (Figura II-59).

Ancora una volta, alcuni rumori durante l'esecuzione della prova, che si sono protratti sino al raggiungimento del carico di picco, sono stati sintomatici della crisi progressiva del calcestruzzo.

In corrispondenza del carico di picco si è attivata una tensione di compressione del calcestruzzo pari all'81% della sua resistenza cilindrica, ed un incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo del 7% rispetto alla colonna non confinata (Tabella II-7).

A seguito dell'attingimento di questo valore del carico di picco, il carico è diminuito lentamente, mentre il valore della deformazione assiale incrementava velocemente.

Nelle condizioni ultime si è avuto un incremento dello spostamento assiale del 195% rispetto al medesimo registrato al picco.

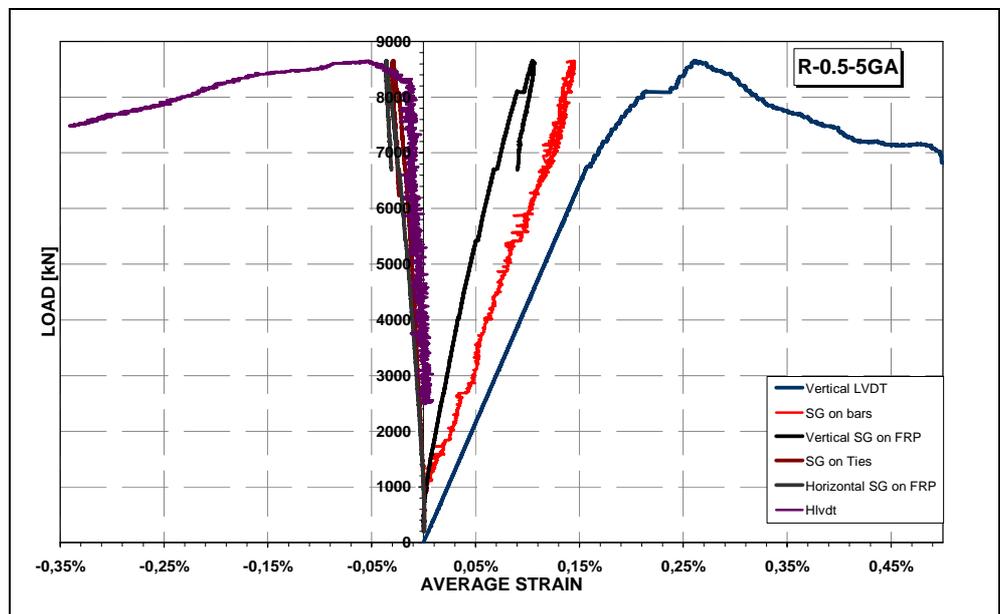


Figura II-59 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-0.5-5GA.



Figura II-60 -Crisi provino R-0.5-5GA.

II.5.13 Provino R-0.5-5GB

Il provino R-0.5-5GB è quello che ha beneficiato maggiormente dell'efficacia del confinamento, sia in termini di incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo (del 17% rispetto alla colonna non confinata) che di incremento della capacità di spostamento assiale (del 384% è stato l'incremento dello spostamento assiale ultimo rispetto a quello registrato al picco, Tabella II-7).

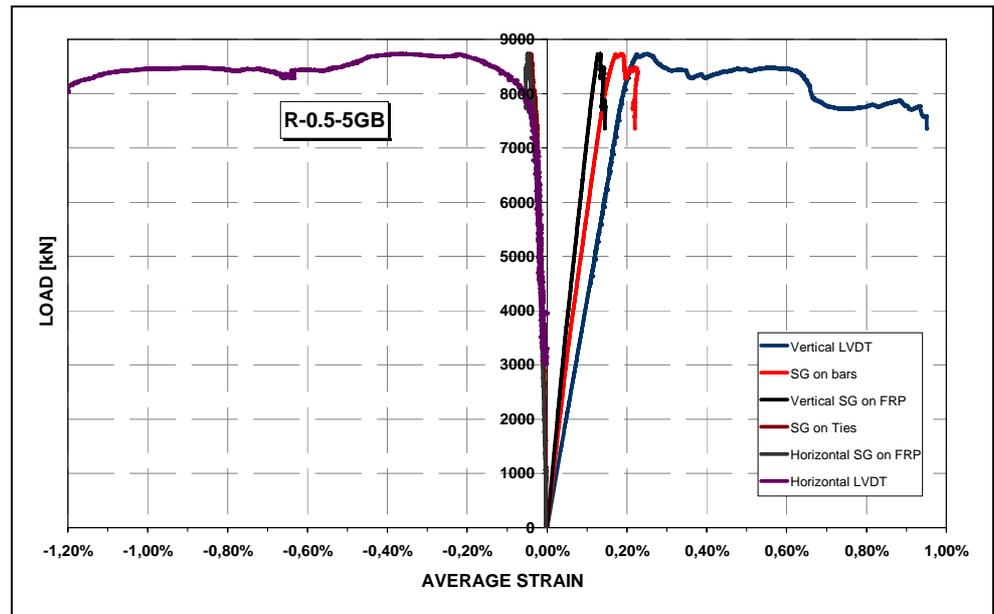


Figura II-61 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-0.5-5GB.

La crisi ha avuto luogo in corrispondenza di un'area alquanto estesa contenuta nell'estremità superiore della colonna (Figura II-62).

L'area di crisi si è estesa, rispetto all'estremità superiore della colonna, da una distanza di 50 cm sino a 90 cm (Figura II-62).

Dopo aver rimosso il provino dalla macchina di prova, si è lasciato cadere il copriferro ancora trattenuto dal materiale composito, e come si evince da Figura II-62, è stata messa in evidenza l'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse.

Ancora una volta, da Figura II-61, risulta che la deformazione assiale registrata dall'estensimetro ubicato sulla barra longitudinale è inferiore alla deformazione assiale media ottenuta dai trasduttori verticali esterni. Per quanto attiene, invece, il minor valore della deformazione assiale registrato dagli estensimetri ubicati sul rinforzo esterno già si è avuto modo di commentare.



Figura II-62: Crisi provino R-0.5-5GB.

II.5.14 Provino R-0.5-8H

La crisi di questo provino è stata molto duttile.

Al valore del carico di picco la tensione di compressione del calcestruzzo è risultata pari all'86% della resistenza cilindrica. L'incremento della resistenza a compressione per effetto del confinamento è risultato pari al 12% rispetto alla colonna di controllo. Ancora una volta l'efficacia del confinamento appare significativa in termini di incremento dello spostamento assiale ultimo della colonna, pari al 359% rispetto allo spostamento assiale misurato in corrispondenza del carico di picco (Tabella II-7).

Al carico di picco è stata raggiunta una deformazione assiale prossima al 2.5%, quindi con acciaio snervato e calcestruzzo schiacciato.

Per questo provino non è stato possibile ottenere dati dagli estensimetri posti sulle barre longitudinali (Figura II-63).

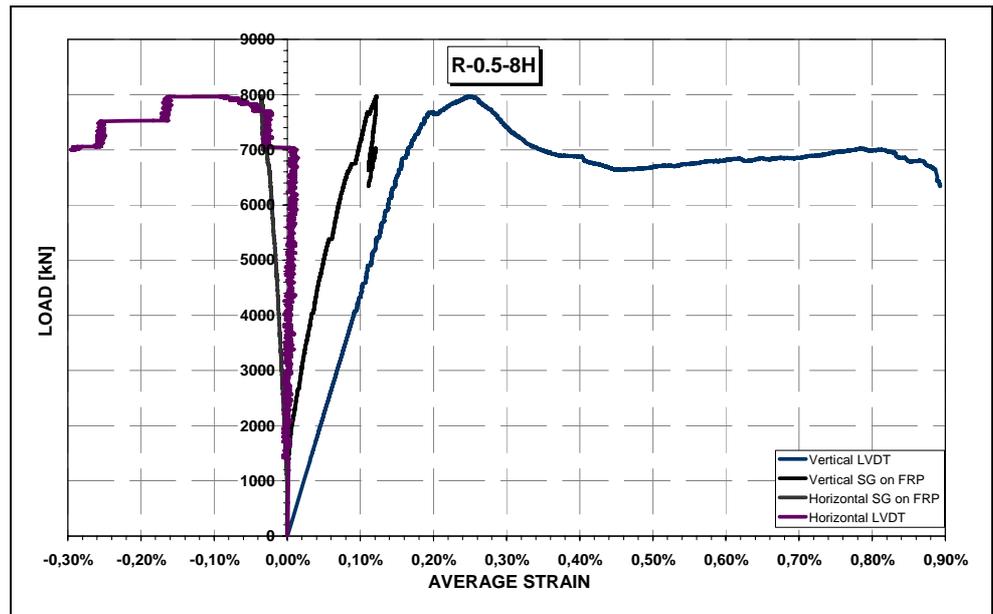


Figura II-63 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino R-0.5-8H.

Il valore massimo del carico è stato di circa 8000 kN, attinto tale valore il carico si è ridotto attestandosi intorno ad un valore di circa 7000 kN sino alla rottura del provino.

La crisi del provino confinato con FRP complessivamente è di tipo duttile, mentre fragile risulta la crisi del materiale utilizzato per il confinamento, essendo questo elastico-lineare sino a rottura. Per tale motivo, in corrispondenza del valore dello spostamento assiale ultimo si è assistito ad un'esplosione della colonna.

A questa esplosione della colonna, si è associata anche la proiezione a lunga distanza di blocchi di calcestruzzo fessurati, questi infatti, durante la prova erano spinti verso l'esterno dalle barre longitudinali compresse instabilizzate, ma la loro espulsione era ostacolata dal confinamento esterno.

Attinta la crisi, quindi, i blocchi di calcestruzzo fessurati sono stati proiettati a lunga distanza per effetto dell'energia immagazzinata.

La crisi ha interessato un volume che si estendeva, a partire dall'estremità superiore della colonna, dai 30 sino ai 50 cm (Figura II-64).

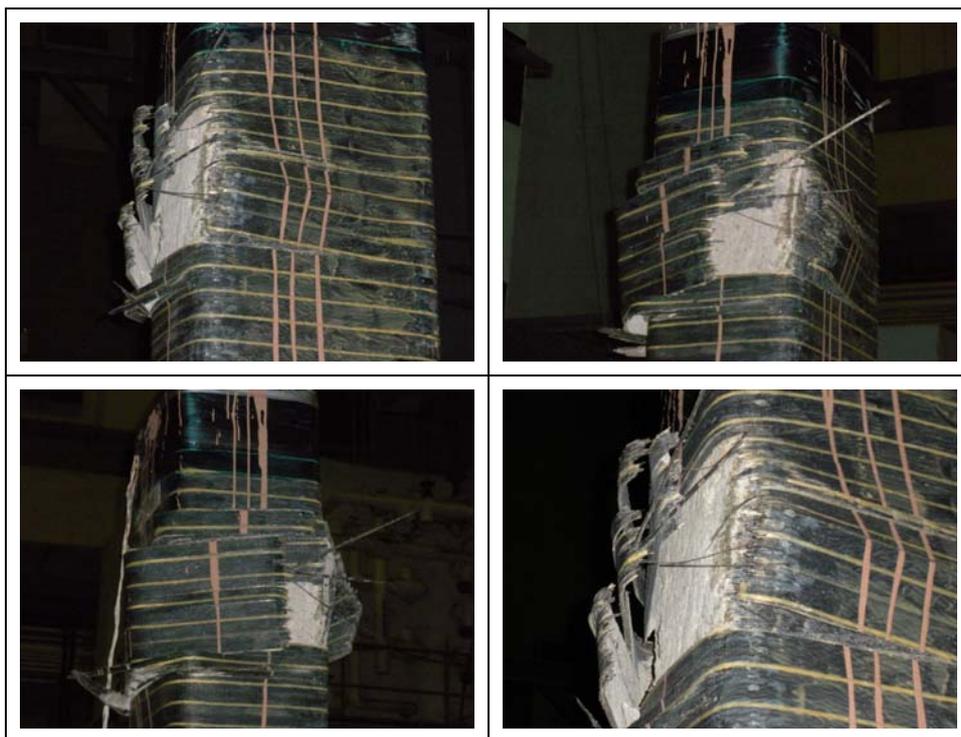


Figura II-64 -Crisi provino R-0.5-8H.

II.5.15 Confronto colonne serie R-0.5

In Figura II-55 è riportato il diagramma carico normalizzato ($N/f_c A_c$)-deformazione assiale media per tutti i provini della serie R-0.5.

In Tabella II-7 è riportata una sintesi dei risultati sperimentali per le colonne della serie R-1, estratta da Tabella II-10

Per i provini di tale serie, il calcestruzzo ha lavorato in un intervallo tra il 76% e l'89% della sua resistenza cilindrica.

Al crescere del numero di strati di materiale composito utilizzati per il confinamento, è incrementata sia la resistenza a compressione del calcestruzzo (rispetto alla colonna di controllo), che lo spostamento assiale ultimo dei provini (rispetto al valore registrato al carico di picco).

L'incremento di resistenza del calcestruzzo, dall'essere nullo nel caso del provino R-0.5-2GB, ha raggiunto un valore massimo del 17% nel caso del provino R-0.5-5GB; mentre, l'incremento dello spostamento assiale dei provini valutato rispetto

al valore in corrispondenza del carico di picco, ha attinto per tutti i provini valori significativi, dal 195% per il provino R-0.5-5GA, sino al 384% per il provino R-0.5-5GB (Tabella II-7).

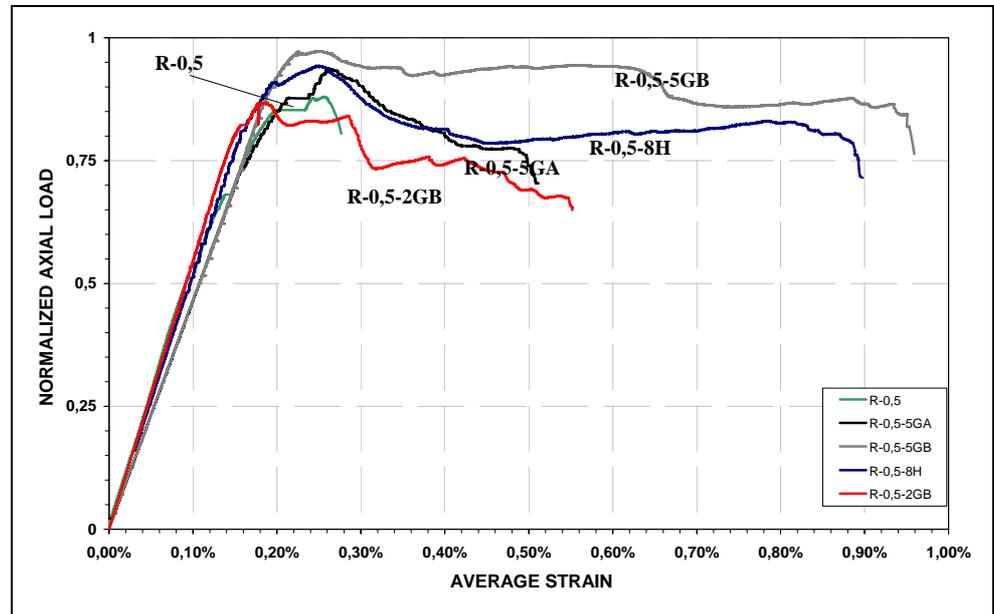


Figura II-65 - Carico normalizzato-deformazioni verticali medie provini serie R-0.5.

Tabella II-7 -Risultati sperimentali provini serie R-0.5.

Codice provino	f_c [MPa]	$F_{c,max}$ [kN]	$f_{c,max}$ [MPa]	$f_{c,max}/f_c$	$(f_{c,max}/f_c)_{streng} / (f_{c,max}/f_c)_{contr.}$	$\Delta_{c,max}$ [mm]	$\Delta_{c,ult}$ [mm]	$\Delta_{c,ult} / \Delta_{c,max}$
R-0.5	34.7	5516	26.4	0.761	-	7.84	8.44	1.08
R-0.5-5GA	53.8	8656	43.8	0.814	1.07	7.98	15.60	1.95
R-0.5-2GB	46.4	7113	35.2	0.759	1.00	5.47	16.83	3.08
R-0.5-5GB	49.7	8735	44.2	0.889	1.17	7.61	29.25	3.84
R-0.5-8H	46.8	7972	40.0	0.855	1.12	7.63	27.37	3.59

II.5.16 Provino HR-0.6

La colonna di controllo della serie HR ha esibito una crisi di tipo fragile.

Come si evince dal diagramma di Figura II-66, in corrispondenza del carico di picco (praticamente coincidente con il carico ultimo), il valore della deformazione assiale media è stato pari all'1.8% quindi con l'acciaio ancora in campo elastico.

Per questa tipologia di colonne cave, come emerso anche da altri test presenti in letteratura, la crisi prematura del provino si verifica per instabilizzazione delle barre longitudinali compresse.

Il valore della tensione di compressione del calcestruzzo in corrispondenza del carico di picco, è risultato pari al 70% della resistenza cilindrica.

Lo spostamento assiale medio della colonna, al picco misurava 5.54 mm, mentre in corrispondenza della crisi misurava 5.85 mm, quindi l'incremento dello spostamento assiale medio è risultato appena del 5%, a testimonianza della crisi fragile della colonna (Tabella II-8).

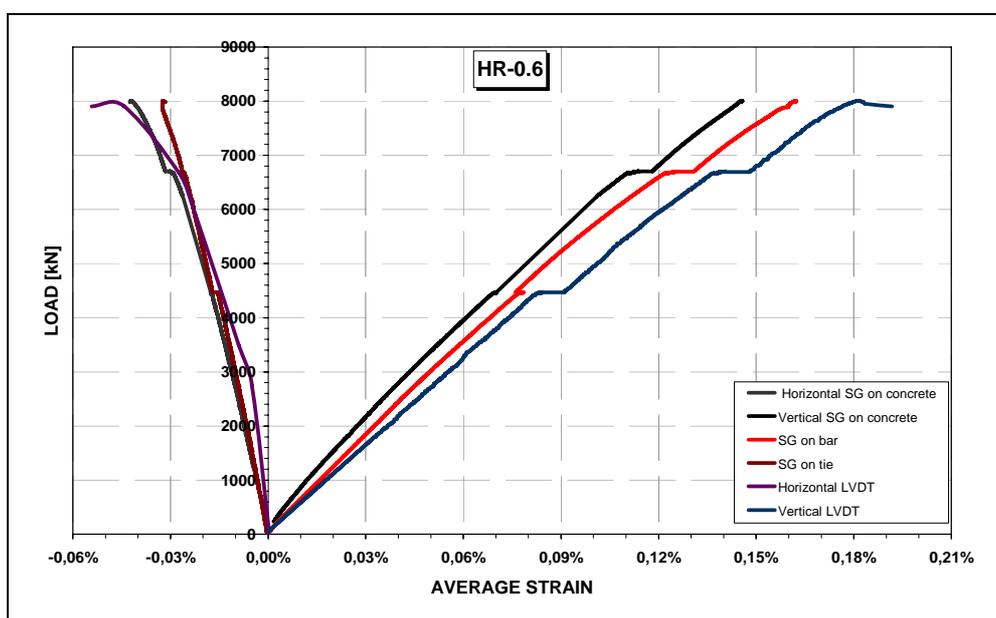


Figura II-66 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino HR-0.6.

Da Figura II-66 emerge che i valori della deformazione media assiale letti dai diversi strumenti di misura sono risultati molto simili tra loro, a dimostrazione di un regime di compressione centrata a cui è stata soggetta la colonna.



Figura II-67 -Crisi provino HR-0.6.

La cavità della colonna è stata ottenuta inserendo del polistirolo all'interno della gabbia metallica prima dell'esecuzione del getto (visibile da Figura II-67).

Da Figura II-67 si nota che le barre longitudinali compresse lungo tutti i lati della colonna hanno instabilizzato.

La lunghezza libera di inflessione delle barre longitudinali compresse è stata pari al passo delle staffe (Figura II-67). Questo evidenzia che la crisi non è stata influenzata da inadeguati particolari costruttivi dell'armatura interna.

II.5.17 Provino HR-0.6-5GA

La crisi della colonna cava confinata con FRP è risultata di tipo duttile.

L'incremento dello spostamento assiale medio ultimo della colonna a rottura è risultato del 218% rispetto al valore registrato al picco (5.47 mm).

La tensione media del calcestruzzo in corrispondenza del carico di picco è stata pari al 72% della resistenza cilindrica.

L'efficacia del confinamento è risultata pressoché nulla in termini di incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo, infatti, tale incremento è risultato appena del 2% rispetto alla colonna di controllo (Tabella II-8).

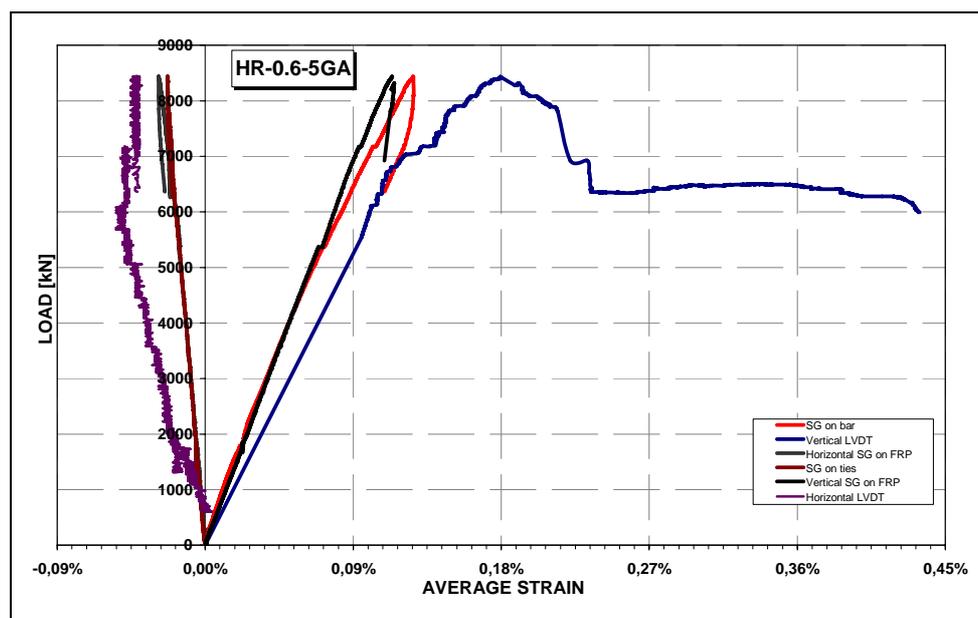


Figura II-68 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino HR-0.6-5GA.

Le registrazioni delle deformazioni assiali restituite degli estensimetri posti sulle barre longitudinali e sulla superficie esterna del provino sono risultate molto simili tra loro, ma questo è da ricercarsi nel loro bassissimo valore.

Come per tutte le altre colonne confinate, durante la fase di carico, prima ancora del raggiungimento del carico di picco, si è assistito al *bulging* del FRP in corrispondenza di tutte le facce della colonna (Figura II-69). La crisi della colonna è avvenuta per la rottura a trazione del FRP in corrispondenza dello spigolo, come era lecito attendersi, per effetto di una concentrazione di tensioni in corrispondenza di questo.

A differenza però delle colonne piene, la rottura per trazione del FRP è avvenuta in una zona alquanto limitata, e altrettanto modesto è apparso il distacco del materiale composito dallo spigolo alle superfici ad esso contiguo.

Per questa colonna cava confinata, a rottura non è apparsa evidente come per le colonne piene l'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse.

Infatti, tale instabilizzazione è avvenuta verso l'interno della colonna, in quanto sul lato esterno le barre erano vincolate dal materiale composito, mentre verso l'interno la cavità non offriva alcun grado di vincolo all'instabilità.

Occorre infine osservare che la cavità della colonna non si estendeva per l'intera sua altezza ma solo nella zona centrale, e proprio nel passaggio dalla sezione piena a quella cava si è verificata la crisi.



Figura II-69 -Crisi provino HR-0.6-5GA.

II.5.18 Provino HR-0.6-8GA

La crisi di questa colonna è avvenuta in maniera del tutto analoga al provino HR-0.6-5GA. Dal diagramma di Figura II-70 si osserva che le registrazioni dei trasduttori verticali esterni e degli estensimetri disposti sulle barre longitudinali interne, sono risultate molto simili tra loro.

Il valore della deformazione verticale media, invece, registrato dagli estensimetri verticali disposti in corrispondenza della superficie esterna della colonna, è risultato inferiore rispetto a quello misurato dagli altri strumenti. Come detto in precedenza, ciò è imputabile allo scorrimento relativo tra i diversi strati di materiale composito che in questo caso ammontano addirittura ad otto, e gli estensimetri erano disposti proprio in corrispondenza dell'ottavo strato.

La tensione di compressione del calcestruzzo in corrispondenza del carico di picco è risultata pari al 78% della resistenza cilindrica.

La deformazione assiale media in corrispondenza del carico massimo è risultata pari all'1.8% quindi con l'acciaio ancora in campo elastico.

L'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo è risultato del 9% rispetto alla colonna di controllo, mentre l'incremento dello spostamento assiale ultimo è risultato del 206% rispetto al valore di picco (Tabella II-8).

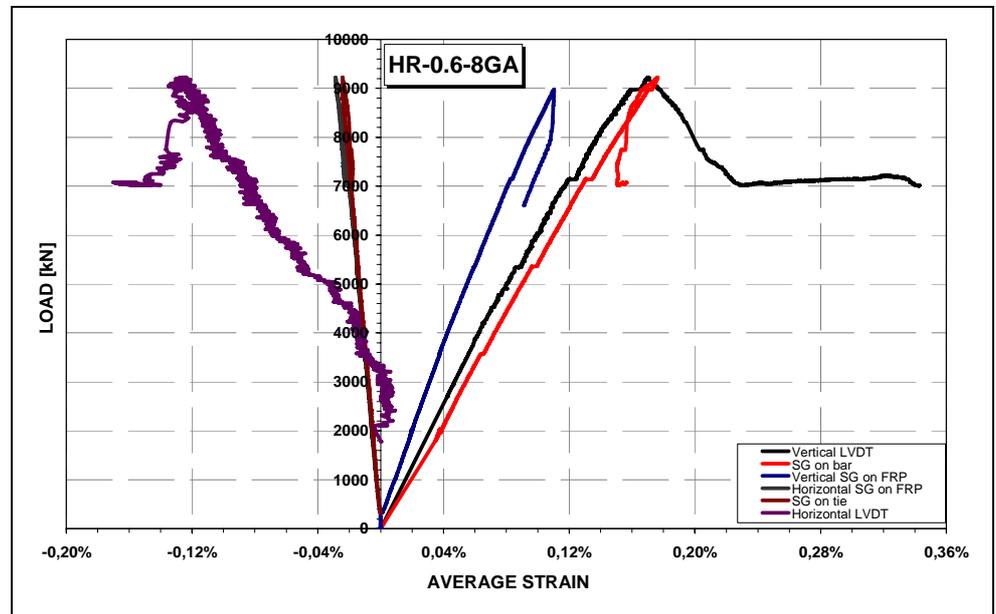


Figura II-70 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino HR-0.6-8GA.

La crisi di questa colonna si è distinta da tutte le altre. Infatti, al di là dei rumori connessi alla fessurazione del calcestruzzo che si sono uditi durante l'esecuzione della prova, e al di là del *bulging* del FRP, la crisi del provino è avvenuta, da un esame visivo, senza il verificarsi di altri tipici fenomeni di crisi (Figura II-71).

Solo una dettagliata indagine visiva post crisi della colonna ha mostrato la rottura per trazione delle fibre in corrispondenza degli spigoli, e la instabilizzazione delle barre longitudinali compresse, avvenuta all'interno della cavità, è stata possibile osservarla solo a seguito del taglio della colonna.

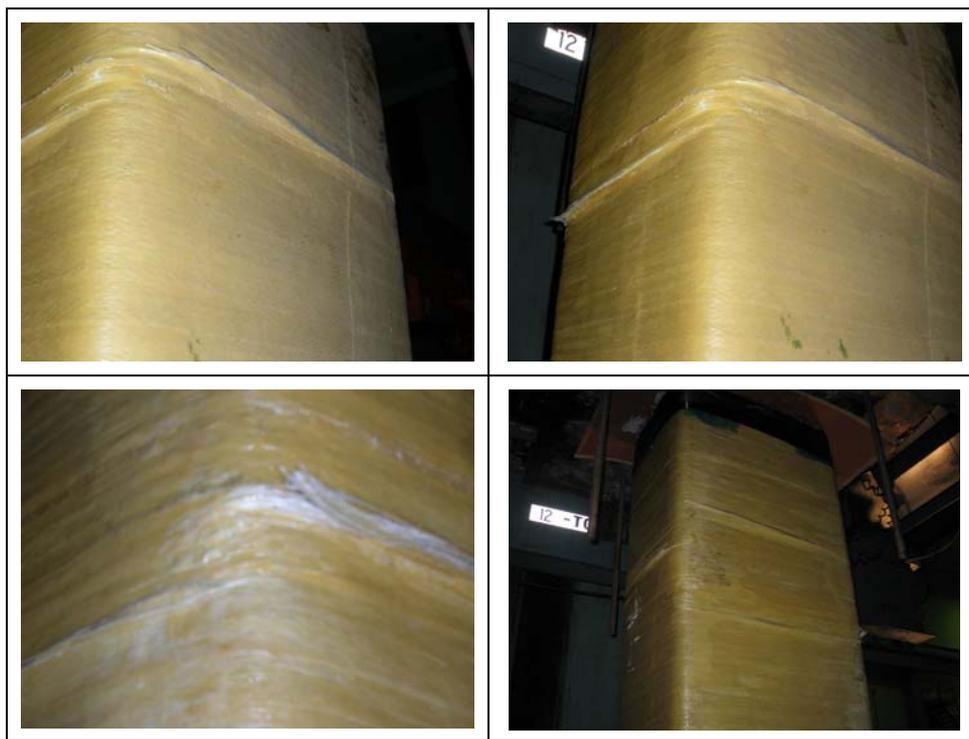


Figura II-71 -Crisi provino HR-0.6-8GA.

II.5.19 Confronto colonne serie HR-0.6

Dal confronto tra le colonne della serie HR (Figura II-72, in cui è riportato il diagramma carico normalizzato ($N/f_c A_c$)-deformazione assiale media per tutti i provini della serie) si nota che portando il numero di strati di materiale composito da cinque ad otto, incrementa il valore del carico massimo della colonna rispetto a quello della colonna non confinata, ma non in maniera sensibile.

In Tabella II-8 è riportata una sintesi dei risultati sperimentali per le colonne della serie R-1, estratta da Tabella II-10

L'efficacia del confinamento è, anche per queste colonne cave, apprezzabile in termini di incremento dello spostamento assiale ultimo (pari al 218% per la colonna HR-0.6-5GA, e al 206% nel caso della colonna HR-0.6-8GA), rispetto allo spostamento al carico di picco, e non in termini di incremento della resistenza del calcestruzzo rispetto alla colonna di controllo, il quale anche con l'impiego di otto strati di materiale composito, ha raggiunto un incremento del solo 10% (Tabella II-8).

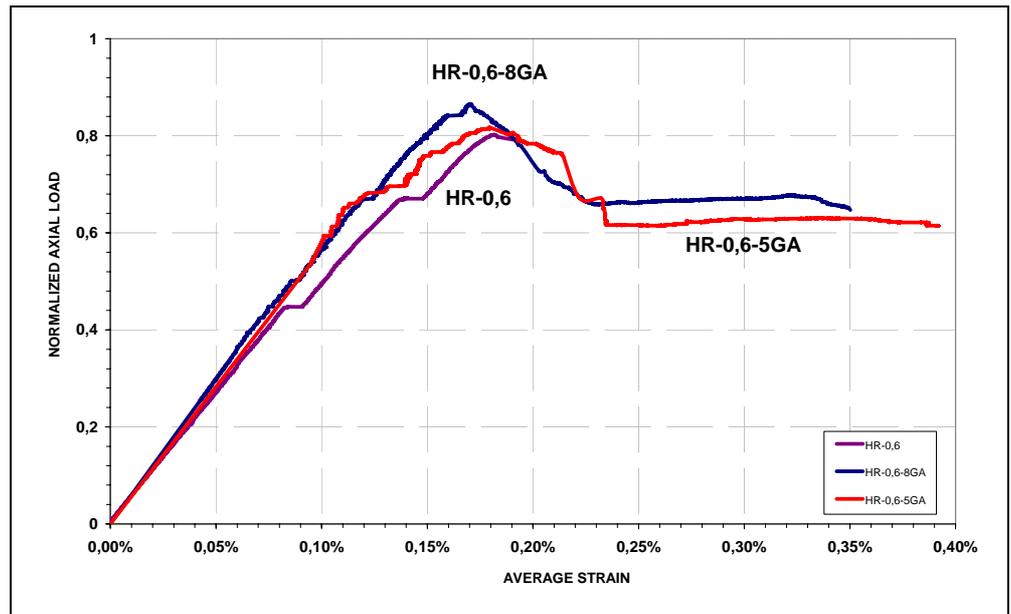


Figura II-72 -Carico normalizzato-deformazioni verticali medie provini serie HR-0.6.

Si osserva che aumentando il numero di strati di materiale composito da cinque ad otto, incrementa il valore del carico massimo della colonna, ma diminuisce il valore dello spostamento assiale ultimo. In sintesi, nel portare il numero di strati da cinque ad otto, l'energia immagazzinata dalla colonna resta pressoché invariata.

La tensione massima del calcestruzzo, per le colonne di questa serie, ha variato tra il 70% ed il 78% della resistenza cilindrica.

Tabella II-8 -Risultati sperimentali provini serie HR-0.6.

Codice provino	f_c [MPa]	$F_{c,max}$ [kN]	$f_{c,max}$ [MPa]	$f_{c,max}/f_c$	$(f_{c,max}/f_c)_{streng} / (f_{c,max}/f_c)_{contr.}$	$\Delta_{c,max}$ [mm]	$\Delta_{c,ult}$ [mm]	$\Delta_{c,ult} / \Delta_{c,max}$
HR-0.6	43.5	8006	30.3	0.697	-	5.54	5.85	1.05
HR-0.6-5GA	44.8	8432	32.2	0.719	1.03	5.47	11.95	2.18
HR-0.6-8GA	45.9	9222	35.6	0.775	1.11	5.20	10.68	2.06

II.5.20 Provino WL-1

La crisi di questo provino, a differenza di tutte le altre colonne non confinate,

è avvenuta in corrispondenza della sua estremità inferiore (e non superiore), ed in maggior dettaglio laddove era presente una discontinuità del passo delle staffe.

Essendo le prove sperimentali in regime di compressione centrata, le sollecitazioni sono uniformi lungo l'asse del provino, quindi la crisi può aver luogo in qualsiasi sezione. Occorre tener conto, però, che sezioni singolari sono quelle in cui si ha un cambio del passo delle staffe, e quindi proprio in corrispondenza di tali singolarità che tipicamente si è verificata la crisi dei provini.

Dal grafico di Figura II-73 si osserva che in corrispondenza del carico massimo il valore della deformazione di compressione media era superiore al 3%, quindi con acciaio snervato e calcestruzzo schiacciato. Dallo stesso grafico emerge ancora una buona corrispondenza tra le registrazioni dei diversi strumenti di misura.

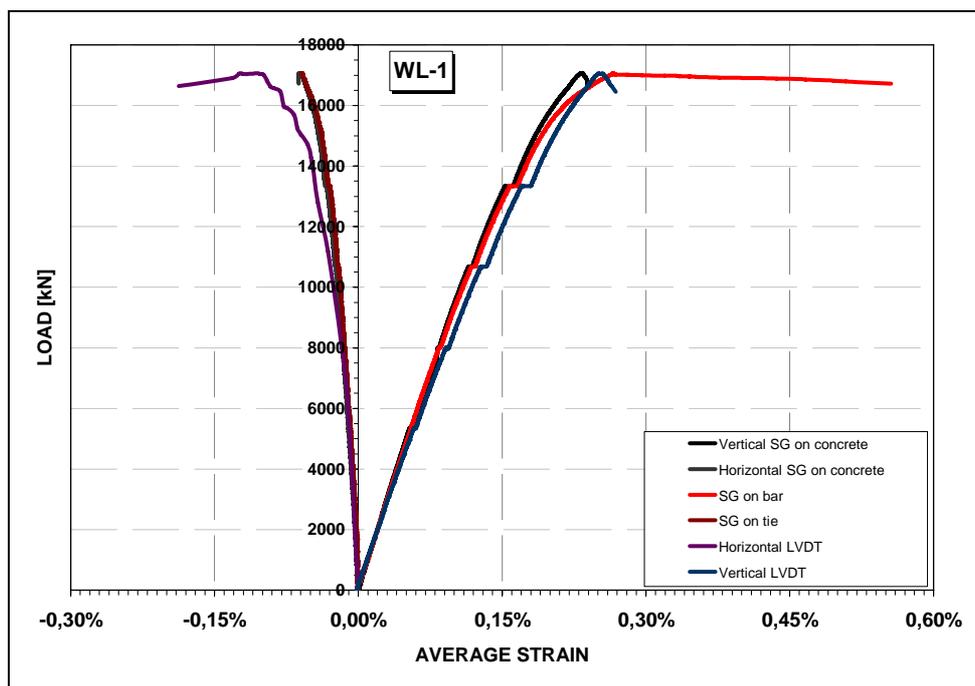


Figura II-73 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino WL-1.

In corrispondenza del carico di picco il valore dello stato tensionale raggiunto dal calcestruzzo è risultato pari al 76% della resistenza cilindrica (Tabella II-9).

La crisi è stata attinta a seguito dell'instabilità di tutte le barre longitudinali compresse (Figura II-74), ed è stata tipo fragile, come testimoniato anche dall'incremento dello spostamento assiale ultimo della colonna di appena il 7% rispetto al valore registrato al carico massimo.



Figura II-74 -Crisi provino WL-1.

II.5.21 Provino WL-1-5GA

La crisi di questo provino confinato con 5 strati di fibre di vetro è stata di tipo duttile, infatti, l'incremento dello spostamento assiale ultimo della colonna è risultato del 285% rispetto al valore dello spostamento assiale registrato al picco (pari a 9.22 mm). Il valore della deformazione assiale media della colonna al raggiungimento del carico massimo era prossimo al 3%, quindi non si è avuta alcuna crisi prematura del provino (Figura II-75). Al carico massimo il valore dello stato tensionale del calcestruzzo era del 74% rispetto alla resistenza cilindrica (Tabella II-9).

L'efficacia del confinamento è stata praticamente nulla in termini di incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo, mentre è stata considerevole, come detto, in termini di incremento dello spostamento assiale.

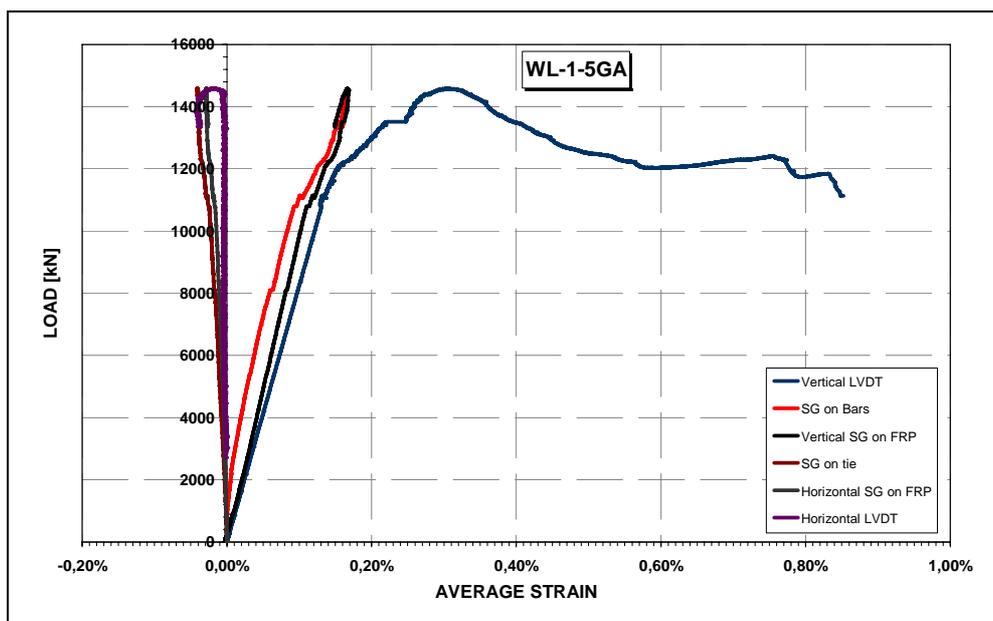


Figura II-75 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino WL-1-5GA.

La crisi del provino è avvenuta nelle modalità tipiche delle altre colonne confinate, vale a dire, in sequenza: *bulging* del FRP, rottura per trazione del materiale composito in corrispondenza degli spigoli, delaminazione del materiale composito sui lati adiacenti allo spigolo, espulsione del calcestruzzo fessurato (Figura II-76).

Tale crisi ha avuto luogo in un volume alto 35 cm, delimitato da una sezione distante 40 cm dall'estremità superiore della colonna.



Figura II-76 -Crisi provino WL-1-5GA.

II.5.22 Provino WL-1-8GA

La crisi della colonna è stata di tipo duttile (Figura II-77). L'incremento dello spostamento assiale ultimo è stato del 324% rispetto al valore misurato al picco.

In corrispondenza del carico massimo la tensione del calcestruzzo è risultata pari al 75% della resistenza cilindrica.

Ancora una volta, pur incrementando il numero di strati di FRP (da 5 del provino precedente ad 8), il materiale composito è stato inefficace nell'incrementare la resistenza del calcestruzzo, ma la sua efficacia è stata significativa nell'incremento della capacità di spostamento assiale (Tabella II-9).

La crisi del provino è avvenuta in corrispondenza dell'estremità superiore della colonna, interessando un volume alto 30 cm, con la sezione superiore di tale volume distante 20 cm dall'estremità superiore della colonna.

Per tale provino il *bulging* del materiale composito non è stato evidente (Figura II-78). Questo è dovuto al fatto che l'installazione degli otto strati di materiale composito è avvenuta in un numero di ore molto limitate (3-4 ore). Al fine di evitare che vi fosse la formazione di vuoti e/o bolle d'aria per effetto del distacco di una parte di qualcuno di questi strati dal precedente, la colonna è stata fasciata subito dopo l'applicazione del materiale composito con una pellicola protettiva (Figura II-78).

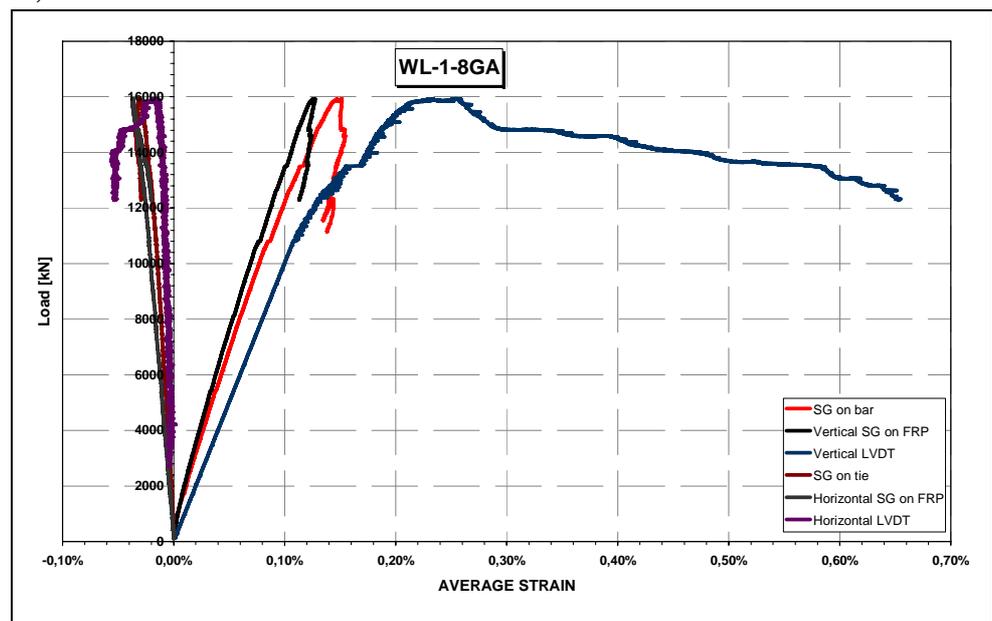


Figura II-77 -Carico-deformazioni verticali ed orizzontali medie provino WL-1-8GA.



Figura II-78 -Crisi provino WL-1-8GA.

II.5.23 Confronto colonne serie WL-1

In Tabella II-9 è riportata una sintesi dei risultati sperimentali per le colonne della serie R-1, estratta da Tabella II-10

Dal confronto tra i provini della serie WL-1, attraverso il diagramma in Figura II-79, in cui è riportato il diagramma carico normalizzato ($N/f_c A_c$)-deformazione assiale media per tutti i provini della serie, emerge che l'incremento della resistenza a compressione delle colonne confinate è nullo.

Questo appare evidente da Tabella II-9, in cui è riportato il rapporto tra l'incremento di resistenza della colonna confinata e quella di controllo, il quale rapporto per le colonne di questa serie è pari all'unità.

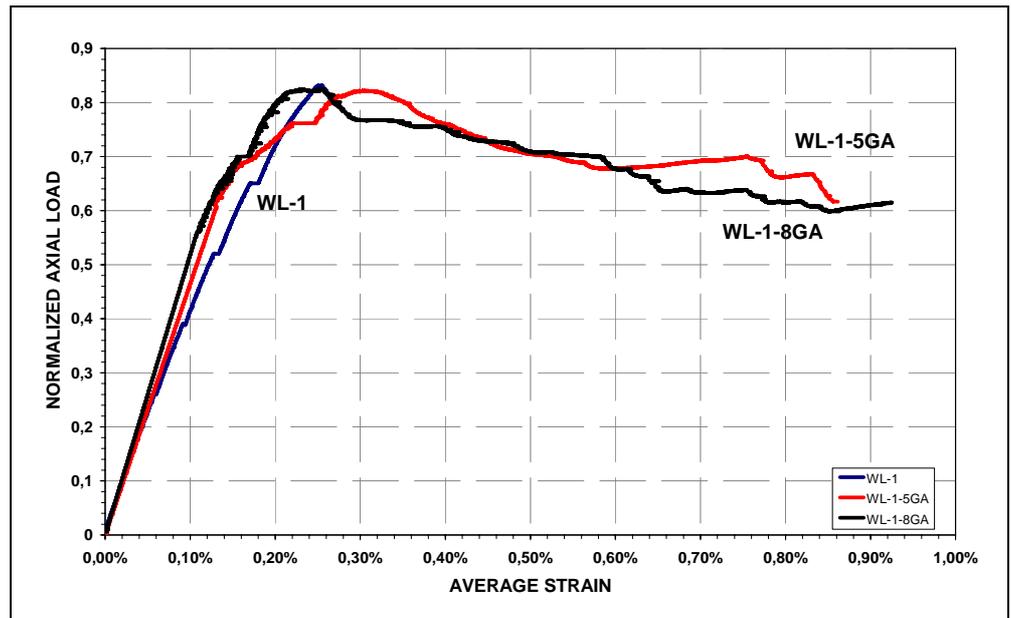


Figura II-79 -Carico normalizzato-deformazioni verticali medie provini serie WL-1.

Dalla stessa tabella emerge, invece, che significativa è stata l'efficacia del confinamento in termini di incremento della capacità di spostamento assiale ultimo della colonna valutata rispetto al valore dello spostamento al picco, pari al 285% per la colonna confinata con 5 strati di materiale composito, e pari al 324% per la colonna confinata con otto strati.

La tensione massima del calcestruzzo per tutte le colonne di questa serie è stata, mediamente, pari al 75% della resistenza cilindrica.

Tabella II-9 -Risultati sperimentali provini serie WL-1.

Codice provino	f_c [MPa]	$F_{c,max}$ [kN]	$f_{c,max}$ [MPa]	$f_{c,max}/f_c$	$(f_{c,max}/f_c)_{streng} / (f_{c,max}/f_c)_{contr.}$	$\Delta_{c,max}$ [mm]	$\Delta_{c,ult}$ [mm]	$\Delta_{c,ult} / \Delta_{c,max}$
WL-1	55.4	17063	41.9	0.757		7.67	8.19	1.07
WL-1-5GA	47.9	14578	35.2	0.736	0.97	9.22	26.28	2.85
WL-1-8GA	52.1	15927	38.9	0.746	0.99	7.76	25.13	3.24

II.6 Conclusioni

La campagna sperimentale ha messo in luce l'efficacia del confinamento

anche per le sezioni di forma prismatica.

Tale efficacia è da intendersi soprattutto in termini di incremento della capacità di spostamento assiale della colonna confinata rispetto a quella di controllo.

Dalle curve carico-deformazione assiale media di tutti i provini di controllo testati, è emersa in maniera evidente, una differenza tra la deformazione assiale media registrata dagli estensimetri disposti sulle barre longitudinali ed i trasduttori verticali.

Questa differenza tra le registrazioni dei diversi strumenti è risultata più netta all'aumentare dell'entità dell'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse.

Si ricorda che gli estensimetri ubicati sulle barre longitudinali, erano posti in prossimità della sezione di mezzeria del provino, ed in particolare in un volume di controllo delimitato da due sezioni, poste a distanza pari al passo delle staffe, a cavallo della mezzeria.

La deformazione assiale media delle barre di acciaio, per i provini non confinati, è risultata prossima alla deformazione di snervamento dell'acciaio, e inferiore di quella misurata nel caso dei provini confinati.

Questo è un qualcosa che si è verificato per la maggior parte dei provini ed è motivabile come segue.

Nel caso dei provini non confinati, gli estensimetri hanno cessato di funzionare subito dopo l'espulsione del copriferro, dal momento che erano ubicati in corrispondenza dell'interfaccia tra la barra e il copriferro. La deformazione assiale di compressione registrata dagli estensimetri sulle barre di acciaio non è stata affetta dall'instabilizzazione laterale delle barre, dal momento che la crisi del calcestruzzo e l'instabilizzazione laterale delle barre è avvenuta simultaneamente.

Per i provini confinati, invece, l'azione di confinamento fornita dal rinforzo in FRP ha ritardato la crisi della colonna, e gli estensimetri hanno continuato a registrare a seguito della fessurazione del copriferro, ma la loro lettura è stata affetta dall'instabilizzazione laterale delle barre.

Il valore registrato della deformazione assiale è risultato quindi ridotto per effetto dell'inflessione laterale delle barre, a cui si sono associate delle deformazioni assiali di trazione, anche queste registrate dagli estensimetri ubicati sul lato esterno delle barre.

Pur essendo ubicati gli strumenti interni in corrispondenza della sezione di mezzeria e quindi nella maggior parte dei casi non in corrispondenza del tratto di barra che ha instabilizzato, il rilascio tensionale, ossia la riduzione della tensione di compressione sulla barra per effetto dell'aggiunta di tensioni di trazione che si associano all'instabilizzazione laterale della barra, si risente per tutta la lunghezza della barra ed in misura tanto maggiore quanto maggiore è l'instabilizzazione delle barre, e

quanto più questa è vicina alla sezione strumentata (quella di mezzeria).

In Tabella II-10 si riporta una sintesi dei risultati sperimentali.

Nella prima colonna della Tabella II-10 si è riportato il codice identificativo del provino, nella seconda colonna è presente il valore della resistenza cilindrica del calcestruzzo, f_c , nella terza colonna è riportato il valore del carico massimo, $F_{c,max}$, nella quarta colonna il valore massimo della tensione di compressione del calcestruzzo, $f_{c,max}$, data dal rapporto tra il carico massimo applicato alla colonna (depurato dell'aliquota sostenuta dall'armatura interna) e l'area della sezione trasversale della colonna, nella quinta colonna è riportato il rapporto tra il valore della tensione massima del calcestruzzo e il valore della resistenza cilindrica, $f_{c,max}/f_c$, nella successiva colonna è riportato il rapporto tra l'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo (valutato rispetto alla resistenza cilindrica) della colonna esaminata, e quello della colonna di controllo, $(f_{c,max}/f_c)_{stren}/(f_{c,max}/f_c)_{contr.}$, nelle successive colonne, poi, sono riportati i valori dello spostamento assiale della colonna al picco, $\Delta_{c,max}$, il valore dello spostamento assiale ultimo, $\Delta_{c,ult}$, ed infine il rapporto tra lo spostamento ultimo e quello al picco $\Delta_{c,ult}/\Delta_{c,max}$.

Tabella II-10 – Risultati sperimentali

Codice provino	f_c [MPa]	$F_{c,max}$ [kN]	$f_{c,max}$ [MPa]	$f_{c,max}/f_c$	$(f_{c,max}/f_c)_{strengh}$ $/(f_{c,max}/f_c)_{contr.}$	$\Delta_{c,max}$ [mm]	$\Delta_{c,ult}$ [mm]	$\Delta_{c,ult} / \Delta_{c,max}$
S-1	37.3	12536	29.6	0.794	-	5.90	7.00	1.19
S-1-5GA	48.6	17818	43.8	0.901	1.14	6.67	7.28	1.09
S-1-2GB	37.1	13001	30.8	0.831	1.05	8.27	15.21	1.84
S-1-8H	44.4	15594	37.8	0.852	1.07	7.39	28.28	3.83
R-1	47.9	16541	42.1	0.878	-	7.02	7.84	1.12
R-1-5GA	56.4	17562	44.8	0.795	-	6.01	-	-
R-1-8H	47.6	17033	43.4	0.913	1.04	8.84	14.74	1.67
R-0.5	34.7	5516	26.4	0.761	-	7.84	8.44	1.08
R-0.5-5GA	53.8	8656	43.8	0.814	1.07	7.98	15.60	1.95
R-0.5-2GB	46.4	7113	35.2	0.759	1.00	5.47	16.83	3.08
R-0.5-5GB	49.7	8735	44.2	0.889	1.17	7.61	29.25	3.84
R-0.5-8H	46.8	7972	40.0	0.855	1.12	7.63	27.37	3.59
HR-0.6	43.5	8006	30.3	0.697	-	5.54	5.85	1.05
HR-0.6-5GA	44.8	8432	32.2	0.719	1.03	5.47	11.95	2.18
HR-0.6-8GA	45.9	9222	35.6	0.775	1.11	5.20	10.68	2.06
WL-1	55.4	17063	41.9	0.757	-	7.67	8.19	1.07
WL-1-5GA	47.9	14578	35.2	0.736	0.97	9.22	26.28	2.85
WL-1-8GA	52.1	15927	38.9	0.746	0.99	7.76	25.13	3.24

Come detto, l'efficacia del confinamento per le sezioni prismatiche non è apprezzabile in maniera sensibile in termini di incremento di resistenza del calcestruzzo, ma lo è in termini di incremento della capacità di spostamento assiale.

E' ben noto, infatti, che nel caso di una sezione circolare la pressione laterale di confinamento è uniforme, mentre nel caso di una sezione prismatica l'area della sezione di calcestruzzo efficacemente confinata è quella racchiusa da quattro parabole del secondo ordine con tangenti iniziali in corrispondenza degli spigoli pari a 45° .

L'efficacia del confinamento si riduce poi passando da una sezione di forma quadrata ad una di forma rettangolare, ed ancora, si riduce sempre più all'aumentare dell'"*aspect ratio*", ossia del rapporto tra i lati della sezione (Figura II-80).

In Figura II-80 è riportato un istogramma avente sull'asse delle ascisse il carico ultimo delle colonne delle diverse serie adimensionalizzato rispetto ad $(f_c A_c)$ e sull'asse delle ascisse il numero di strati rinforzo utilizzati per le diverse serie.

Da tale diagramma si nota che aumentando il numero di strati di materiale composito, incrementa la resistenza a compressione del calcestruzzo (ad eccezione della serie WL-1 con *aspect ratio* di 2.43), ed ancora che l'efficacia di tale incremento è inferiore all'aumentare dell'*aspect ratio*.

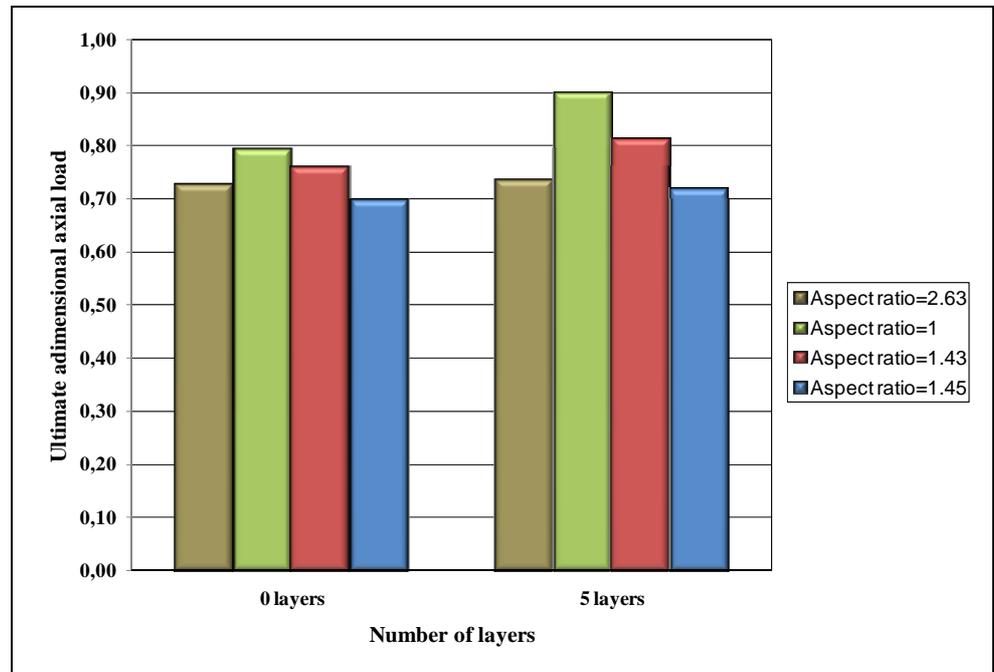


Figura II-80 - Effetti dell'*aspect ratio* sul carico ultimo.

All'aumentare dell'*aspect ratio*, l'area efficacemente confinata della sezione trasversale si riduce sempre più, ed ecco allora che l'efficacia del confinamento non si risente in termini di incremento della resistenza a compressione della colonna, ma nel ritardare i fenomeni che hanno causato la crisi prematura della colonna di controllo (instabilizzazione delle barre longitudinali compresse, *spalling* del calcestruzzo, etc.). Questa è anche l'interpretazione del perché aumentando il numero di strati non aumenta in maniera sensibile la resistenza a compressione del calcestruzzo (Figura II-81) quanto la capacità di spostamento assiale (Figura II-82).

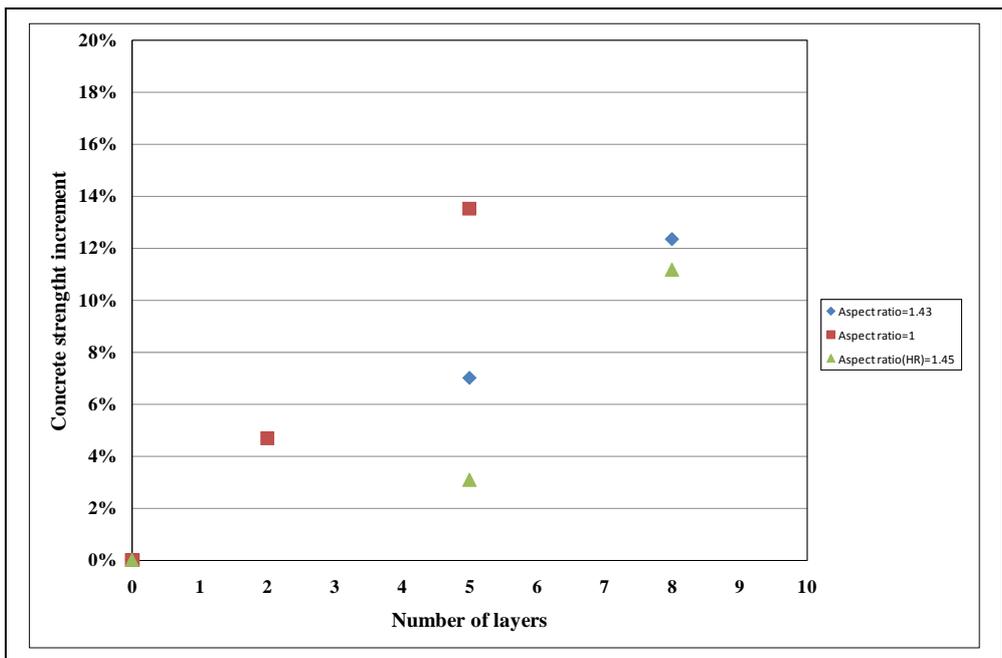


Figura II-81 -Incremento di resistenza del calcestruzzo in funzione del numero di strati di FRP.

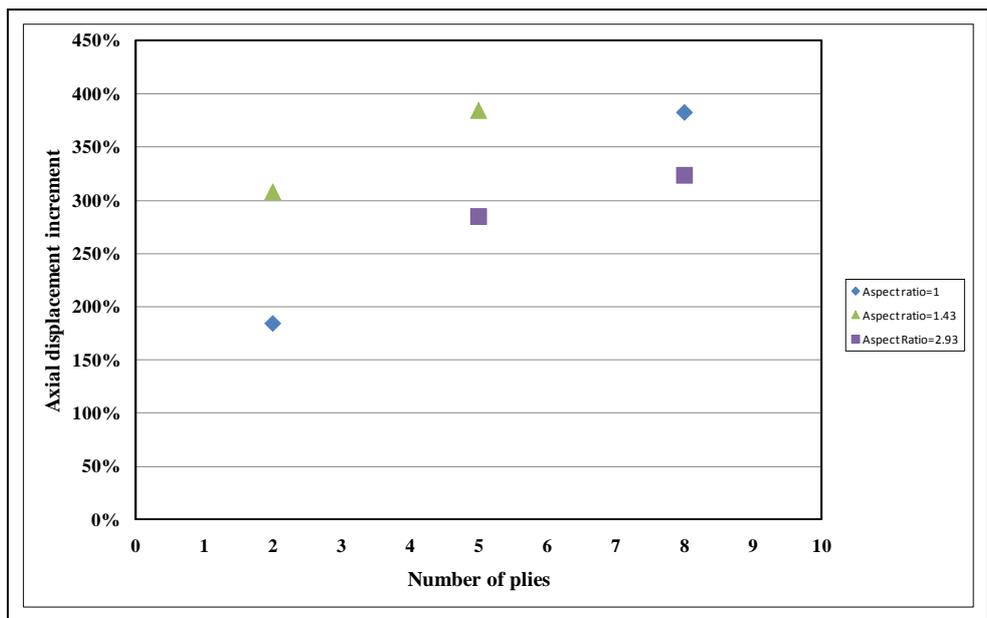


Figura II-82 -Incremento dello spostamento assiale ultimo in funzione del numero di strati di FRP.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute (ACI). (1963). "Building code requirements for reinforced concrete" ACI 318-63, Detroit, Mich.

ASTM C39 "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens"

Capitolo III

Modelli analitici

Nella prima parte di questo capitolo sono presentati i principali modelli esistenti in letteratura per la modellazione del calcestruzzo, che tengono conto dell'effetto del confinamento dovuto all'acciaio e/o al FRP.

Nel capitolo successivo si esegue una disamina delle formulazioni contenute nelle principali linee guida internazionali, vedendo tali formulazioni da quali modelli presenti in letteratura derivano.

Ricordando che la matrice di prova della campagna sperimentale eseguita comprende non solo colonne solide, ma anche colonne rettangolari cave, e sezioni rettangolari allungate, è condotta una breve revisione dei modelli presenti in letteratura per questa tipologia di colonne.

III.1 Modelli disponibili in letteratura

Le strutture in cemento armato sono realizzate principalmente mediante l'impiego di due materiali, il calcestruzzo e l'acciaio, con differenti caratteristiche meccaniche. Altro materiale che occorre considerare qualora le membrature in c.a. siano rinforzate mediante l'impiego di materiali innovativi, è il materiale composito fibro-rinforzato FRP. Questo, ad esempio, può verificarsi nel caso di confinamento dei pilastri. Entrambi i materiali, FRP ed acciaio, possono essere considerati dei materiali omogenei, e le loro caratteristiche meccaniche sono in genere ben specificate dalla casa produttrice. Il calcestruzzo, invece, è un materiale eterogeneo costituito principalmente da cemento ed aggregati in quantità differenti tra loro, quindi con caratteristiche meccaniche non sempre semplici da definire. Per semplicità nelle analisi

e nella progettazione, il calcestruzzo è considerato come un materiale omogeneo, questo da un punto di vista macroscopico.

I principali legami costitutivi del calcestruzzo sono brevemente descritti nei successivi paragrafi. Lo stato tensionale a cui è soggetto il calcestruzzo non confinato può essere considerato di tipo uniassiale, mentre in presenza di confinamento, lo stato tensionale del calcestruzzo può essere considerato di tipo biassiale o triassiale.

III.2 Comportamento del calcestruzzo non confinato

Il comportamento fortemente non lineare di un elemento in cemento armato può essere diviso in tre fasi principali: lo stato elastico con calcestruzzo non fessurato, lo stato di fessurazione del calcestruzzo, ed infine lo stato plastico, quest'ultimo per snervamento dell'acciaio o rottura del calcestruzzo.

Il comportamento fortemente non lineare dell'elemento è dovuto a due effetti principali: la fessurazione del calcestruzzo teso e lo snervamento dell'acciaio, o la rottura del calcestruzzo compresso. La non linearità dell'elemento in cemento armato può anche derivare dall'interazione dei materiali costituenti, come ad esempio la perdita di aderenza tra le barre in acciaio e il calcestruzzo circostante, l'ingranamento degli inerti in corrispondenza di una fessura, e l'effetto spinotto di una barra in acciaio che attraversa una fessura. Gli effetti dipendenti dal tempo, come il fenomeno del *creep* e le variazioni termiche, sono altre cause del comportamento non lineare del calcestruzzo.

Occorre altresì aggiungere, che il comportamento del calcestruzzo è non solo non lineare, ma è differente se soggetto ad una sollecitazione di trazione o compressione, e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo dipendono ancora dal periodo di messa in carico, dalle condizioni ambientali, dal grado di temperatura ed umidità.

In generale, il legame costitutivo del calcestruzzo, mostrato qualitativamente in Figura III-83, può essere descritto attraverso cinque fasi differenti (Hsu et al.,1963):

- 1) Il carico assiale applicato chiude le micro fessure esistenti. La curva tensioni-deformazioni del calcestruzzo mostra una piccola concavità. Questa fase non è sempre osservata.
- 2) Il calcestruzzo si comporta essenzialmente come un materiale elastico lineare sino al limite elastico. Le microfessure iniziano a formarsi con la concentrazione di tensioni.
- 3) Le fessure si propagano in maniera stabile. A causa della fessurazione, il carico è ridistribuito all'interno della sezione provocando un

graduale ramo di *softening* della curva tensioni-deformazioni. Se il carico è arrestato o mantenuto costante, la propagazione delle fessure ha termine. Il volume di calcestruzzo attinge un volume minimo in corrispondenza di un valore critico della tensione.

- 4) La propagazione delle fessure diviene rapida ed instabile. Il *dilation ratio* del calcestruzzo, definito come il rapporto tra le deformazioni trasversali e quelle assiali, incrementa in maniera significativa poiché il volume di calcestruzzo inizia ad eccedere rispetto al suo valore iniziale.
- 5) Il comportamento del calcestruzzo nella sua fase finale dipende dal grado e dalla natura del confinamento assial-simmetrico. Il comportamento esibito nella fase V da un calcestruzzo avente differenti livelli di confinamento, è descritto nel seguito.

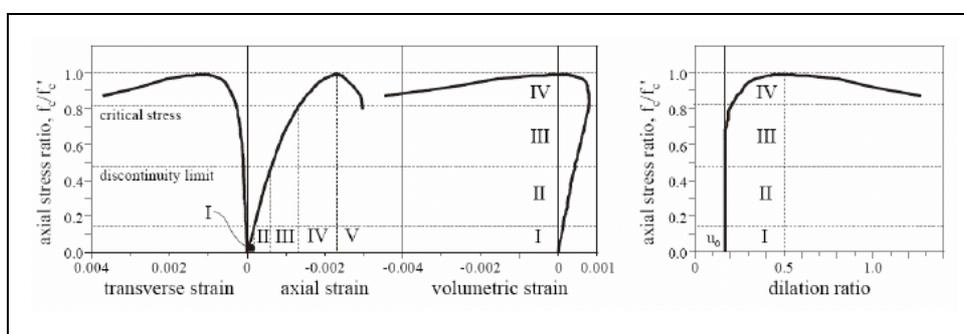


Figura III-83 -Comportamento del calcestruzzo non confinato sotto carichi assiali.

Il comportamento del calcestruzzo non confinato nella fase post-picco (fase V) è caratterizzato da una dilatazione rapida non controllata, poiché il calcestruzzo attinge la rottura (Figura III-83).

E' prevalentemente la dilatazione trasversale della sezione di calcestruzzo esibita nelle fasi IV e V che chiama in causa una pressione laterale di confinamento da parte o del rinforzo trasversale convenzionale (staffe in acciaio) oppure da parte del confinamento esterno (ad esempio il rinforzo in FRP).

Il *dilation ratio* per il calcestruzzo non confinato soggetto a carichi assiali, è tipicamente assunto costante, e pari al valore del modulo di Poisson per il calcestruzzo, sino ad un livello tensionale assiale pari a circa $0.7f_c$, avendo indicato con f_c il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo. Tra i valori $0.7f_c$ ed f_c (fase IV in Figura III-83 a), il *dilation ratio* incrementa rapidamente sino ad un valore di circa 0.5 (Chen, 1982). Il comportamento post-picco (fase V) del calcestruzzo non

confinato, è caratterizzato da una dilatazione rapida ed instabile, poiché il *dilation ratio* incrementa oltre il valore di 0.5.

Poiché la deformazione assiale del calcestruzzo, ε_c , assume un valore compreso tra 0 ed ε_{c0} , il legame tensione-deformazione del calcestruzzo può essere approssimato utilizzando un polinomio del secondo ordine (Eq.[4]):

$$f_c = A\varepsilon_c^2 + B\varepsilon_c + C, \quad [4]$$

con le seguenti tre condizioni al contorno:

$$f_c = 0 \quad (\text{per } \varepsilon_c = 0)$$

$$f_c = f_c' \quad (\text{per } \varepsilon_c = \varepsilon_{c0})$$

$$\frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 0 \quad (\text{per } \varepsilon_c = \varepsilon_{c0})$$

Attraverso le condizioni al contorno è possibile definire il valore delle costanti A, B e C nella Eq.[4], e la relazione tra la tensione e la deformazione del calcestruzzo diventa (Eq.[5]):

$$f_c = f_c' \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad \text{con } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{c0} \quad [5].$$

Al fine di valutare in maniera completa il ramo discendente post-picco del diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo, è necessario valutare la localizzazione del danno che causa il ramo discendente.

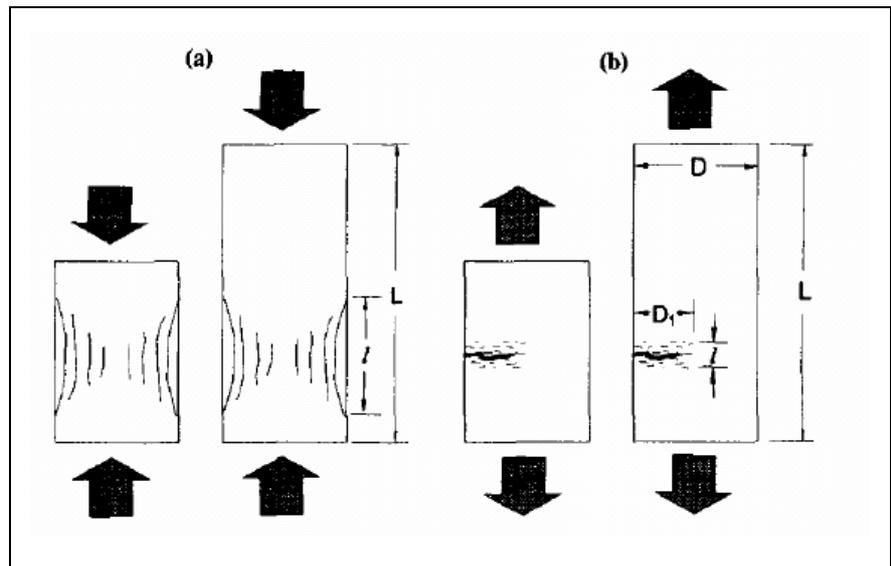


Figura III-84 -Quadro fessurativo tipico della risposta post-picco: (a) Compressione, (b) trazione.

Il ramo di “*softening*” corrisponde ad un graduale decremento delle caratteristiche meccaniche del materiale (resistenza e rigidezza), per un incremento continuo della deformazione su un provino o una struttura.

Questa è una caratteristica saliente dei materiali quasi fragili, come il calcestruzzo, i mattoni d’argilla, la malta, le ceramiche o le rocce, che raggiungono la rottura a seguito di una crescita continua delle fessure interne. Questo comportamento meccanico è comunemente attribuito all’eterogeneità del materiale, dovuto alla presenza di differenti fasi o difetti, come fessure o vuoti. Anche prima dell’applicazione dei carichi, il calcestruzzo contiene micro-fessure dovute al ritiro (conseguente alla fase di stagionatura), ed alla presenza degli inerti. Le tensioni e fessure iniziali, come pure le variazioni di rigidezza e resistenza, provocano una crescita progressiva delle fessure, allorché il materiale è soggetto ad una deformazione progressiva. Inizialmente le micro-fessure sono stabili, il che significa che queste crescono solo al crescere dei carichi. Intorno al valore del carico di picco ha luogo un’accelerazione nella formazione delle fessure e iniziano a formarsi macro-fessure. Le macro-fessure sono instabili, il che significa che il carico deve diminuire per scongiurare una crescita delle fessure non controllata. In un test a controllo di spostamento lo sviluppo delle macro fessure si sviluppa nella fase di *softening*, e la localizzazione delle fessure si palesa in una piccola zona, mentre il resto del provino resta non caricato (Figura III-84).

Per una crisi del provino per trazione questo fenomeno è stato ben identificato. Per una crisi per compressione, il comportamento di *softening* è risultato nelle sperimentazioni fortemente dipendente dalle condizioni al contorno e dalle dimensioni del provino.

E’ pratica comune identificare il legame tensioni-deformazioni nella fase post-picco attraverso i dati sperimentali, ignorando il fatto che la deformazione del provino non è uniforme a causa della localizzazione di danni per fessurazione.

Il modello proposto da Popovics (1973) fornisce in un’unica equazione l’involuppo della curva tensione-deformazione del calcestruzzo, sino al valore della resistenza a rottura.

La relazione tensione-deformazione è data dall’equazione (Eq.[6]):

$$f_c = \frac{f_c' \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad [6].$$

Dove $x = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0}$ è una deformazione relativa ed $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$ tiene conto del degrado di rigidezza. Il valore della rigidezza tangente iniziale può essere valutato

come $E_c = 15000\sqrt{f_c'}$ mentre la rigidezza secante è definita come $E_{sec} = f_c'/\epsilon_c$.

Legami costitutivi attendibili per il calcestruzzo possono essere ottenuti se i valori della rigidezza tangente iniziale E_{t0} , e della deformazione al picco ϵ_{t0} , sono molto simili ai valori sperimentali.

Comportamento del calcestruzzo fessurato in trazione

La risposta non lineare del calcestruzzo è spesso dominata dalla progressiva fessurazione che si verifica in aree localizzate. Un elemento di cemento armato inflesso, si fessura in un numero discreto di aree dove è attinta la resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ct} .

In corrispondenza delle sezioni fessurate, tutta la tensione è portata dal rinforzo in acciaio. Le tensioni di trazione sono comunque presenti nel calcestruzzo tra le fessure, dal momento che alcune tensioni sono trasferite dall'acciaio al calcestruzzo attraverso l'aderenza. L'intensità e la distribuzione delle tensioni di aderenza tra le fessure, determina la distribuzione delle tensioni di trazione nel calcestruzzo e nelle barre longitudinali di acciaio tra le sezioni fessurate.

Ulteriori fessure possono formarsi tra le sezioni fessurate iniziali, se il valore della tensione di trazione del calcestruzzo supera il valore della tensione massima di trazione, che si sono precedentemente formate. Lo stato fessurativo finale è raggiunto allorché, una forza di trazione di sufficiente intensità da dare origine ad un'ulteriore fessura tra le due esistenti, non può più essere trasferita per aderenza tra il calcestruzzo e l'acciaio. Poiché il calcestruzzo sta sostenendo alcune tensioni tra le fessure, la rigidezza flessionale è chiaramente maggiore tra le fessure che in corrispondenza delle stesse.

Dal momento che la fessurazione è la maggior fonte di non linearità allo stato limite di esercizio delle strutture in cemento armato, modelli fessurativi realistici dovrebbero essere sviluppati allo scopo di predire accuratamente il comportamento carico-deformazione degli elementi in cemento armato.

III.3 Comportamento del calcestruzzo confinato

Il legame costitutivo del calcestruzzo confinato differisce in maniera significativa da quello del calcestruzzo non confinato. La natura del tipo di confinamento influisce in maniera significativa sul comportamento del calcestruzzo. Nelle colonne in cemento armato confinate esternamente, la pressione di

confinamento è tipicamente *passiva* in natura, vale a dire che si sviluppa solo a seguito della dilatazione trasversale del calcestruzzo associata alla deformazione assiale principale, il cosiddetto effetto *Poisson*. Ci sono casi in cui è presente una pressione *attiva* di confinamento iniziale, questo si verifica ad esempio, allorquando una malta espansiva è iniettata tra la colonna e il confinamento esterno. La pressione *attiva* è generalmente abbastanza piccola paragonata alla pressione *passiva* generata dalla dilatazione del calcestruzzo. Questo studio tratta solo la pressione di confinamento passiva.

Il confinamento passivo può essere *costante* o *variabile* durante un regime di carico assiale a cui è soggetta la colonna. Una pressione di confinamento *costante* si genera nei casi in cui il materiale di confinamento si comporta in maniera plastica. Questo caso tipicamente si verifica quando il confinamento è fornito da un rinforzo trasversale in acciaio che è snervato. Il confinamento con FRP, e con acciaio ancora in campo elastico, invece, genera una pressione di confinamento non costante. La pressione di confinamento passiva non costante dipende dal comportamento assiale e trasversale del calcestruzzo, il quale a sua volta, è funzione del livello e della rigidità del confinamento applicato.

Un calcestruzzo confinato *debolmente* o *moderatamente*, esibisce un comportamento nella fase post-picco caratterizzato dalla presenza di un danneggiamento diffuso. Sebbene insufficiente per impedire la fessurazione del calcestruzzo, la presenza della pressione di confinamento ne controlla la fessurazione, consentendo alle forze all'interfaccia di sviluppare una forza risultante che incrementa la capacità residua del calcestruzzo. Un comportamento di questo tipo si osserva quando il confinamento è fornito da un materiale che mostra un comportamento plastico (ad esempio un rinforzo in acciaio), oppure quando i materiali elastici utilizzati per il confinamento non sono sufficientemente rigidi da assicurare un elevato quantitativo di rinforzo.

Un calcestruzzo *fortemente* confinato esibisce un comportamento tensione-deformazione essenzialmente bi-lineare (Figura III-85). Un comportamento di questo tipo si verifica quando il confinamento è fornito da un materiale elastico (ad esempio FRP). In questo caso si è osservato che il *dilation ratio* incrementa sino ad un valore limite dopo il quale rimane praticamente costante. La tensione e la corrispondente deformazione assiale di picco, sono perciò funzione della deformazione di rottura del materiale di confinamento. Una volta che il materiale di confinamento attinge la rottura, il calcestruzzo sovraccaricato che si trova adesso ad essere non confinato, esibisce una modalità di rottura molto fragile.

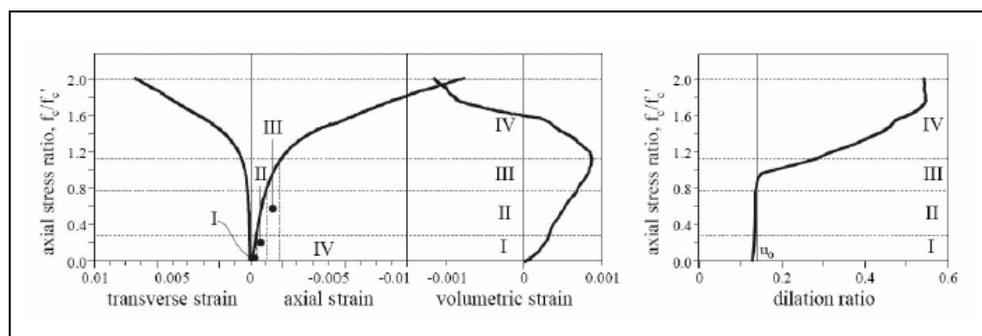


Figura III-85 -Comportamento del calcestruzzo fortemente confinato soggetto a sforzo assiale.

Nelle fasi I e II il *dilation ratio* resta praticamente costante, con valore praticamente uguale al modulo di Poisson del calcestruzzo. Laddove è fornito un confinamento moderato, questo comportamento con livello di dilatazione costante si ha sino ad un valore di tensione del calcestruzzo uguale al valore della resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato, f_c . Nella fase III si ha un incremento del *dilation ratio*. Il valore di questo incremento è inversamente proporzionale alla rigidezza del confinamento. Poi il *dilation ratio* continua ad aumentare nella fase IV sino al raggiungimento del valore ultimo.

Primo modello di confinamento basato sul cerchio di Mohr

La revisione letteraria mette in evidenza che i primi modelli costitutivi per il calcestruzzo confinato, sono stati sviluppati per il rinforzo in acciaio, e quindi potrebbero non essere applicabili al caso in cui il materiale utilizzato per il rinforzo è il materiale composito in FRP.

I modelli analizzati per il miglioramento sismico delle pile da ponte, mirano a confinare le pile trasversalmente, e questo confinamento trasversale può migliorare la resistenza a compressione assiale, come pure la resistenza flessionale, la resistenza a taglio, e la duttilità.

Modelli costitutivi del calcestruzzo confinato sono stati largamente studiati dall'inizio del secolo scorso. Richart et al. (1928,1929) furono i primi a studiare la resistenza di un calcestruzzo soggetto ad un confinamento laterale, fornito o attraverso una pressione idrostatica, oppure attraverso un rinforzo con staffatura a spirale.

La resistenza al picco del calcestruzzo confinato è fornita dalla teoria di involuppo dei cerchi di Mohr-Coulomb a rottura, che è conforme alla teoria fondamentale dell'elasticità, ma la deformazione in corrispondenza della resistenza di

picco è ottenuta da un'analisi di regressione dei risultati sperimentali.

La relazione tra le sollecitazioni triassiali agenti sul terreno (o sulla roccia) può essere utilizzata per interpretare lo stato tensionale agente sul calcestruzzo confinato.

In accordo all'involuppo dei cerchi di crisi di Mohr-Coulomb (Figura III-86) del terreno soggetto ad una pressione laterale di confinamento (σ_3), la tensione assiale (σ_1) può essere espressa come (Eq.[7]):

$$\sigma_1 = 2c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \sigma_3 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad [7],$$

nell'Eq.[7] c è la coesione del terreno o della roccia, e ϕ è l'angolo di attrito. Se l'Eq.[7] è la relazione tra lo stato tensionale triassiale del calcestruzzo confinato, allora σ_3 è la tensione efficace di confinamento con $\sigma_3=f'_l$, mentre σ_1 è la massima tensione assiale con $\sigma_1=f'_{cc}$. Quando $\sigma_3=0$, ad esempio nel caso del calcestruzzo non confinato, la resistenza del calcestruzzo non confinato può essere espressa come (Eq.[8]):

$$f'_c = 2c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad [8].$$

Utilizzando il modello costitutivo sopra menzionato per il calcestruzzo confinato, l'Eq.[7] può essere espressa come segue (Eq.[9]):

$$f'_{cc} = f'_c + f'_l \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = f'_c + f'_l \cdot k_1 \quad [9].$$

L'angolo di attrito interno del calcestruzzo varia in genere tra i 36° ai 45° per la maggior parte delle classi di calcestruzzo. Esso non è facile da ottenere da prove sperimentali; perciò, l'angolo di attrito interno può essere espresso in funzione della resistenza del calcestruzzo.

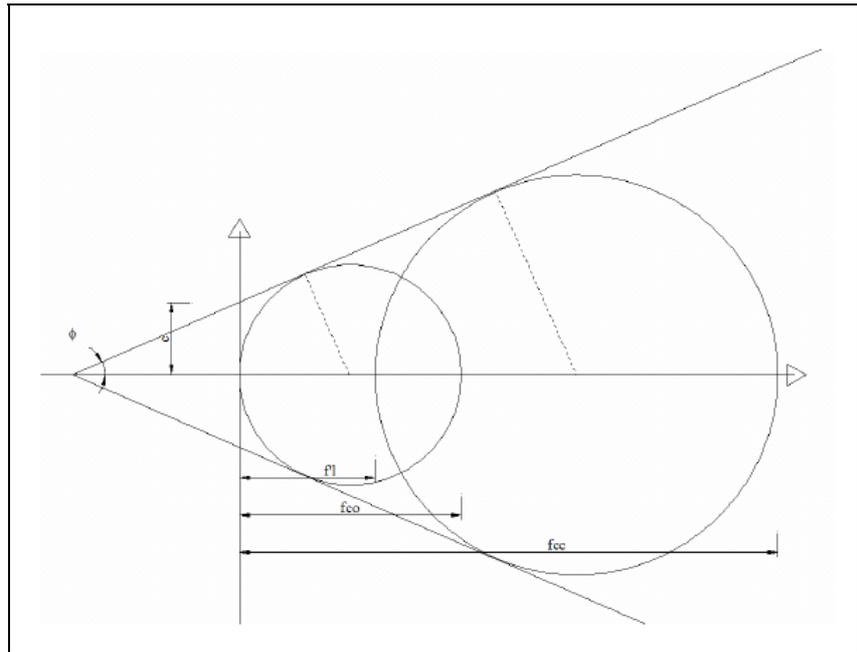


Figura III-86 -Involuppo cerchi di crisi Mohr-Coulomb.

Per semplicità, ϕ può essere espresso in funzione lineare della resistenza del calcestruzzo (Eq.[10]):

$$\phi = 36^\circ + 1^\circ \left(\frac{f_c'}{35} \right) \leq 45^\circ. \quad [10].$$

Il valore proposto da Richart et al. (1928) era $k_t=4.1$ corrispondente a $\phi=37^\circ$, un valore medio verosimile per un calcestruzzo soggetto ad una bassa pressione di confinamento. Molti autori hanno proposto differenti espressioni per il coefficiente k_t sulla base di prove triassiali. Studi recenti hanno dimostrato che il valore di k_t è funzione del livello di confinamento, e dovrebbe tener conto dell'influenza della resistenza ultima del calcestruzzo.

La resistenza ultima del calcestruzzo (f_{cc}) può essere calcolata una volta che la pressione efficace di confinamento sia nota (f_1'). La pressione di confinamento può essere ottenuta attraverso l'equazione di equilibrio delle tensioni agenti nella sezione trasversale, e le condizioni di congruenza tra il nucleo di calcestruzzo e il rinforzo esterno.

Modelli di confinamento basati sullo snervamento del rinforzo: Mander

Alcuni autori (Mander et al. 1988a, 1988b) modificarono la espressione della resistenza di picco del calcestruzzo confinato, e proposero una espressione per rappresentare il legame costitutivo del calcestruzzo (Figura III-87).

Il modello era basato sulla formula di Popovics (1973) fornisce (Eq.[11]):

$$f_c = \frac{f_{cc}' \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad [11],$$

dove la resistenza di picco f_{cc}' è la resistenza del calcestruzzo confinato che deriva dalla seguente equazione utilizzata per definire una superficie di rottura per il calcestruzzo soggetto ad uno stato di sollecitazione di compressione triassiale, che era basata su una superficie di rottura a “cinque parametri” fornita da William e Warnke (1975), e calibrata sulla base di prove di compressione triassiale (Eq.[12]):

$$f_{cc}' = f_{c0}' \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l'}{f_{c0}'} - 2 \frac{f_l'}{f_{c0}'}} \right) \quad [12].$$

Nelle Eq.[11]-[12], f_{cc}' è la resistenza al picco del calcestruzzo confinato, f_{c0}' è la resistenza del calcestruzzo non confinato, e f_l' è la pressione laterale efficace di confinamento, $x = \epsilon_c / \epsilon_{cc}'$ è la deformazione relativa, ed $r = E_c / (E_c - E_{sec})$.

Il modulo elastico iniziale può essere valutato come $E_c = 15000 \sqrt{f_{cc}'}$, mentre il modulo elastico secante è definito come $E_{sec} = f_{cc}' / \epsilon_{cc}'$.

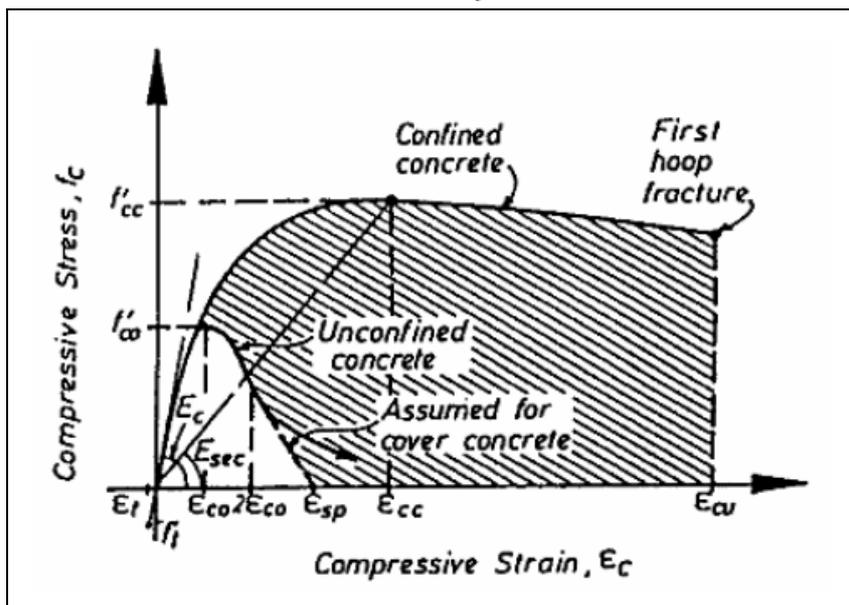


Figura III-87 –Modello di Mander:Comportamento del calcestruzzo confinato soggetto a carichi assiali.

La deformazione ultima del calcestruzzo confinato è pari a (Eq.[13]) :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yb} \varepsilon_{bu}}{f'_c} \quad [13],$$

questa è un'equazione derivata sperimentalmente, in cui f_{yb} è la tensione di snervamento delle staffe di acciaio, ε_{bu} è la deformazione ultima delle staffe di acciaio e ρ_s è la percentuale di staffe.

La pressione laterale di confinamento f_l è data da k_e , un coefficiente di efficacia del confinamento, moltiplicato per la pressione (costante) esercitata dal rinforzo snervato (valutato come la tensione di snervamento del confinamento installato).

La deformazione assiale ε_{cc} in corrispondenza della resistenza di picco del calcestruzzo confinato, f'_{cc} può essere ricavata attraverso la seguente equazione di origine sperimentale (Eq.[14]):

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad [14].$$

Nella Eq.[14], ε_{c0} è la deformazione di compressione in corrispondenza della resistenza massima a compressione del calcestruzzo non confinato (f'_{c0}), di solito si assume $\varepsilon_{c0} = 0.002$.

Modelli di confinamento basati sul rinforzo elastico: Spoelstra-Monti

Tutti i modelli di confinamento sono stati derivati per il calcestruzzo confinato con acciaio e non per mezzo di materiali compositi in FRP.

Un confinamento con FRP, contrariamente all'acciaio che un volta snervato esercita una pressione di confinamento costante, ha un comportamento elastico lineare sino a rottura, e quindi esercita una pressione di confinamento crescente sino a rottura. L'entità della pressione di confinamento è funzione della dilatazione laterale del calcestruzzo, che a sua volta dipende dalla pressione di confinamento.

Tutti i modelli precedenti si basavano sull'ipotesi che la tensione e la deformazione assiale del calcestruzzo confinato con FRP ad un dato livello di deformazione laterale, sono le stesse di quelle che agirebbero sullo stesso calcestruzzo confinato per mezzo di una pressione laterale di confinamento costante, uguale a quella fornita dal rinforzo in FRP. Tale ipotesi equivale ad assumere che la distribuzione delle tensioni del calcestruzzo confinato non influenzano il suo comportamento tenso-deformativo. Questa ipotesi non è stata rigorosamente validata, ma sembra essere stata ampiamente accettata dal momento che qualsiasi errore

connesso con questa ipotesi si è ritenuto trascurabile.

Sulla base di questa ipotesi, un modello di confinamento per il calcestruzzo, più attendibile, può essere utilizzato per stimare la tensione e la deformazione assiale del calcestruzzo confinato con FRP soggetto ad una fissata pressione laterale di confinamento, e l'interazione tra il calcestruzzo ed il rinforzo può essere esplicitamente tenuta in conto attraverso considerazioni di equilibrio e di compatibilità degli spostamenti radiali.

Risulta che, la curva tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato con FRP appartiene ad una famiglia di curve tensione-deformazione per lo stesso calcestruzzo soggetto a diverse pressioni laterali di confinamento, come dimostrato in Figura III-88 utilizzando il modello di Spoelstra e Monti (1999).

Spoelstra e Monti (1999) svilupparono una procedura iterativa per il calcolo della resistenza a compressione ultima di cilindri confinati con FRP. Questo modello tiene conto in maniera esplicita dell'interazione continua con il materiale utilizzato per il confinamento, per effetto della deformazione laterale del calcestruzzo, attraverso un approccio iterativo. Questa relazione consente di tracciare lo stato deformativo nel rinforzo. Imponendo la deformazione del calcestruzzo, ϵ_s , nella procedura iterativa, può essere valutata la dilatazione laterale e la pressione di confinamento. L'intera procedura è ripetuta per ogni valore della ϵ_s in modo che può essere tracciata l'intera curva tensioni deformazioni, ottenendo l'intera risposta del calcestruzzo confinato.

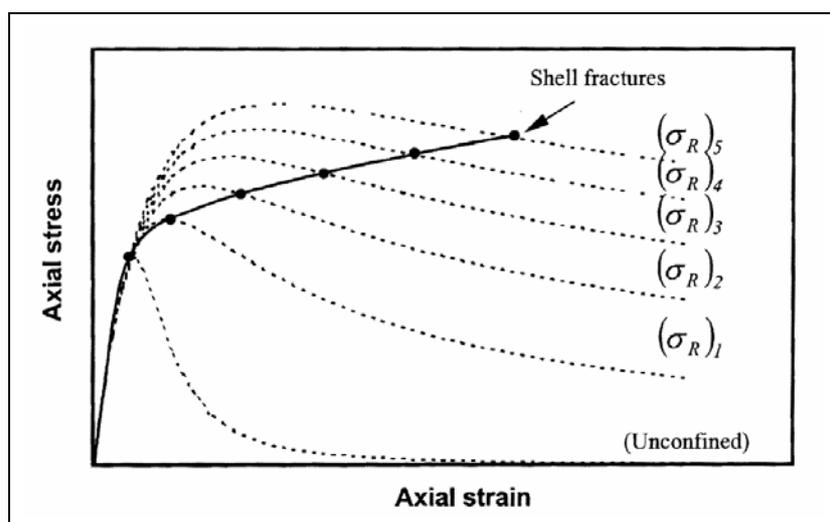


Figura III-88 – Curva per pressione di confinamento di tipo elastico.

Questo modello si basa sul ben noto modello per il calcestruzzo confinato di

Mander et al. 1988a,b, a sua volta basato sulla formula di Popovics (1973).

Il modello di Mander è basato sull'ipotesi di un valore costante della pressione laterale di confinamento durante la storia di carico. In verità la pressione laterale di confinamento incrementa al crescere dell'espansione laterale del calcestruzzo nel caso di un confinamento passivo, e il valore della pressione laterale è funzione del legame costitutivo del materiale utilizzato per il confinamento. Il modello di Mander, quindi, rappresenta correttamente il comportamento di un calcestruzzo confinato con acciaio, ad eccezione della fase iniziale della storia di carico, quando l'acciaio è ancora in campo elastico.

Viceversa, l'FRP si comporta come un materiale elastico sino a rottura, e la pressione laterale di confinamento aumenta continuamente, cosicché l'ipotesi di assumere una pressione laterale di confinamento costante durante l'intera storia di carico non è appropriata.

La relazione tra la tensione, f_c , e la deformazione laterale, ε_s , per un dato valore della deformazione del calcestruzzo, ε_c , e della pressione laterale di confinamento, f_l , è resa in maniera esplicita nel modello di Pantazopoulou e Mills (1995).

Per un assegnato valore della deformazione assiale ε_c , corrisponde un valore di tentativo della ε_s , successivamente può essere ricercata la deformazione ε_j nel rinforzo in FRP (ad esempio nel caso di cilindri di calcestruzzo soggetti a compressione semplice la deformazione ε_c del calcestruzzo è uguale alla deformazione ε_j nel rinforzo esterno per congruenza), e il valore della tensione ad essa associato $f_j = E_j \varepsilon_j$, essendo E_j il valore del modulo elastico del materiale composito utilizzato per il confinamento. La pressione efficace laterale di confinamento, f'_l , è data dal prodotto tra il coefficiente di efficacia del confinamento e la pressione f_j esercitata dal rinforzo.

Questo valore aggiornato della f'_l può essere utilizzato per una nuova stima del valore di ε_s , innescando così una procedura iterativa sino a quando f'_l non converge ad un valore stabile. L'intera procedura è ripetuta per ogni valore della ε_c sino ad ottenere l'intera curva tensione-deformazione.

La curva così ottenuta può essere considerata come una curva che attraversa la famiglia di curve di Mander, ognuna relativa ad un livello della pressione laterale di confinamento corrispondente al valore della deformazione laterale corrente. Tutte le simulazioni numeriche hanno dimostrato che la convergenza si raggiunge molto velocemente.

Per il calcestruzzo confinato con FRP, la deformazione di compressione assiale ultima del calcestruzzo si ritiene essere raggiunta quando la deformazione laterale del calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima del materiale FRP.

Modelli di confinamento basati sulla teoria elastica: Fam e Rizkalla

I criteri utilizzati per formulare l'interazione tra il calcestruzzo e la superficie del rinforzo, basata sulla compatibilità tra lo spostamento radiale all'interfaccia tra il nucleo di calcestruzzo e il tubo sottile esterno del rinforzo, sono basati sulla teoria elastica.

Nelle analisi la storia di carico è considerata imponendo un valore della deformazione assiale ϵ_{cc} .

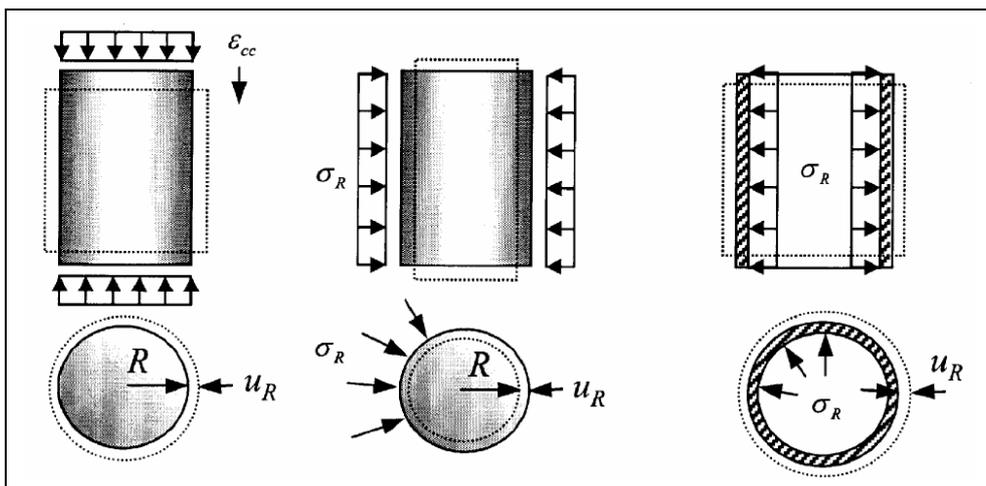


Figura III-89 –Cilindro solido e membrana sottile per differenti stati tensionali.

Considerando il cilindro di calcestruzzo all'interno del tubo sottile di FRP, come mostrato in Figura III-89, il sistema ibrido può essere analizzato in regime elastico nei seguenti due casi:

Il nucleo di calcestruzzo è soggetto ad una deformazione assiale uniforme ϵ_{cc} . Al fine di stimare la pressione all'interfaccia σ_r , (Eq.[15]) sono tenute in conto sia le condizioni di equilibrio che di congruenza degli spostamenti radiali. Lo spostamento radiale esterno del nucleo di calcestruzzo dovuto sia alla deformazione assiale ϵ_{cc} che alla pressione radiale σ_r deve essere uguale allo spostamento radiale del tubo esterno per effetto della stessa pressione radiale σ_r .

$$\sigma_R = \frac{\frac{v_{conc}}{R} + \frac{1 - v_{conc}}{E_{frp}t}}{\frac{1 - v_{conc}}{E_{conc}}} \epsilon_{cc} \quad [15].$$

Sia il nucleo di calcestruzzo che il tubo sono caricati assialmente con una

deformazione ε_α . Poiché il calcestruzzo tende a dilatare verso l'esterno, lo stesso accade per il tubo di FRP, ma queste dilatazioni avvengono con velocità differenti connesse ai moduli di Poisson. Perciò la pressione sviluppata all'interfaccia è funzione diretta degli spostamenti radiali relativi (Eq.[16]).

$$\sigma_R = \frac{\frac{v_{conc} - v_{frp}}{R} + \frac{1 - v_{conc}}{E_{frp}t}}{E_{conc}} \varepsilon_\alpha \quad [16].$$

Esaminando le precedenti equazioni è evidente che incrementando la rigidezza del tubo nella direzione radiale ($E_{frp}t/R$) ed incrementando il modulo di Poisson v_{conc} incrementerà significativamente la pressione laterale di confinamento. L'ultima equazione indica anche che, se il modulo di Poisson del tubo di FRP è maggiore di quello del calcestruzzo per un certo livello del carico, questo porterà ad una pressione radiale negativa σ_R , il che implica la separazione tra il nucleo di calcestruzzo ed il tubo di FRP come osservato da altri ricercatori, i quali hanno affermato che i tubi in acciaio sono meno efficaci nel confinamento quando caricati assialmente insieme al nucleo in calcestruzzo, poiché il modulo di Poisson del calcestruzzo (0.15 a 0.20) in una prima fase è inferiore di quello dell'acciaio, e tende a separarsi dal tubo.

Le precedenti equazioni sono basate sulla teoria dell'elasticità lineare, la quale assume un comportamento elastico per tutti i materiali considerati.

Fam e Rizkalla (2001) svilupparono una tecnica per tener conto del comportamento non lineare del calcestruzzo al fine di determinare E_c e v_c per ogni livello di carico ε_{cc} .

$E_{c,i}$ è il modulo elastico secante al livello di carico i . Nel costruire la curva tensioni-deformazione, ciascun punto è ottenuto utilizzando il modulo secante del punto precedente: $E_{c,i} = f_{c,i-1} / \varepsilon_{c,i-1}$.

In maniera simile alla tecnica utilizzata per il modulo secante, il modulo secante di Poisson è utilizzato per ottenere la deformazione laterale ad un dato livello della deformazione assiale nell'approccio iterativo utilizzato dal modello. Per effetto del confinamento la dilatazione del calcestruzzo è ridotta a causa del controllo delle microfessure, quindi, è lecito attendersi, che il modulo di Poisson ad un dato livello della deformazione assiale sia più basso. Nel 1969, Gardner tesò cilindri di calcestruzzo di resistenza 29 MPa, soggetti a diverse pressioni idrostatiche di confinamento variabili tra 0 e 25.86 MPa, e riportò il valore medio delle deformazioni assiali e trasversali per tre cilindri di ciascuna serie. Il comportamento di questi cilindri seguiva un polinomio del secondo ordine (Eq.[17]):

$$\varepsilon_l = A\varepsilon_\alpha^2 + B\varepsilon_\alpha \quad [17],$$

dove ε_l ed ε_α sono la deformazione laterale e assiale, rispettivamente: mentre A e B sono delle costanti. Il modulo secante di Poisson, ν_{conc} , dato dal rapporto $(\varepsilon_l / \varepsilon_\alpha)$, era stimato per valori differenti dei livelli delle deformazioni assiali. Sulla base del fatto che il comportamento della deformazione assiale e laterale segue una legge polinomiale del secondo ordine, una semplice relazione lineare è stata proposta per ν_{conc} per una pressione di confinamento costante, basata su un'analisi di regressione lineare (Eq.[18]):

$$\frac{\nu_{conc,i}}{\nu_{conc,j}} = 1 + \frac{\varepsilon_{\alpha,i}}{\varepsilon_{\alpha,j}} \left(0.719 + 1.914 \frac{\sigma_{R,i}}{f_c'} \right) \quad [18].$$

In Figura III-90 vi sono le previsioni di questo modello applicato ad un cilindro di calcestruzzo con differenti rapporti tra lo spessore del rinforzo ed il diametro.

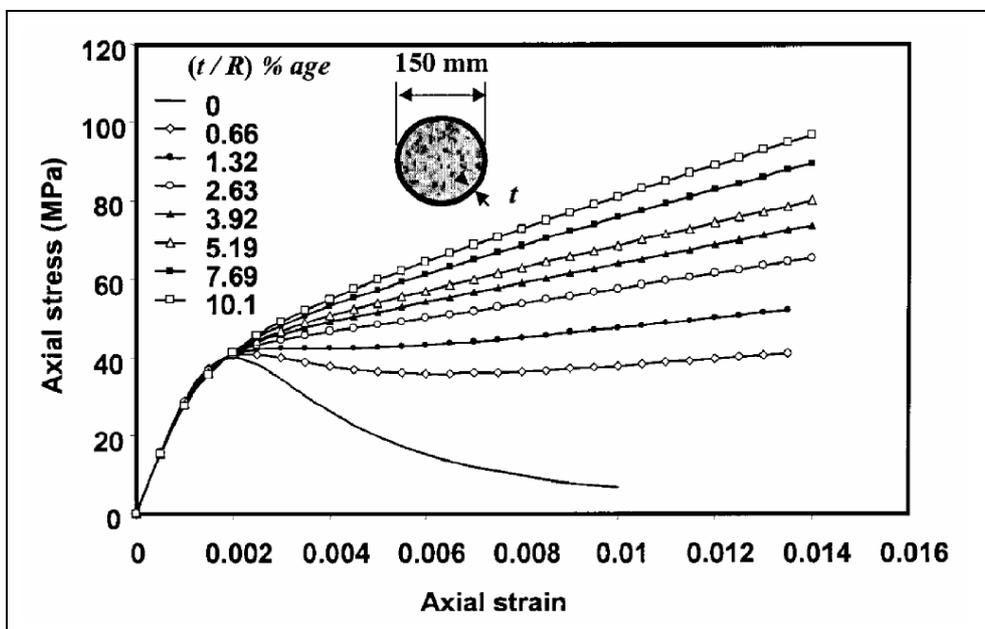


Figura III-90 -Curve di confinamento per differenti quantità di rinforzo.

La rottura degli elementi in cemento armato confinati con FRP è principalmente dovuta alla rottura del rinforzo in FRP. Una volta che la tensione circonferenziale raggiunge la resistenza a trazione del materiale composito, avviene la rottura del materiale composito, che comporta la crisi dell'intero elemento.

La presenza della compressione assiale, in questo caso riduce, la resistenza del rinforzo esterno nella direzione circonferenziale, ed un criterio di rottura biassiale deve essere considerato al fine di tener conto di uno stato tensionale combinato (come mostrato in Figura III-91).

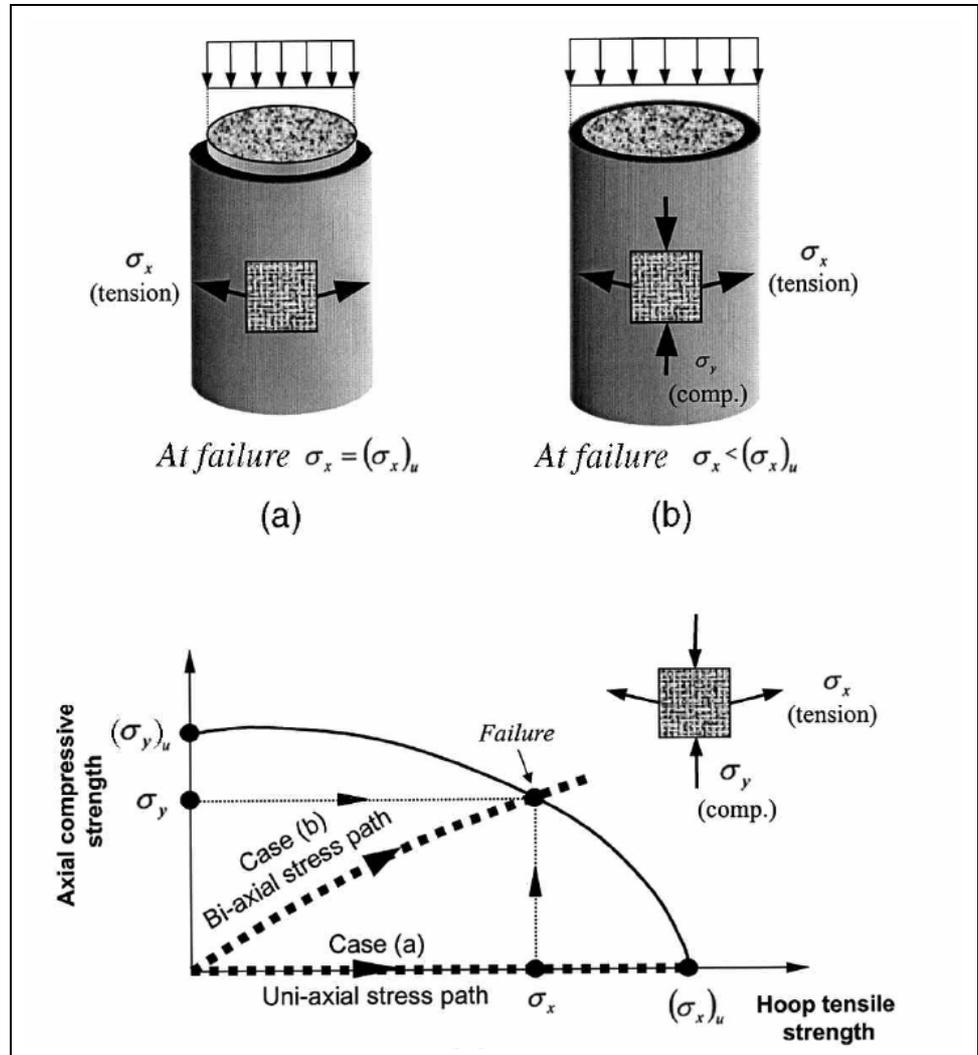


Figura III-91 –Criterio di crisi del materiale in FRP.

*Modelli di confinamento basati sulla teoria delle deformazioni piane:
Braga e Laterza*

Nel 1998 Braga e Laterza osservarono che l'incremento della tensione nella sezione di calcestruzzo è prodotto senza alcuna deformazione fuori dal piano. In Figura III-92, data una deformazione assiale, la risultante dello stato tensionale assiale è uguale alla somma delle tensioni assiali del calcestruzzo non confinato $\Delta\sigma_{\bar{x}} = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$ e delle tensioni assiali dovute al confinamento $\Delta\sigma_{\bar{y}}$, che appaiono senza alcuna ulteriore deformazione assiale ($\epsilon_{\bar{x}} = \gamma_{\bar{x}\bar{y}} = \gamma_{\bar{y}\bar{z}} = 0$). Può essere assunto che l'incremento $\Delta\sigma_{\bar{x}}$ della tensione assiale del calcestruzzo, $\sigma_{\bar{y}}$, per effetto del confinamento, rispetta il principio dello stato piano delle tensioni.

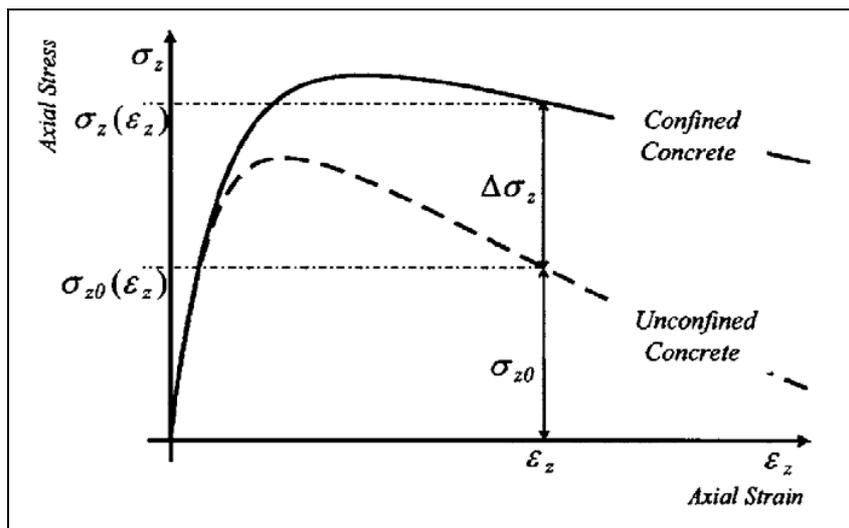


Figura III-92 –Il confinamento rispetta lo stato tensionale piano.

Le tensioni trasversali indotte dalla staffa, sia di forma quadrata che circolare, nella sezione trasversale degli elementi in cemento armato (colonne o travi) caricati assialmente, sono valutate attraverso le funzioni di Airy nello stato tensionale piano.

Nello stato tensionale piano, quando $\epsilon_{\bar{x}} = \gamma_{\bar{x}\bar{y}} = \gamma_{\bar{y}\bar{z}} = 0$, le componenti della tensione e della deformazione assiale (ortogonali al piano xy) agenti sul calcestruzzo sono (Eq.[19]):

$$\Delta\epsilon_{\bar{x}} = \frac{1}{E_c} [\Delta\sigma_{\bar{x}} - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] = 0 \tag{19}$$

$$\Delta\sigma_{\bar{x}} = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$$

Se le forze di massa sono costanti o nulle, data una funzione di Airy $F(x,y)$ (introdotta da G.B. Airy nel 1862), le tensioni sono espresse come (Eq.[20]):

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad [20].$$

Le precedenti equazioni soddisfano l'equilibrio interno, mentre la congruenza è imposta attraverso l'equazione (Eq.[21]):

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \quad [21].$$

Le condizioni al contorno per una sezione trasversale di forma quadrata, dove gli angoli formati dal vincolo nella direzione normale hanno coseni α_x e α_y , e le tensioni al contorno sono p_x e p_y , sono fornite attraverso le equazioni (Eq.[22]):

$$\sigma_x \alpha_x + \tau_{xy} \alpha_y = p_x; \quad \tau_{yx} \alpha_x + \sigma_y \alpha_y = p_y \quad [22].$$

Le equazioni precedenti sono basate sulla teoria dell'elasticità lineare, che si basa sull'ipotesi di un comportamento elastico per tutti i materiali considerati. Braga e Laterza (1988) tennero conto della non linearità del calcestruzzo considerando ν_c per ciascun livello di carico ε_{cs} ma la relazione che questi proposero era riferita a prove sul calcestruzzo non confinato (Eq.[23]):

$$\nu(\varepsilon_{cs}) = \nu_0 \left[1 + 0.2 \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{co}} \right)^2 + 1.55 \left(\frac{\varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{co}} \right)^3 \right] \quad [23].$$

Il problema quindi si riconduce alla determinazione della funzione di Airy $F(x,y)$ che soddisfa sia le condizioni di compatibilità che quelle al contorno.

Applicando questo metodo, la distribuzione delle pressioni laterali di confinamento su due circonferenze all'interno della sezione quadrata è mostrata in Figura III-93 (Gigliotti 1998).

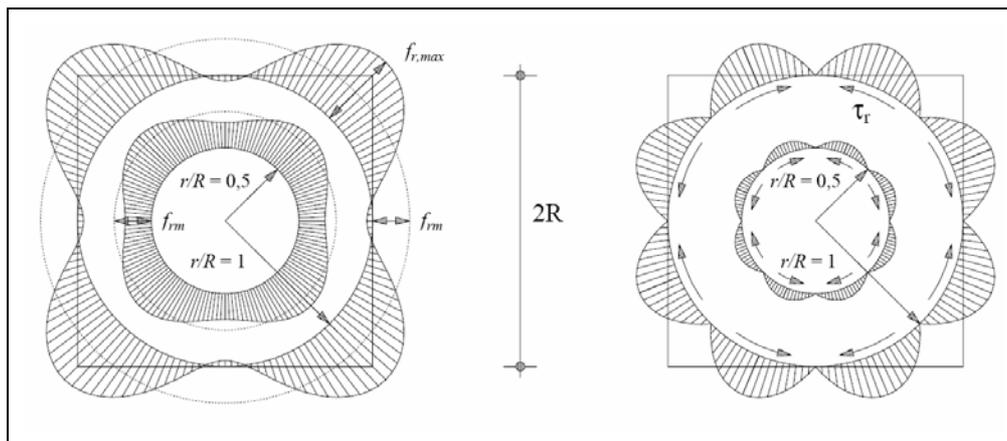


Figura III-93 –Stato tensionale lungo due circonferenze all'interno della sezione quadrata confinata.

Effetto forma sull'efficacia del confinamento

Negli elementi strutturali, gli stati tensionali triassiali di compressione sono generalmente attivati con l'espansione laterale del calcestruzzo. L'espansione laterale provoca l'insorgere della tensione di confinamento, questo fenomeno è chiamato confinamento passivo. In Figura III-94, la dilatazione dei cilindri di calcestruzzo dovuta al carico assiale σ_{33} , deforma il materiale utilizzato per il confinamento nella direzione circonferenziale, ed attiva le tensioni radiali.

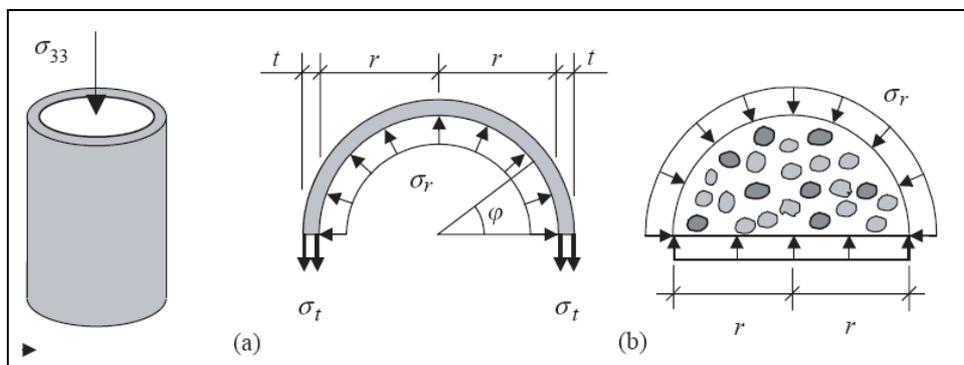


Figura III-94 –Sezione circolare:efficacia della pressione di confinamento.

La relazione tra le tensioni tangenziali, σ_t , nel materiale utilizzato per il confinamento e le tensioni radiali, σ_r , sull'elemento in calcestruzzo, si può ricavare dall'equilibrio delle tensioni nella direzione laterale come (Eq.[24]):

$$\int_0^\pi \sigma_r \sin \varphi \cdot r d\varphi = 2\sigma_r t \quad [24]$$

Cosicché la deformazione radiale $\epsilon_r = \Delta r / r$ è uguale alla deformazione tangenziale $\epsilon_t = \Delta U / U = 2\pi \Delta r / 2\pi r = \epsilon_r$.

Le sezioni rettangolari non esibiscono una pressione laterale di confinamento uniforme per effetto del confinamento esterno (Figura III-95).

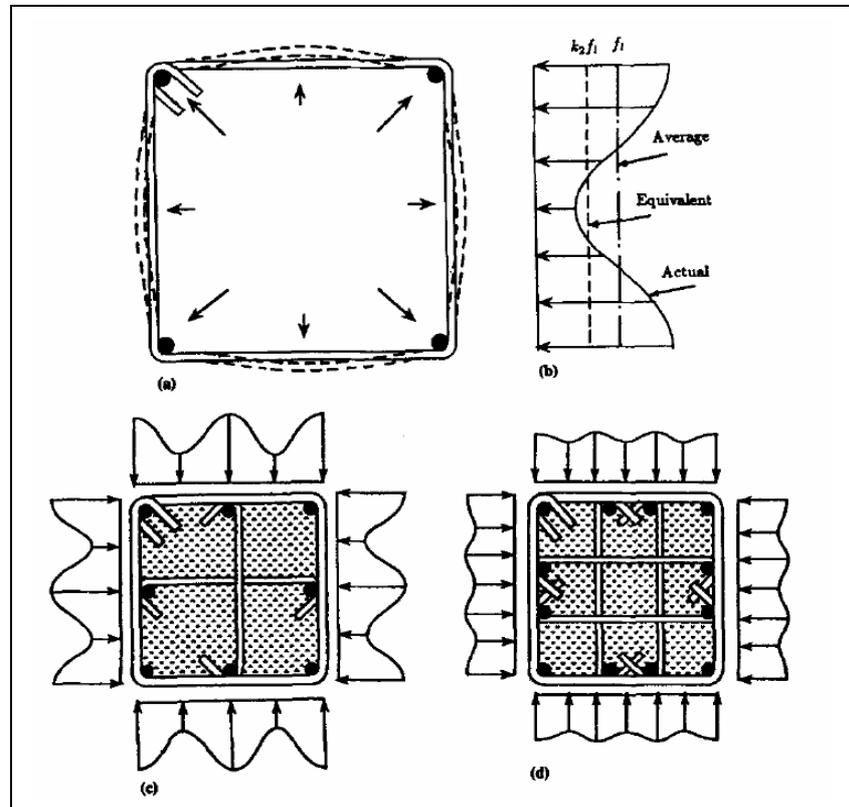


Figura III-95 – Pressione di confinamento per differenti configurazioni di rinforzo.

Per le sezioni circolari, la pressione laterale di confinamento è uniforme, ed è funzione della resistenza circonferenziale del rinforzo. D’altro canto, per le sezioni prismatiche, la pressione laterale di confinamento è variabile lungo la sezione. La pressione laterale di confinamento in corrispondenza degli spigoli è dovuta all’effetto membranale nella direzione trasversale del rinforzo, e dipende dalla rigidità flessionale del FRP.

Il rinforzo in FRP fornisce piccoli livelli di confinamento dal momento che la pressione laterale di confinamento è ingaggiata dalla rigidità flessionale piuttosto che

dalla rigidezza assiale del rinforzo.

Il raggio di curvatura degli spigoli, R_c , di una sezione rettangolare confinata con FRP influisce sull'efficacia del confinamento. Al crescere della dimensione del raggio di curvatura degli spigoli, la concentrazione di tensioni in corrispondenza degli spigoli decresce e aumenta l'area di calcestruzzo efficacemente confinata.

Questo dimostra che anche un rinforzo circolare ha un fattore di forma dovuto al raggio di curvatura.

Per le colonne di forma non circolare, la sezione può essere divisa in due parti: una confinata e l'altra no. Le parti non confinate si presentano nella forma di parabole del secondo ordine come mostrato in Figura III-96.

La tangente iniziale di queste parabole è pari al rapporto tra la base e l'altezza della sezione. Nel caso delle sezioni quadrate, questo rapporto è tale che la tangente iniziale è pari a 45° (Mander et al, 1988).

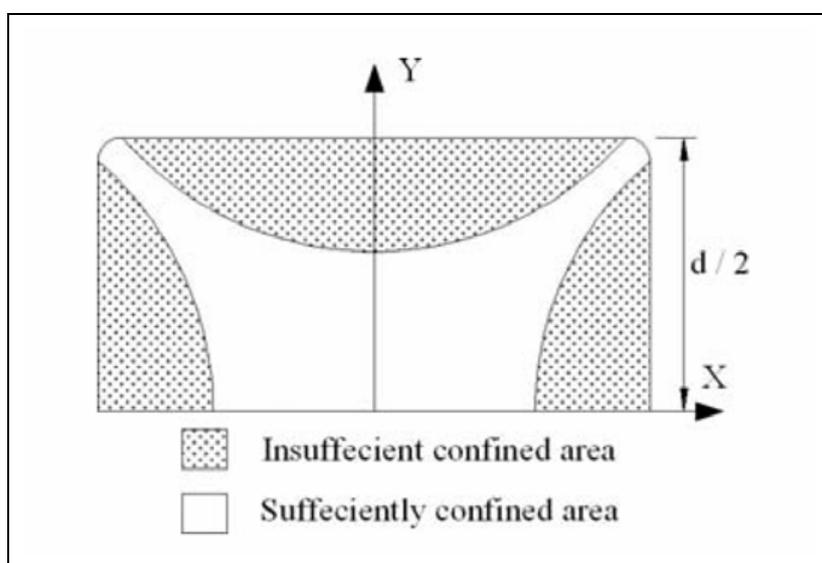


Figura III-96 –Porzioni della sezione confinata.

L'equazione della parabola è data da: (Eq.[25]):

$$Y = Ax^2 + Bx + C \quad [25].$$

Imponendo le condizioni al contorno all'equazione della parabola, è possibile determinare il valore dei coefficienti:

$$\frac{dY}{dx} = 0 \quad (\text{per } x = 0) \Rightarrow B = 0;$$

$$\frac{dY}{dx} = 1 \quad (\text{per } x = d/2 - R_c) \Rightarrow A = \frac{1}{d - 2R_c};$$

$$Y = \frac{d}{2} \quad (\text{per } x = d/2 - R_c) \Rightarrow C = \frac{d + 2R_c}{4}.$$

Un coefficiente di forma, k_e , può essere ottenuto dal rapporto tra l'area di calcestruzzo efficacemente confinata in una sezione trasversale rettangolare, A_{con} , e l'area totale della sezione trasversale, $A_g = bd$ (Eq.[26]):

$$k_e = \frac{A_{con}}{A_g} = \frac{1 - \left[\frac{(b - 2r)^2 + (d - 2r)^2}{3bd} \right] - \rho}{1 - \rho} \quad [26],$$

avendo indicato con ρ la percentuale di rinforzo longitudinale.

Masia e Shrive (2003) proposero un coefficiente di forma semplificato (Eq.[27]), basato sulla geometria mostrata in Figura III-97:

$$k_e = \frac{A_{con}}{A_g} = \frac{\left(\frac{b}{r}\right)^2 - \left(\frac{b}{r} - 2\right)^2 \tan \phi - 2}{\left(\frac{b}{r}\right)^2} \quad [27].$$

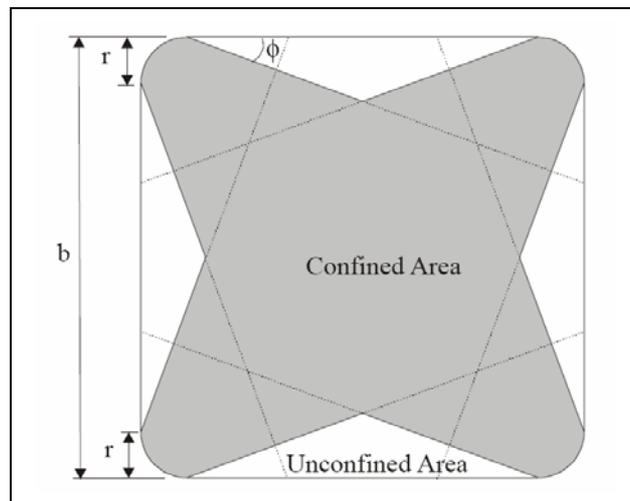


Figura III-97 –Area confinata definita da Masia e Shrive (2003).

Nel caso in cui il modello del confinamento sia basato su un'espressione del

tipo $f_{\alpha} = f_c + k_1 f_l$, il fattore di forma può essere anche utilizzato per valutare una pressione laterale di confinamento “efficace”.

La resistenza media della colonna di calcestruzzo confinata, può essere valutata come la capacità assiale N_{α} (data dalla somma del contributo dell’area confinata A_{con} moltiplicata per f_{α} e l’area non confinata del copriferro A_{cov} moltiplicata per f_c), divisa per l’area grossa della sezione A_g (Eq.[28]):

$$\begin{aligned} \bar{f}_{\alpha} &= \frac{N_{\alpha}}{A_g} = \frac{(f_c + k_1 f_l) \cdot A_{con} + f_c \cdot A_{cov}}{A_g} = \frac{f_c \cdot (A_{con} + A_{cov}) + k_1 f_l \cdot A_{con}}{A_g} = \\ &= f_c \cdot \frac{A_g}{A_g} + f_l \cdot k_1 \cdot \frac{A_{con}}{A_g} = f_c + f_l \cdot k_1 \cdot k_e \end{aligned} \quad [28]$$

Al fine di investigare sulla relazione esistente tra le tensioni agenti sul nucleo e sugli spigoli confinati, e il raggio di curvatura degli spigoli, dovrebbe considerarsi l’equilibrio del corpo libero della sezione trasversale della colonna. Tenuto conto della simmetria della sezione quadrata, solo il quadrante superiore destro della colonna è mostrato in Figura III-98. Le porzioni di area campite sono aree efficacemente confinate della sezione trasversale della colonna.

L’equilibrio delle forze nella direzione orizzontale o verticale, del corpo mostrato in Figura III-98 fornisce (Eq.[29]):

$$C \cdot f = R_c \cdot f_{cor} \quad [29],$$

dove C è la lunghezza del nucleo efficacemente confinato calcolato nell’equazione della parabola, f è la pressione laterale di confinamento agente sul nucleo di calcestruzzo per effetto del rinforzo in FRP, R_c è il raggio di arrotondamento degli spigoli, mentre f_{cor} è la massima tensione di confinamento in corrispondenza degli spigoli.

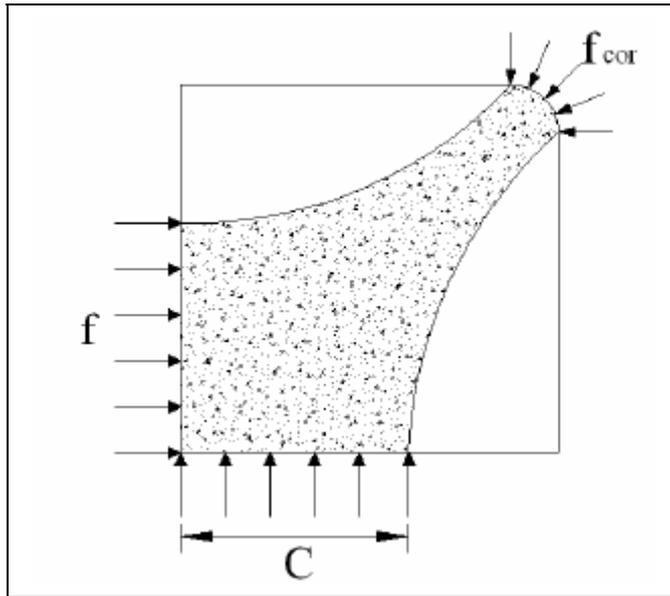


Figura III-98 –Equilibrio del corpo libero della porzione di sezione.

L'equazione precedente può essere riscritta come (Eq.[30]):

$$f = \frac{R_c}{C} \cdot f_{cor} = k_e \cdot f_{cor} \quad [30].$$

In cui il rapporto tra le tensioni sul nucleo di calcestruzzo efficacemente confinato, e le tensioni di confinamento agenti sugli spigoli, è il rapporto di forma $k_e=R_c/C$.

Se in una sezione di forma circolare, l'area del nucleo di calcestruzzo è soggetta ad una pressione di confinamento per effetto del confinamento esterno in FRP e del confinamento interno offerto dalle staffe in acciaio, l'area di copriferro (l'area compresa tra il rinforzo esterno in FRP ed il nucleo racchiuso dalle staffe) è affetta solo dalla pressione dovuta al confinamento esterno. Una pressione di confinamento equivalente potrebbe essere calcolata come media pesata del confinamento offerto sia dall'FRP che dalle staffe sull'intera area della sezione trasversale (Eq.[31]):

$$f_{l, equivalent} = \frac{(f_l^{FRP} + f_l^{steel}) A_{con} + (f_l^{FRP}) A_{cov}}{A_g} \quad [31],$$

avendo indicato con A_{con} e A_{cov} , l'area della colonna e l'area del copriferro, rispettivamente.

Un fattore di efficacia del confinamento dovrebbe essere considerato anche

nel caso di un confinamento discontinuo nella direzione longitudinale (ad esempio staffe o strisce discrete) dove la pressione di confinamento è non uniforme lungo l'asse dell'elemento.

Modelli che tengono conto del confinamento interno ed esterno

Per tener conto nel progetto di rinforzo delle colonne mediante materiali compositi in FRP, sia dell'efficacia del confinamento offerto dalle staffe che dal FRP, la pressione laterale di confinamento dovrebbe tener conto del confinamento offerto da entrambi.

Perciò la resistenza del calcestruzzo confinato con FRP e staffe, sarà pari alla somma della resistenza del calcestruzzo non confinato, e delle resistenze incrementate per effetto delle staffe e del FRP.

La relazione può essere scritta come segue (Eq.[32]):

$$f'_{cs} = f'_c + f'_{cs} + f'_{cf} \quad [32],$$

dove f'_{cs} è la resistenza incrementata per effetto delle staffe, e f'_{cf} è la resistenza incrementata per effetto del FRP. Nella Eq.[32], f'_{cs} e f'_{cf} possono essere espresse utilizzando i modelli descritti.

Nella Eq.[32] è tenuto conto implicitamente del fatto che entrambi i confinamenti esercitano il massimo effetto allo stesso livello deformativo del calcestruzzo.

Efficacia della deformazione del FRP

Nei modelli esistenti per il calcestruzzo confinato con FRP è comunemente ipotizzato che la rottura del materiale composito avviene quando la deformazione circonferenziale del rinforzo attinge il valore della deformazione di trazione ultima. I risultati sperimentali relativi al calcestruzzo confinato con FRP mostrano che nella maggior parte dei casi, il valore ultimo della deformazione per trazione del FRP non è raggiunto quando sopraggiunge la crisi del rinforzo in FRP. Questa differenza è osservata tra la deformazione a rottura del rinforzo *in situ* e la deformazione a rottura del materiale composito ottenuta dai test di caratterizzazione meccanica del materiale.

La differenza tra la capacità deformativa *in situ* e quella ottenuta dai test di caratterizzazione meccanica è dovuta a:

- Disallineamento o danneggiamento delle fibre del rinforzo durante l'installazione;

- Deformazioni residue durante l'installazione dovute a difetti sul substrato in calcestruzzo;
- Probabilità di difetti nel materiale in FRP dal momento che i rinforzi sono molto più grandi dei campioni impiegati per i test di caratterizzazione meccanica;
- Raggi di curvatura nel rinforzo in FRP che non sono presenti nei campioni piani utilizzati per i test di caratterizzazione meccanica.

L'aderenza tra il rinforzo ed il substrato di calcestruzzo consente alle tensioni presenti nel rinforzo di essere trasmesse al calcestruzzo lontano dalla discontinuità e ridurre così la deformazione media nel rinforzo. Per i provini confinati con FRP, l'errore assoluto medio di tutti i modelli mostra un considerevole decremento quando la deformazione efficace di confinamento del materiale composito installato è utilizzata nelle equazioni.

III.4 Calcestruzzo confinato soggetto a carichi eccentrici

L'ipotesi di una colonna "ideale" progettata per un regime di compressione semplice è generalmente falsa dal momento che un'eccentricità è comunemente presente in situ. Una volta che una forza di compressione agisce in maniera non eccentrica, l'elemento è soggetto ad un'azione flettente aggiuntiva. Nella realtà, quindi, non esiste una colonna soggetta ad un carico perfettamente centrato, questo è dovuto a diverse circostanze come: le azioni provenienti dagli elementi strutturali contigui, e le colonne fuori piombo. In definitiva, la maggior parte delle colonne è soggetta a delle eccentricità dei carichi.

Diversi studi sono stati condotti su colonne confinate con FRP, ma questi hanno riguardato colonne soggette a carichi centrati, quindi c'è una mancanza di conoscenza riguardo il comportamento delle colonne fasciate con FRP soggette a carichi eccentrici.

Yuan et al. (2001) eseguirono uno studio comparativo sui modelli disponibili in letteratura per predire il comportamento tensione-deformazione del calcestruzzo ed applicarono questi modelli alle colonne di calcestruzzo confinato con FRP soggette ad un regime di presso-flessione. Gli autori mostrarono che ci sono grandi differenze tra i diversi modelli tensione-deformazione che hanno portato a grandi differenze nella previsione della resistenza ultima e della duttilità flessionale.

In uno studio condotto da Parvin e Wang (2001), colonne quadrate di calcestruzzo (alte 305 mm e larghe 108 mm) furono fasciate con diversi strati in fibra

di carbonio e testate con carichi aventi diverse eccentricità. L'eccentricità del carico fu ottenuta posizionando un coltello di carico ad una certa distanza dal baricentro geometrico della sezione trasversale della colonna.

Questo studio mise in risalto che per ogni categoria di rinforzo, all'incrementarsi dell'eccentricità del carico corrispondeva una riduzione della capacità resistente della colonna. I risultati di questa campagna sperimentale hanno fatto notare che anche sotto carichi eccentrici, l'utilizzo di un rinforzo esterno incrementa la capacità di carico della colonna, e questo incremento aumenta al crescere del numero di strati di materiali composito. I provini testati da Parvin e Wang (2001) erano delle colonne tozze, quindi i risultati di questa campagna sperimentale non sono facilmente estendibili alle colonne snelle.

Gli incrementi di resistenza ottenuti per le colonne soggette a carichi eccentrici sono in genere trascurabili, mentre gli incrementi di duttilità sono molto più significativi. Il confinamento mediante materiale composito produce incrementi di duttilità, che si evidenzino in una maggiore capacità del comportamento carico-spostamento laterale. Questo comportamento può essere interpretato come un incremento della capacità rotazionale della colonna.

Almeno per le colonne non confinate, la comunità scientifica è concorde nel ritenere che il legame tensione-deformazione del calcestruzzo soggetto a carichi centrati, sia rappresentativo del comportamento del calcestruzzo soggetto a carichi eccentrici. Le staffe in acciaio nelle colonne soggette a carichi eccentrici, non sono soggette allo stesso stato tensionale delle colonne soggette a carichi centrati. La tendenza delle fibre compresse di calcestruzzo nell'espandere nella direzione laterale e le deformazioni trasversali associate, fanno sì che per una sezione presso-inflessa il comportamento di queste fibre è simile a quello che si ha per una sezione soggetta a carichi centrati, mentre le fibre che si trovano in vicinanza dell'asse neutro sono soggette a delle deformazioni di compressione basse nella direzione longitudinale e conseguentemente nella direzione trasversale si ha un basso valore delle deformazioni di trazione. Questo si traduce in pressioni laterali di confinamento molto piccole prodotte dal confinamento passivo installato.

Una variazione lineare delle pressioni di confinamento è la più appropriata per descriverne l'andamento nella regione compressa di una colonna soggetta a carichi eccentrici, comportando una variazione lineare delle deformazioni longitudinali (Figura III-99). L'efficacia del confinamento sul legame tensione-deformazione del calcestruzzo aumenta al crescere del valore delle deformazioni di compressione. Nella zona in cui si hanno bassi valori della compressione, tipicamente in prossimità dell'asse neutro, il legame tensione-deformazione non è significativamente affetto dal

confinamento del calcestruzzo. Quindi un calcolo non accurato delle pressioni di confinamento nelle vicinanze dell'asse neutro non influisce in maniera apprezzabile sulla risposta dell'intera sezione.

In Figura III-99 l'utilizzo dello stesso legame tensione-deformazione della striscia 1 alle altre strisce (2 e 3) poste in prossimità dell'asse neutro provoca una sovrastima dell'efficacia del confinamento.

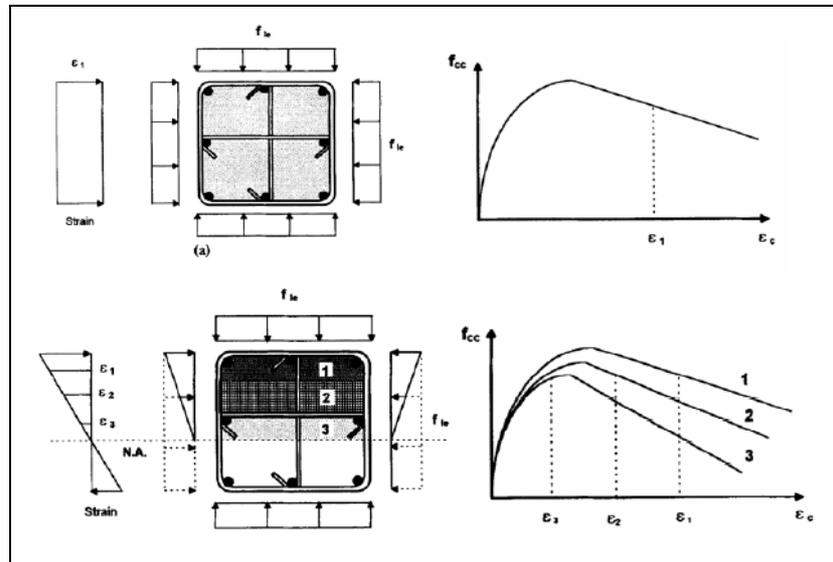


Figura III-99 –Effetto del gradiente della deformazione.

La pressione di confinamento in prossimità del perimetro è più elevata della pressione uniforme di confinamento utilizzata per valutare l'efficacia del confinamento, così la sottostima per la striscia 1 è tale da compensare la sovrastima per le strisce 2 e 3.

III.5 Rinforzo interno in acciaio

Le proprietà del rinforzo in acciaio, a differenza di quanto accade per il calcestruzzo, non sono generalmente dipendenti da fattori ambientali o dal tempo. Per tale motivo, la conoscenza di un singolo legame tensione-deformazione è sufficiente per definire le proprietà del materiale necessarie nelle analisi delle strutture in cemento armato.

I tipici legami tensione-deformazione delle barre in acciaio utilizzati nelle

costruzioni in calcestruzzo sono ottenuti da test di trazione monotoni su campioni di barre. Per la maggior parte delle applicazioni pratiche l'acciaio esibisce lo stesso comportamento sia in trazione che in compressione. Il legame costitutivo dell'acciaio presenta un primo ramo elastico-lineare, un *plateu*, un tratto successivo incrudente nel quale la tensione cresce nuovamente con la deformazione e, alla fine, un tratto nel quale la tensione decresce sino alla crisi del materiale. L'estensione del tratto di plateu è funzione della resistenza a trazione del materiale. Acciai ad alta resistenza, in genere, hanno un amo di plateu molto più piccolo rispetto agli acciai a bassa resistenza.

Dal momento che il rinforzo in acciaio è impiegato nelle costruzioni in calcestruzzo sottoforma di barre e staffe, non è necessario introdurre la complessità di un legame costitutivo tridimensionale per l'acciaio. Per semplicità di calcolo è spesso sufficiente idealizzare per l'acciaio un legame costitutivo monodimensionale.

Una prima idealizzazione del legame costitutivo trascura il ramo incrudente e il rinforzo in acciaio è modellato come un materiale lineare perfettamente plastico. Questa ipotesi è posta alla base delle equazioni di progetto di molte linee guida internazionali. Se la deformazione in corrispondenza dell'inizio del ramo incrudente è molto maggiore della deformazione allo snervamento, questa approssimazione fornisce dei risultati molto veritieri. Questo è il caso degli acciai a bassa resistenza.

Se il ramo incrudente del legame costitutivo dell'acciaio si trova molto vicino all'inizio del ramo di plateu, questa approssimazione sottostima la tensione nell'acciaio per valori della deformazione più elevati. In diversi casi è necessario stimare la tensione nell'acciaio per livelli deformativi più elevati dello snervamento per una verifica più accurata degli elementi in cemento armato. Questo accade soprattutto nel caso di una progettazione sismica, dove per verificare la duttilità disponibile di un elemento occorre che il comportamento dell'elemento sia investigato per livelli deformativi molto più ampi di quello allo snervamento. Per questi ultimi casi si rende necessario l'utilizzo di legami costitutivi che comprendono una idealizzazione più accurata che tiene in considerazione dell'effetto dell'incrudimento.

Stabilità dl rinforzo e rottura del copriferro

Durante gli eventi sismici gli elementi in cemento armato hanno mostrato una deformazione laterale significativa delle barre longitudinali, accompagnata dall'espulsione del copriferro per effetto di elevati valori della deformazione di compressione. I modelli analitici che trascurano questi meccanismi inelastici del materiale acciaio, non possono predire accuratamente il comportamento post-picco discendente, e conseguentemente tenderanno a sovrastimare il comportamento duttile

dell'elemento.

Il comportamento dell'elemento in cemento armato compresso è differente da quello che lo stesso esibisce in trazione, e questa differenza è attribuita alla non linearità geometrica associata ad un'elevata deformazione laterale delle barre longitudinali instabilizzate.

Il comportamento a compressione della barra è funzione del rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il diametro della barra. Le barre longitudinali all'interno di un elemento in cemento armato, quando sono soggette ad elevate deformazioni di compressione, possono subire un'instabilizzazione laterale, a cui è associata l'espulsione del copriferro, ed a seguito di questi fenomeni si attinge la crisi dell'elemento. Questi due meccanismi, instabilizzazione delle barre longitudinali compresse ed espulsione del copriferro sono interdipendenti, quindi essi devono essere considerati simultaneamente e se ciò non è fatto si ottiene un risultato non corretto.

L'ipotesi che la lunghezza libera di inflessione della barra all'interno di un elemento in cemento armato sia pari al passo delle staffe, non è veritiera ad eccezione di alcuni casi particolari, ad esempio quando le staffe sono molto rigide, le barre longitudinali sono molto snelle, e il passo delle staffe è molto grande.

Test di compressione assiale di prismi in cemento armato (Kato et al. 1995) hanno mostrato che la lunghezza libera di inflessione varia tra uno e diverse volte il passo delle staffe, dipendendo dalle proprietà geometriche e meccaniche delle staffe e delle barre longitudinali. Se la dimensione ed il passo delle staffe è stato opportunamente progettato per fornire un sostegno alle barre longitudinali in corrispondenza delle staffe, la lunghezza libera di inflessione è pari al passo delle staffe. Occorre notare che se la lunghezza libera di inflessione varia da una a due volte il passo delle staffe, il rapporto tra la lunghezza ed il diametro deve essere raddoppiato.

La tendenza delle barre longitudinali ad instabilizzare induce una tensione assiale nelle braccia delle staffe lungo la direzione dell'instabilizzazione. Quindi il vincolo fornito dalle staffe all'instabilizzazione delle barre longitudinali è principalmente da attribuirsi alla rigidità assiale di queste braccia delle staffe.

Cosenza e Prota (2006) investigarono sul comportamento a compressione di barre lisce per differenti valori del rapporto L/D , con L la distanza tra due vincoli all'instabilizzazione, e D il diametro della barra. Il legame costitutivo è variabile da un comportamento elasto-plastico identico a quello in trazione ($L/D=5$) ad uno elastico per effetto dell'instabilizzazione ($L/D>20$). La loro ricerca è stata programmata al fine di coprire un range più ampio dei valori di L/D di quelli trattati da Monti e Nuti

(1992) per le barre ad aderenza migliorata.

La campagna sperimentale ha messo in luce che il legame costitutivo delle barre compresse dipende dal rapporto L/D, mentre non è influenzato dal diametro della barra. L'effetto dell'instabilizzazione nel ramo plastico diviene più significativa al crescere del rapporto L/D da 5 a 20 (Figura III-100)

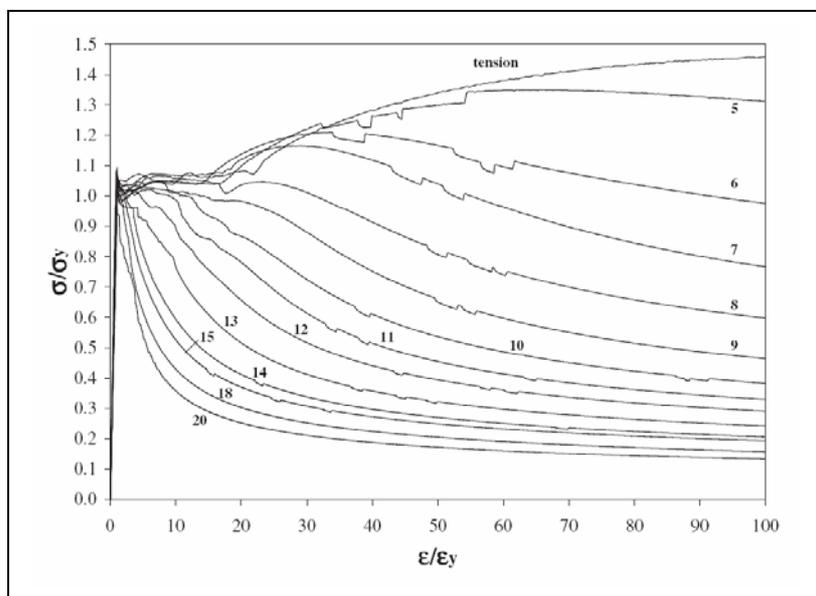


Figura III-100 –Curve normalizzate tensione-deformazione per barre D12.

- L/D=5 è un valore al disotto del quale la duttilità della barra compressa è così grande che il suo comportamento a compressione è molto simile a quello a trazione.
- L/D=8 è un valore al disotto del quale la barra esibisce ancora un certo livello di incrudimento prima di instabilizzare;
- L/D=20 è il valore al disopra del quale la barra inizia ad instabilizzare in prossimità dello snervamento e non esibisce alcun incrudimento.

$$L / D = \frac{20}{\beta} \sqrt{\frac{320}{\sigma_{cr}}} = 40 \sqrt{\frac{320}{\sigma_y}} \quad [33],$$

è il valore al disopra del quale avviene l'instabilizzazione elastica.

I risultati sperimentali del modello di Cosenza e Prota (2006) sono riportati in Figura III-101 che mostra le curve teoriche per valori di L/D variabili tra 8 e 20.

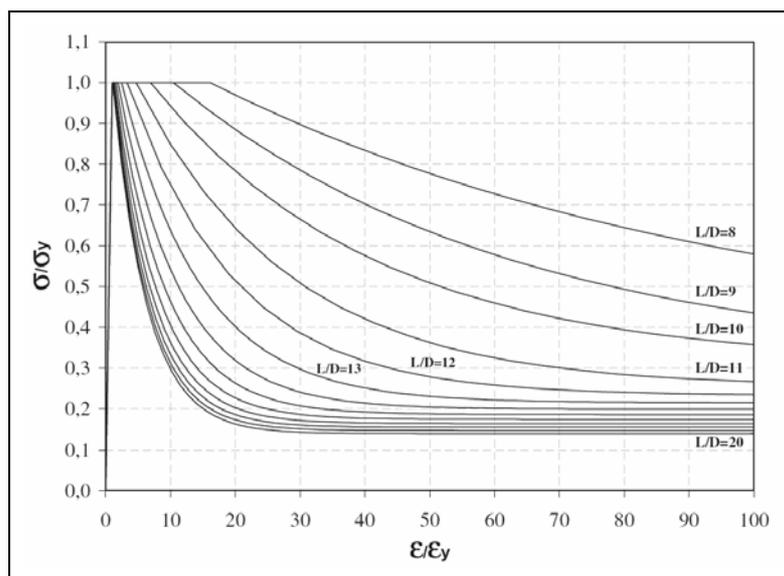


Figura III-101 –Curve normalizzate tensione-deformazione (Cosenza e Prota 2006).

III.6 Modelli di confinamento per le colonne rettangolari

Molti sforzi sono stati compiuti da diversi ricercatori per comprendere e modellare il comportamento delle colonne in calcestruzzo a sezione rettangolare confinate con FRP. Alcuni dei modelli proposti predicono solo la resistenza a compressione del calcestruzzo, altri anche il valore della deformazione assiale ultima, ed infine ci sono alcuni modelli che predicono la curva tensione deformazione del calcestruzzo confinato.

Mirmiran et al. (1998)

Studi condotti da Nanni e Bradford (1995) hanno dimostrato che l'estensione dei modelli di confinamento con elementi in acciaio al caso del confinamento mediante materiale composito può portare a dei risultati del tutto sbagliati. Conseguentemente, un elevato numero di studi furono condotti per valutare l'efficacia del confinamento tenendo in conto del comportamento meccanico del materiale composito come pure dello stato di compressione triassiale dell'elemento in calcestruzzo confinato. I parametri che influenzano il valore della resistenza e della duttilità dell'elemento confinato includono la resistenza a compressione del

calcestruzzo, il tipo di fibre e di resina utilizzati, la frazione volumetrica di fibre e l'orientamento delle fibre all'interno del rinforzo, lo spessore del rinforzo (o il numero di strati), e l'aderenza all'interfaccia tra il calcestruzzo ed il rinforzo esterno in FRP. Ancora, la forma della sezione trasversale interviene fortemente sull'efficacia del confinamento con materiale composito. Questi proposero un rapporto di confinamento MCR definito come (Eq.[34]):

$$MCR = \left(\frac{2R}{D} \right) \frac{f_r}{f'_{c0}} \quad [34],$$

con R il raggio di arrotondamento degli spigoli, D il diametro della sezione trasversale della colonna in calcestruzzo, f'_{c0} la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato ed f_r la pressione di confinamento definita come (Eq.[35]):

$$f_r = \frac{2f_j t_j}{d} \quad [35],$$

dove f_j è la resistenza del rinforzo in direzione circonferenziale. Per un valore di MCR inferiore al 15% il rinforzo non è molto efficace nel rinforzare il nucleo di calcestruzzo e sebbene potrebbe esserci un incremento di duttilità dovuto al contenimento della dilatazione del calcestruzzo fessurato, non è da attendersi un incremento di resistenza. Questo basso incremento di resistenza potrebbe essere imputato o ad uno spessore esiguo del rinforzo oppure a spigoli appuntiti nelle colonne non circolari, mentre se gli spigoli sono smussati il confinamento diviene più efficace. Per valori di MCR superiori al 15% il modello di confinamento di Samaan et al. (1998) può essere adottato nel predire il comportamento tensione-deformazione.

Nel modello proposto da Mirmiran et al. (1998) la pressione efficace di confinamento f'_i è definita come (Eq.[36]):

$$f'_i = k_s f_i \quad [36],$$

dove k_s è il fattore di forma che tiene conto dell'effetto di un confinamento non uniforme, mentre f_i è una pressione di confinamento equivalente che può essere interpretata come la pressione di confinamento che un rinforzo in FRP esercita su una equivalente sezione circolare. Il rapporto tra la pressione efficace di confinamento e la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato, f'_i/f'_{c0} , è ritenuta una pressione di confinamento efficace. La pressione di confinamento equivalente può essere stimata attraverso l'Eq. [35], con il diametro della colonna d sostituito dal diametro di una colonna equivalente D .

Il che comporta: (Eq.[37]):

$$f_i = \frac{2\sigma_j t}{D} = \frac{2E_{FRP} \epsilon_j t}{D} \quad [37],$$

con ε_j la deformazione a rottura circonferenziale nella colonna circolare equivalente confinata con FRP. Conseguentemente, σ_j è la corrispondente tensione a rottura nella direzione circonferenziale.

Una volta noti k_s , il diametro della colonna equivalente D e la deformazione circonferenziale a rottura nel rinforzo in FRP (oppure la tensione circonferenziale a rottura σ_j), la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato nella colonna a sezione rettangolare può essere predetta facendo uso di un modello di resistenza sviluppato per le colonne uniformemente confinate.

Gli autori propongono un fattore di forma k_s , definito come (Eq.[38]):

$$k_s = \frac{2R_c}{D} \quad [38],$$

con D il diametro di una colonna circolare equivalente e valutata come il lato di una colonna quadrata. In particolare, nel caso di una sezione rettangolare, D , deve essere considerato pari alla dimensione del lato maggiore. Ancora gli autori hanno definito la tensione circonferenziale di rottura del rinforzo in FRP, σ_j , come il valore della resistenza ultima a trazione del materiale composito e riferito al rapporto di confinamento f_l/f_{c0} espresso attraverso il parametro MCR . Gli autori suggerirono per valori di $MCR > 0.15$ di utilizzare il modello di Samaan per il calcestruzzo uniformemente confinato, per predire la curva tensioni-deformazioni sostituendo il rapporto di confinamento f_l/f_{c0} con il rapporto efficace di confinamento f_l'/f_{c0} . La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato secondo il modello di Samaan et al. (1998) è fornita da (Eq.[39]):

$$\frac{f_{cc}'}{f_{c0}'} = 1 + k_l \frac{f_l'}{f_{c0}'} \quad [39],$$

con il parametro di efficacia del confinamento $k_l = 6.0 f_l'^{0.3}$.

Wang e Restrepo (2001)

Wang e Restrepo proposero un modello per valutare la deformazione assiale di colonne quadrate e rettangolari confinate con FRP e rinforzate con staffe in acciaio. Tale modello fu calibrato sulla base di una campagna sperimentale condotta dagli stessi autori in cui tre colonne quadrate e tre colonne rettangolari confinate con FRP furono soggette a compressione semplice. Il confinamento esterno oltre ad evidenziare un incremento di resistenza e duttilità della colonna, mostrò anche la sua capacità nel prevenire l'instabilità trasversale delle barre longitudinali.

In Figura III-102 è mostrata la sezione trasversale di una colonna in cemento

armato a sezione rettangolare rinforzata esternamente con FRP ed internamente con staffe in acciaio. Come si evince dalla figura, le staffe in acciaio confinano il nucleo di calcestruzzo compresso tra le staffe e le barre longitudinali in acciaio. Nel calcestruzzo confinato con FRP l'effetto arco si sviluppa solo nella direzione orizzontale, mentre nel calcestruzzo confinato con staffe in acciaio l'effetto arco si sviluppa in due direzioni.

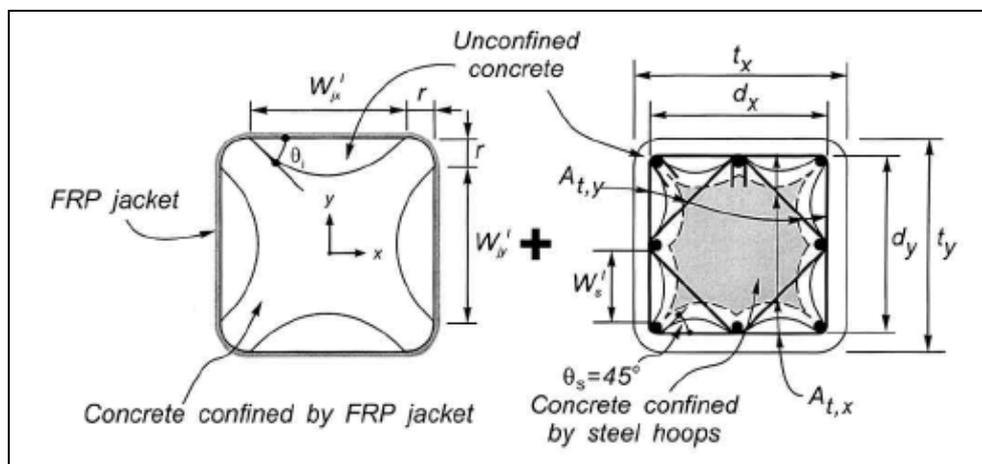


Figura III-102 -Area confinata in una sezione rettangolare per effetto del rinforzo esterno (FRP) e di quello trasversale interno.

In una colonna soggetta ad un carico centrato, questo è portato in parte dal calcestruzzo (P_c) ed in parte dalle barre longitudinali in acciaio (P_s), (Eq.[40]):

$$P = P_c + P_s \quad [40],$$

mentre il contributo dell'acciaio è facilmente individuabile come l'area delle armature longitudinali in acciaio per la tensione a cui lavorano, diverso è il discorso per quanto concerne il contributo del calcestruzzo tenendo conto che l'area della sezione trasversale, in parte risente del confinamento dovuto al solo FRP, ed in parte del confinamento dovuto al materiale composito e dalle staffe interne in acciaio, mentre una restante area non risulta alquanto confinata. A ciascuna di queste aree è associato un diverso valore della resistenza a compressione di calcestruzzo.

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinata, f'_{cc} , è data da (Eq.[41]):

$$f'_{cc} = k_c f'_c \quad [41],$$

in cui f'_c è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo non confinato, e k_c è il parametro rappresentativo dell'incremento della resistenza a

compressione. Il parametro k_c dallo stato tensionale biassiale indotto dalla pressione laterale di confinamento ed è dato da (Eq.[42]):

$$k_c = \alpha_1 \alpha_2 \quad [42],$$

in cui a_1 è un parametro rappresentativo dell'incremento di resistenza che considera il calcestruzzo soggetto ad uno stato tensionale triassiale con una pressione di confinamento biassiale, e a_2 è un parametro riduttivo che tiene conto di qualsiasi variazione dallo stato tensionale biassiale.

Mander, Priestley e Park proposero per a_1 l'espressione (Eq.[43]):

$$\alpha_1 = 1.25 \left(1.8 \sqrt{1 + 7.94 \frac{F_l}{f_c'}} - 1.6 \frac{F_l}{f_c'} - 1 \right) \quad [43].$$

Gli autori propongono la seguente formulazione per il calcolo del parametro a_2 (Eq.[44]):

$$\alpha_2 = \left[1.4 \frac{f_l}{F_l} - 0.6 \left(\frac{f_l}{F_l} \right)^2 - 0.8 \right] \sqrt{\frac{F_l}{f_c'}} + 1 \quad [44].$$

Nelle Eq.[43] e [44] F_l e f_l rappresentano, rispettivamente, la massima e la minima pressione laterale di confinamento.

La pressione laterale di confinamento, dovuta ad un rinforzo esterno elastico ed a staffe interne in acciaio, per una colonna a sezione rettangolare può essere calcolato come segue.

Le pressioni laterali di confinamento dovute ad un rinforzo in FRP nelle direzioni x e y, $f_{l,jx}$ e $f_{l,jy}$ sono (Eq.[45]):

$$f_{l,jx} = \rho_{ix} f_j ; f_{l,jy} = \rho_{iy} f_j \quad [45],$$

avendo indicato con f_j la tensione nel rinforzo in FRP.

Le percentuali di rinforzo ρ_{jx} e ρ_{jy} sono definiti come (Eq.[46]):

$$\rho_{jx} = 2 \frac{t_j}{t_y} ; \rho_{jy} = 2 \frac{t_j}{t_x} \quad [46],$$

con t_j lo spessore del rinforzo in FRP e t_x e t_y le dimensioni della sezione trasversale della colonna.

Le pressioni di confinamento laterale indotte dalle staffe in acciaio nelle direzioni x ed y, $f_{l,sx}$ e $f_{l,sy}$ sono date da (Eq.[47]):

$$f_{l,sx} = \rho_{sx} f_{sb} ; f_{l,sy} = \rho_{sy} f_{sb} \quad [47],$$

con f_{sb} la tensione nelle staffe in acciaio.

Le percentuali di rinforzo ρ_{sx} e ρ_{sy} sono definite come (Eq.[48]):

$$\rho_{sx} = \frac{A_{t,x}}{sd_y}; \rho_{sy} = \frac{A_{t,y}}{sd_x} \quad [48],$$

in cui d_x e d_y sono le dimensioni della staffa nelle direzioni x ed y , $A_{t,x}$ ed $A_{t,y}$ sono le dimensioni dell'area della sezione trasversale della staffa parallele agli assi x ed y , mentre s è il passo delle staffe.

Occorre in primo luogo valutare le tensioni nel rinforzo esterno e nelle staffe in acciaio. A tal fine può essere ipotizzato che in regime di compressione centrata, le deformazioni trasversali nel calcestruzzo della colonna, nel rinforzo esterno e nelle staffe di acciaio siano uguali. Al fine di determinare le deformazioni trasversali viene considerato un modulo di Poisson per il calcestruzzo pari a 0.5, ossia il rapporto tra la deformazione trasversale e quella assiale. Le pressioni di confinamento f_j ed f_{sb} sono ottenute dalla legge costitutiva dei materiali come (Eq.[49]):

$$\begin{aligned} f_j &= E_p \varepsilon_t \text{ se } 0 \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{pu} \text{ oppure } f_j = 0 \text{ se } \varepsilon_t > \varepsilon_{pu}; \\ f_{sh} &= E_s \varepsilon_t \text{ oppure } f_{sh} = f_{sy} \end{aligned} \quad [49].$$

La pressione laterale di confinamento per effetto di entrambi i materiali è data quindi da (Eq.[50]):

$$f_l = f_{l,s} + f_{l,j} \quad [50].$$

Lam e Teng (2003)

Il comportamento dei provini cilindrici in calcestruzzo confinati con FRP è stato ampiamente investigato, ma lo stesso non può dirsi per le colonne a sezione rettangolare confinate con FRP per le quali il calcestruzzo non è uniformemente confinato e l'efficacia del confinamento è molto ridotta. Infatti, per queste colonne la pressione di confinamento varia lungo la sezione trasversale, e solo una parte del calcestruzzo è effettivamente confinata. Lam e Teng (2003) hanno proposto un modello per predire il legame tensione-deformazione per le colonne a sezione rettangolare rinforzate con FRP, il quale altro non è che un'estensione di un modello già proposto dagli stessi autori per le colonne circolari confinate con FRP basato sui risultati di campagne sperimentali eseguite su colonne circolari. Le colonne a sezione quadrata, essendo solo un caso particolare delle colonne a sezione rettangolare, sono solo menzionate dagli autori per l'applicabilità al loro modello.

In una colonna di calcestruzzo a sezione circolare, la pressione di confinamento è costante lungo la circonferenza, ignorando piccole variazioni che possono aversi a causa della disomogeneità del calcestruzzo. Nel momento in cui il

rinforzo in FRP si rompe, la pressione di confinamento attinge il suo massimo valore dato da (Eq.[51]):

$$f_l = \frac{2\sigma_j t}{d} = \frac{2E_{FRP}\varepsilon_j t}{d} \quad [51],$$

in cui σ_j è la pressione circonferenziale nel rinforzo in FRP, t è lo spessore totale del rinforzo in FRP, d è il diametro del nucleo confinato di calcestruzzo, E_{FRP} è il modulo elastico del FRP nella direzione circonferenziale, ed ε_j è la deformazione di trazione nella direzione circonferenziale del FRP a rottura. Nella direzione circonferenziale, essendo il materiale in FRP a comportamento elastico lineare sino a rottura, la tensione è legata alla deformazione dalla seguente formula (Eq.[52]):

$$\sigma_j = E_{FRP}\varepsilon_j \quad [52].$$

Dai test eseguiti su provini di calcestruzzo uniformemente confinati, è emerso che la deformazione circonferenziale del FRP, attinta a rottura, ε_b , è generalmente più piccola della deformazione di trazione ultima misurata attraverso test su campioni di FRP. Nel loro modello Lam e Teng propongono di assumere quale valore della ε_j (Eq.[51]) la deformazione a rottura circonferenziale, $\varepsilon_{b, rmp}$ misurata nel rinforzo in FRP, piuttosto che la deformazione ultima a rottura del materiale in FRP misurata attraverso test su campioni, come suggerito nella maggior parte dei modelli esistenti per il calcestruzzo confinato con FRP. La deformazione circonferenziale a rottura, $\varepsilon_{b, rmp}$, può essere relazionata alla deformazione a trazione ultima del materiale in FRP, ε_{jrp} , attraverso un fattore di efficacia k_ε definito da Pessiki et al. 2001, come (Eq.[53]):

$$\varepsilon_{b, rmp} = k_\varepsilon \varepsilon_{jrp} \quad [53].$$

Il valore di k_ε si è dimostrato variabile in funzione della tipologia di FRP. Un valore medio di k_ε pari a 0.586 è stato desunto da test sperimentali eseguiti su provini di calcestruzzo circolari confinati con fibre di carbonio. Il grado di confinamento offerto da un rinforzo in FRP è comunemente rappresentato da un rapporto di confinamento, definito come il rapporto tra la massima pressione di confinamento f_l e la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato, f_{c0} .

Estese campagne sperimentali hanno evidenziato che la curva tensioni-deformazioni del calcestruzzo uniformemente confinato con FRP, si caratterizza per un comportamento monotono ascendente bilineare, se la frazione volumetrica di FRP supera un valore di soglia. Per alcuni calcestruzzi confinati con FRP, sia la resistenza che la deformazione assiale ultima sono raggiunte simultaneamente e risultano incrementate significativamente.

Altri test sperimentali hanno dimostrato, invece, che una curva tensioni-

deformazioni bilineare non può essere ricavata per il calcestruzzo confinato, poiché la curva tensioni-deformazioni presenta un ramo post-picco discendente, e la resistenza massima a compressione del calcestruzzo confinato è raggiunta prima della rottura del rinforzo in FRP.

Dati sperimentali mostrano che un sufficiente confinamento con FRP per l'incremento di resistenza del calcestruzzo, può essere ottenuto se il rapporto di confinamento, f_l/f_{co} , con la f_l ottenuta dalle Eq.[51] e [53] è maggiore di 0.07.

Da notare che un confinamento sufficiente come sopra definito, non garantisce una curva tensione-deformazione ascendente bilineare per il calcestruzzo confinato, ma assicura degli incrementi di resistenza del calcestruzzo. E' necessario mettere in risalto che, anche qualora la quantità di confinamento con FRP fosse insufficiente ad assicurare un incremento di resistenza, possono ottenersi incrementi significativi in termini di duttilità.

Nella Figura III-103 è riportata l'area efficacemente confinata per una colonna rettangolare con gli spigoli arrotondati, di altezza b minore dell'altezza b . Il rapporto b/b definisce la forma di una sezione rettangolare. Al fine di incrementare l'efficacia del confinamento di una colonna confinata con FRP, è raccomandato un arrotondamento degli spigoli, ma per la presenza dell'armatura interna in acciaio, il raggio di curvatura degli spigoli R_c è di solito limitato. Studi sul calcestruzzo confinato con acciaio, hanno portato all'osservazione che in una sezione rettangolare, l'area di calcestruzzo efficacemente confinato, è delimitata da quattro parabole del secondo ordine (Figura III-103), mentre le aree di calcestruzzo esterne a queste parabole non risentono dell'efficacia del confinamento. Queste parabole del secondo ordine che delimitano l'area efficacemente confinata, intersecano gli spigoli arrotondanti della sezione trasversale secondo delle rette inclinate di 45° (Figura III-103).

La ridotta efficacia di un confinamento con FRP eseguito su una sezione rettangolare rispetto a una circolare, è stata confermata anche dalle evidenze sperimentali, ma nonostante questa ridotta efficacia, la crisi di una colonna rettangolare di calcestruzzo rinforzata con FRP avviene sempre per la crisi del materiale composito.

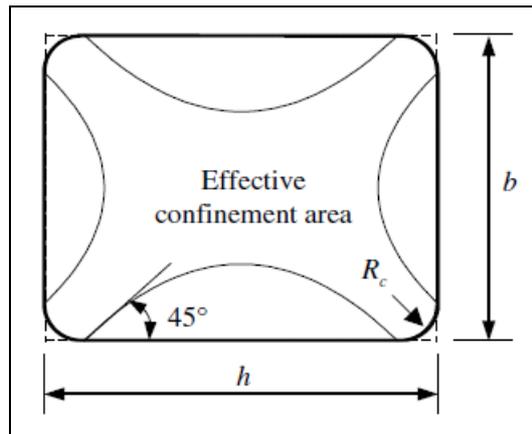


Figura III-103 -Calcestruzzo effettivamente confinato in una colonna rettangolare.

A causa della non uniformità del confinamento in una sezione rettangolare, per una data deformazione assiale, lo stato tensionale del calcestruzzo varia all'interno della sezione. L'approccio comunemente seguito consta nel definire lo stato tensionale nel calcestruzzo come tensione assiale media, data dal rapporto tra il carico e l'area della sezione trasversale, per tale motivo il termine “media” è generalmente omissivo.

Per una sezione rettangolare, la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato può essere espressa come (Eq.[54]):

$$\frac{f'_c}{f'_{c0}} = 1 + k_1 k_{s1} \frac{f_l}{f'_{c0}} \quad [54],$$

dove f_l è la pressione di confinamento equivalente in una colonna circolare (Eq.[51]), mentre il coefficiente k_l è assunto pari a 3.3.

La Eq.[54] richiede la definizione di una colonna circolare equivalente ed un fattore di forma.

La colonna circolare equivalente è definita come quella avente un diametro D pari alla lunghezza della diagonale della sezione, ossia (Eq.[55]):

$$D = \sqrt{h^2 + b^2} \quad [55].$$

Questo significa che la colonna circolare equivalente circoscrive la sezione rettangolare. La deformazione a rottura del rinforzo in FRP della colonna circolare equivalente, $\varepsilon_{f,r}$, è assunta pari alla deformazione circonferenziale a rottura $\varepsilon_{h,r,FRP}$, trovata per le sezioni circolari confinate con FRP (Eq.[53]).

Il fattore di forma dipende dall'area di calcestruzzo effettivamente confinata e

dall'”aspect ratio”.

L'area di calcestruzzo effettivamente confinata è solo quella inclusa all'interno di parabole del secondo ordine aventi in corrispondenza degli spigoli tangente pari a 45°, pertanto il rapporto di forma k_s è esprimibile come (Eq.[56]):

$$k_s = \frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left(\frac{(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2}{3A_g} \right) - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad [56],$$

con A_g l'area della sezione trasversale della colonna con gli spigoli arrotondati, e ρ_{sc} è la percentuale di armatura longitudinale in acciaio rispetto all'area della sezione trasversale.

L'area della sezione trasversale della colonna può essere valutata come (Eq.[57]):

$$A_g = bh - (4 - \pi)R_c^2 \quad [57].$$

Secondo l'Eq.[56] la percentuale dell'area effettivamente confinata diventa negativa nel caso in cui l'”aspect ratio” definito come il rapporto b/h eccede il valore di 2.62 e gli spigoli non sono arrotondati.

Pertanto nel modello sviluppato dagli autori l'area efficacemente confinata è racchiusa da quattro parabole con la pendenza iniziale delle parabole identica alle direzioni delle diagonali (Figura III-104):

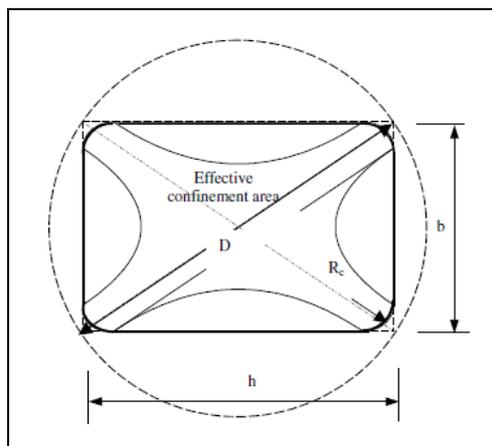


Figura III-104 -Area confinata nel modello proposto da Lam e Teng.

La tangente iniziale delle parabole nel caso delle sezioni quadrate assume nuovamente un'inclinazione di 45°.

La percentuale di area effettivamente confinata A_e/A_c è data quindi da (Eq.[58]):

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left((b/b)(b-2R_c)^2 + (b/b)(b-2R_c)^2 / (3A_g) \right) - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad [58].$$

Il fattore di forma k_{s1} è definito come (Eq.[59]):

$$k_{s1} = \left(\frac{b}{b} \right)^2 \frac{A_e}{A_c} \quad [59].$$

Campione e Miraglia (2003)

Il modello proposto dagli autori consente di valutare la pressione di confinamento nelle condizioni ultime considerando l'area della sezione trasversale efficacemente confinata, e di determinare la deformazione ultima corrispondente alla rottura del materiale composito attraverso un approccio energetico semplificato.

Come già detto, l'efficacia del confinamento con FRP è minore nel caso di una sezione prismatica rispetto ad una sezione circolare, e questo è imputabile alla concentrazione di tensioni in corrispondenza degli spigoli della sezione, ed ancora alla minore area di calcestruzzo efficacemente confinata in una colonna prismatica rispetto ad una circolare. Per tale motivo, allo scopo di ottenere nelle colonne rinforzate con FRP aventi una sezione trasversale di forma prismatica, un comportamento simile in termini di resistenza, a quello delle colonne aventi una sezione trasversale di forma circolare, è necessario incrementare la frazione volumetrica di FRP (definita come il rapporto tra l'area di composito nella sezione trasversale e l'area della sezione trasversale di calcestruzzo), oppure trasformare una sezione prismatica in una con gli spigoli arrotondati. A tal fine è possibile modificare la forma della sezione trasversale, prima dell'applicazione con FRP, aggiungendo del calcestruzzo sui lati della sezione prismatica, sino ad ottenere una sezione avente la forma desiderata.

Gli autori hanno proposto un modello specifico per le sezioni prismatiche di forma quadrata, in cui il coefficiente di forma k_e , che consente di passare da una pressione di confinamento, f_c , specifica per le sezioni uniformemente confinate (colonne circolari confinate con FRP), alla pressione di confinamento, f'_c , che si ha nel caso di sezioni di forma quadrata, è espresso come rapporto tra l'area effettivamente confinata, A_e , e l'area totale di calcestruzzo, A_{cc} , assumendo che solo il calcestruzzo contenuto all'interno di quattro parabole del secondo ordine che intersecano gli

spigoli a 45° è effettivamente confinato, e quale area totale quella di calcestruzzo contenuta all'interno del rinforzo in FRP, escludendo l'area dell'armatura longitudinale. Tale coefficiente di forma può essere ricavato mediante l'Eq.[60]:

$$k_e = \frac{A_e}{A_c} \quad [60].$$

L'area di calcestruzzo racchiusa dal confinamento con FRP, valutata al netto dell'armatura longitudinale, può essere ottenuta come (Eq.[61]):

$$A_c = A_s (1 - \rho_s) \quad [61],$$

con, ρ_s , la percentuale di armatura longitudinale, A_s , rispetto all'area della sezione trasversale A_c .

Pertanto, l'incremento di resistenza dovuto alla pressione laterale efficace, f'_l , dipende dalla pressione laterale di confinamento, f_l , assunta uniformemente distribuita sulla sezione di calcestruzzo secondo la seguente relazione (Eq.[62]):

$$f'_l = k_e f_l \quad [62].$$

Al fine di determinare la pressione di confinamento efficace, è possibile riferirsi all'equilibrio della sezione trasversale della colonna, assunta come un corpo rigido (Figura III-105), soggetta ad una pressione di confinamento distribuita e a forza localizzate nell'FRP nelle condizione ultime.

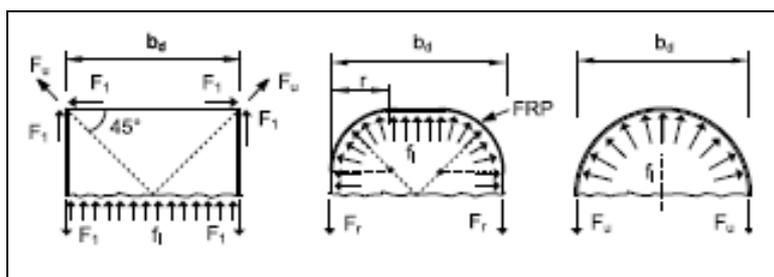


Figura III-105 -Pressione laterale di confinamento nelle sezioni rinforzate con FRP.

Si ipotizza che tutte le sezioni trasversali della colonna siano nelle stesse condizioni lungo l'altezza della colonna, per la presenza di un rinforzo in FRP continuo.

In maniera semplificata, la tensione di rottura, f_r , è relazionata alla resistenza a trazione del materiale in FRP, f_s , tenendo conto degli effetti legati al raggio di arrotondamento degli spigoli, r , attraverso la relazione (Eq.[63]):

$$f_r = f_u \left[\left(1 - \frac{\sqrt{2}}{2} k_i \right) \frac{2r}{b_d} + k_i \frac{\sqrt{2}}{2} \right] \quad [63],$$

con k_i un fattore riduttivo della tensione, determinato sperimentalmente, di valore pari a 0.2121.

Considerando l'equilibrio delle forze nella sezione trasversale di Figura III-105, soggetta ad una pressione di confinamento interna f_i , ed a forze concentrate in corrispondenza delle estremità libere del FRP, è possibile ottenere l'espressione della pressione efficace, f_r , per i casi di Figura III-105.

Per una sezione rettangolare con gli spigoli arrotondati la pressione laterale di confinamento vale (Eq.[64]):

$$f_i = \frac{2t f_r}{b_d} \quad [64].$$

Per la determinazione del fattore di efficacia del confinamento, k_e , può ipotizzarsi che per una sezione rettangolare, c'è una riduzione del nucleo di calcestruzzo effettivamente confinato, che può assumersi analogamente al caso del calcestruzzo confinato con staffe in acciaio, come quello compreso all'interno di parabole del secondo ordine con una tangente iniziale in corrispondenza degli spigoli pari a 45°.

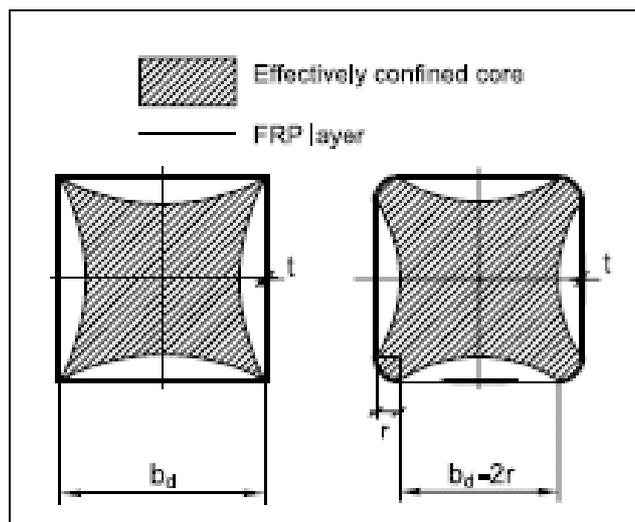


Figura III-106 -Area di calcestruzzo effettivamente confinata nel caso di sezione rettangolare.

Per una sezione rettangolare con gli spigoli arrotondati può assumersi, come suggerito dalla sperimentazione, che la presenza degli spigoli arrotondati produce in

corrispondenza degli stessi una maggiore area confinata rispetto al caso in cui gli spigoli siano vivi (Figura III-106). Sulla base di quanto osservato, è possibile ottenere il fattore di efficacia del confinamento, k_e , nel caso di una sezione rettangolare con gli spigoli smussati come (Eq.[65]):

$$k_e = \frac{\left[b_d^2 - 4 \left(r^2 - \frac{\pi r^2}{4} \right) \right] - \frac{2}{3} (b_d - 2r)^2}{b_d^2 - 4 \left(r^2 - \frac{\pi r^2}{4} \right)} \quad [65].$$

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP, f'_c è ricavabile dalla espressione [66]:

$$\frac{f'_c}{f'_{c0}} = 1 + k_e \frac{f_l}{f'_{c0}} \quad [66],$$

il cui significato dei termini è stato già chiarito, ed assumendo un coefficiente di efficacia del confinamento, k_e , pari a 2, derivante da un'analisi di regressione lineare con un coefficiente di correlazione pari all'88%.

Kumutha et al. (2007)

Nel caso di colonne circolari confinate con FRP, la resistenza del calcestruzzo confinato può essere espressa come (Eq.[67]):

$$f_{cc} = f_{c0} + k_l f_l \quad [67],$$

con f_{c0} la resistenza del calcestruzzo non confinato, k_l un parametro di efficacia del confinamento, ed f_l la pressione laterale di confinamento. La pressione laterale di confinamento, nel caso delle sezioni circolari, è ben noto essere uniformemente distribuita lungo la sezione circolare, e può essere relazionata alla quantità ed alla resistenza del FRP attraverso la seguente relazione(Eq.[68]):

$$f_l = \frac{2t}{D} f_{frp} = \frac{\rho_{frp} f_{frp}}{2} \quad [68],$$

avendo indicato con t lo spessore del rinforzo in FRP, con D il diametro della sezione trasversale in calcestruzzo, con f_{frp} la resistenza a trazione del FRP nella direzione circonferenziale, ed infine con ρ_{frp} la frazione volumetrica di FRP ($4t/D$). Gli autori hanno proposto un modello analitico per la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP, f'_{cs} , nelle colonne di sezione trasversale rettangolare simile all'Eq.[68], sostituendo la pressione di confinamento, f_l , con una pressione efficace, f'_l . La resistenza a compressione del calcestruzzo

confinato, f'_c , è definita come la tensione assiale media in corrispondenza del carico massimo. La pressione efficace di confinamento per le sezioni rettangolari, f'_l , può calcolarsi come (Eq.[69]):

$$f'_l = k_s f_l \quad [69],$$

dove k_s è un fattore di forma della sezione trasversale, mentre f_l è la pressione laterale di confinamento per una colonna avente sezione circolare.

Gli autori, per una colonna rettangolare, definiscono una colonna equivalente di sezione circolare avente la stessa percentuale volumetrica di FRP.

Così facendo, la pressione laterale di confinamento fornita dall'FRP, f'_l , per la colonna circolare equivalente può essere valutata attraverso l'Eq.[68], con la frazione volumetrica di FRP data da (Eq.[70]):

$$\rho_{f'lp} = \frac{2(B+H)t}{BH} \quad [70],$$

dove B e H sono la base e l'altezza, rispettivamente, della sezione rettangolare.

Attraverso un'analisi di regressione lineare, gli autori hanno proposto la seguente relazione tra il rapporto di confinamento, (f'_l/f'_c) , e il rapporto di resistenza (f'_c/f_{c0}) (Eq.[71]):

$$\frac{f'_c}{f_{c0}} = 1 + 0.93 \frac{f'_l}{f_{c0}} \quad [71].$$

Wu e Wang (2009)

Per le colonne prismatiche confinate con FRP ci sono diversi parametri che influiscono sul rapporto di resistenza, (f'_c/f'_{c0}) , ma allorché tutti i parametri sono fissati, e la sola variabile considerata è il rapporto di smussatura degli spigoli, ρ , inteso come il rapporto tra il raggio di smussatura dello spigolo e metà della larghezza della colonna, $2r/b$. Il rapporto di resistenza è espresso come (Eq.[72]):

$$\frac{f'_c}{f'_{c0}} = 1 + C \cdot f(\rho) \quad [72],$$

dove $f(\rho)$ è un fattore di forma, funzione del rapporto di smussatura degli spigoli. Il fattore di forma può essere valutato come (Eq.[73]):

$$k_s = f(\rho) = \rho^\alpha \quad [73],$$

con il coefficiente α assunto pari a 0.72, mentre k_s è pari a 0 nel caso di una

sezione prismatica, e pari ad 1 nel caso di una sezione circolare.

Il modello proposto dagli autori nel caso delle sezioni prismatiche è (Eq.[74]):

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 2.23 \rho^{0.73} \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right)^{0.96} \quad [74],$$

con f_l la pressione di confinamento, che può valutarsi come (Eq.[75]):

$$f_l = \frac{2 f_{frp} t}{b} = \frac{2 E_{frp} \varepsilon_{frp} t}{D} \quad [75],$$

dove con f_{frp} , E_{frp} e t , si è indicata la tensione, il modulo elastico e lo spessore del materiale composito in FRP, rispettivamente.

Lignola et al. (2009)

Gli autori hanno proposto un modello per il confinamento delle sezioni prismatiche confinate con FRP. L'efficacia del confinamento è valutata in ogni punto della sezione trasversale considerando un modello plastico per il calcestruzzo soggetto ad uno stato tensionale triassiale. Il modello traccia il campo delle pressioni laterali all'interno della sezione trasversale, e consente di valutare, per ogni livello del carico, lo stato tensionale multi assiale. La relazione tra la deformazione laterale e quella assiale fornisce un requisito fondamentale per predire la risposta della colonna di calcestruzzo e del rinforzo esterno in FRP in un modello di confinamento passivo. La superficie di crisi delle resistenze (Figura III-107), $\rho = r(\theta, \xi) f'_c$, è formulata nello spazio tensionale di Haigh-Westergaard attraverso le coordinate cilindriche della lunghezza idrostatica (ξ), del deviatore della lunghezza (ρ) e dell'angolo di Lode (θ). Nell'equazione della superficie di crisi l'unica incognita è la resistenza del calcestruzzo confinato, f'_{cc} , che può essere valutata iterativamente. Il citato modello è alla base dell'equazione proposta da Mander et al. (1988), per valutare la resistenza del calcestruzzo soggetto ad uno stato tensionale triassiale, f'_{cc} , per effetto di una pressione laterale di confinamento f'_l (Eq.[76]):

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} - 1.25 \quad [76],$$

in cui $f'_l/f'_c < 1.3$.

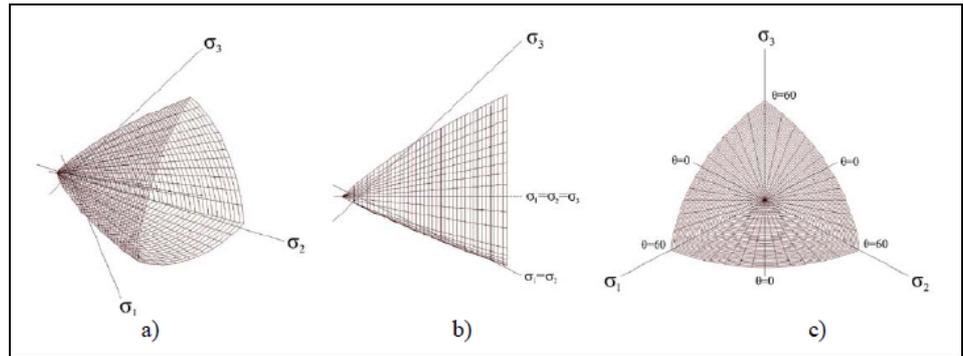


Figura III-107 –Superficie di crisi della resistenza (a); nel piano di Rendulic (b); nel piano deviatorico(c).

Gli autori hanno altresì proposto un modello semplificato per il confinamento di sezioni prismatiche e rettangolari allungate. Secondo tale modello semplificato, il campo delle tensioni di confinamento è parallelo al lato lungo della sezione trasversale, trascurando in questo modo il confinamento lungo il lato corto, e la pressione di confinamento può valutarsi come (Eq.[77]):

$$f_l' = 2 \frac{tE_f \epsilon_{FRP}}{b} \tag{77},$$

con l'altezza b della sezione trasversale minore della base b .

Ipotizzando un valore nullo della tensione principale minima, la pressione laterale di confinamento f_l' , pari alla tensione principale intermedia, e la tensione del calcestruzzo confinato, f_c' , come tensione principale massima, è possibile utilizzare la seguente equazione approssimata per la superficie di crisi (Eq.[78]):

$$\frac{f_{cc}'}{f_c'} = 1 + 1.42 \frac{f_l'}{f_c'} - 1.40 \left(\frac{f_l'}{f_c'} \right)^2 + 0.30 \left(\frac{f_l'}{f_c'} \right)^3 \tag{78}.$$

III.7 Modelli di confinamento per le colonne cave

Lignola et al. (2009) hanno proposto un modello semplificato per il confinamento delle sezioni circolari cave, nel quale si trascurano le variazioni di tensione circonferenziale e radiale, σ_θ ed σ_r (definite in Eq.[79]) lungo il raggio della sezione trasversale. A seguito di un'analisi di regressione lineare, gli autori hanno proposto la seguente equazione per valutare il rapporto di resistenza (Eq.[79]):

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 2.3644 \frac{f'_l}{f'_{c0}} - 7.7246 \left(\frac{f'_l}{f'_{c0}} \right)^2 + 15.832 \left(\frac{f'_l}{f'_{c0}} \right)^3 - 18.447 \left(\frac{f'_l}{f'_{c0}} \right)^4 +$$

$$+ 10.932 \left(\frac{f'_l}{f'_{c0}} \right)^5 - 2.6128 \left(\frac{f'_l}{f'_{c0}} \right)^6$$

[79]

con $f'_l/f'_c < 1.35$.

Nel caso di un cilindro cavo con uno spessore della parete considerevole, R_i , rispetto al raggio esterno, R_e , è molto conservativo utilizzare la Eq.[79], ed è consigliata una interpolazione lineare tra la citata equazione e l'Eq.[80]

$$f'_{cc,TRLAX} = f'_{c0} \left(2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f'_l}{f'_{c0}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} - 1.25} \right)$$

[80],

riferita ad un calcestruzzo soggetto ad uno stato tensionale triassiale per effetto di una pressione laterale di confinamento, ottenendo così l'equazione (Eq.[81]):

$$f'_{cc} = f'_{cc,TRLAX} \left(1 - \frac{R_i}{R_e} \right) + f'_{cc} \left(\frac{R_i}{R_e} \right)$$

[81],

che converge a l'Eq.[80] nel caso di una sezione solida (dove $R_i=0$). La pressione laterale di confinamento, f'_l , può essere valutata come (Eq.[82]):

$$f'_l = \left[\frac{E_f t}{(1 - \nu_f)} \frac{R_e}{R_e^2 - R_i^2} \right] \varepsilon_\theta$$

[82],

in cui si è indicato con ν_f il modulo di Poisson del FRP, e con ε_θ la deformazione del FRP in corrispondenza del carico massimo.

III.8 Modelli di confinamento per le colonne rettangolari allungate

Tan et al. (2002)

Gli autori hanno proposto un modello semplificato per il calcolo dell'incremento di resistenza del carico assiale di una colonna in cemento armato confinata con FRP di forma rettangolare di dimensioni $b \times h$, con $b < h$. Seguendo

l'approccio proposto da Mander et al. (1988), il coefficiente di efficacia del confinamento per una sezione rettangolare allungata, è definito come il rapporto tra l'area di calcestruzzo efficacemente confinata e l'area del nucleo di calcestruzzo (Eq.[83])

$$k_e = 1 - \frac{\sum (w_{jx}^2 + w_{jy}^2)}{[6(1 - \rho_s)bh]} \quad [83]$$

il cui significato dei simboli è riportato in Figura III-108, avendo la possibilità di scegliere tra i modelli (a) e (b).

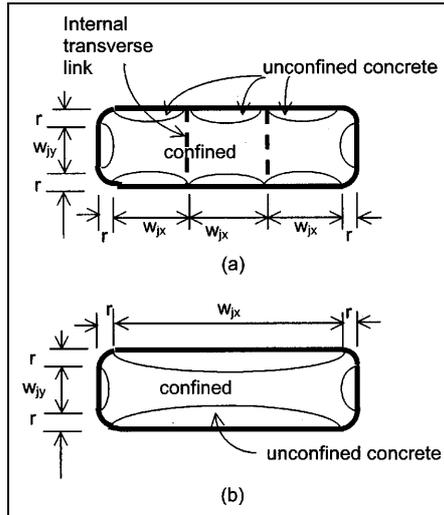


Figura III-108 –Area efficacemente confinata in una sezione rettangolare allungata (a) Modello1, (b) Modello 2.

La pressione laterale di confinamento dovuta al materiale composito nella direzione lunga, x , e nella direzione corta, y , sono pari a (Eq.[84]):

$$\begin{aligned} f_{lx} &= 2(2t_p / b) k_e f_{tf} ; \\ f_{ly} &= 2(2t_p / h) k_e f_{tf} \end{aligned} \quad [84],$$

in cui t_p è lo spessore del materiale composito, f_{tf} è la tensione nella direzione trasversale del FRP in corrispondenza del carico di picco della colonna, pari a $E_f \epsilon_{fj}$, con ϵ_{fj} la deformazione del FRP nella direzione trasversale.

Nota la pressione laterale di confinamento, attraverso le Eq.[41]-[44] è possibile calcolare l'incremento di resistenza del calcestruzzo per effetto del materiale composito.

Maalej et al. (2009)

Il modello proposto consente di tracciare il digramma carico-spostamento di una sezione rettangolare allungata sia rinforzata che non, il quale diagramma è costituito da un primo ramo parabolico ascendente, e da un secondo ramo lineare discendente. I contributi offerti al carico sostenuto dalla colonna, sono forniti nel ramo ascendente dal nucleo di calcestruzzo, dal copriferro, dal rinforzo interno in acciaio, e dal rinforzo esterno in FRP.

Utilizzando un'espressione fornita da Richart et al., la resistenza di picco di un calcestruzzo confinato con FRP può essere calcolate come (Eq.[85]):

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_f f_l \quad [85],$$

in cui f_l è la pressione laterale di confinamento nel caso di una sezione circolare, e k_f è un coefficiente di efficacia del confinamento che può essere valutato attraverso una formula fornita da Saatcioglu e Razvi (Eq.[86]):

$$k_f = 6.7 f_l^{-0.17} \quad [86].$$

Nell'Eq.[86], la pressione laterale di confinamento offerta dal rinforzo interno in acciaio, per una sezione di forma rettangolare, può essere valutata come (Eq.[87]):

$$f_l = \frac{\sum A_{st} f_{yt}}{s b_c} \quad [87]$$

dove A_{st} , f_{yt} , s ed b_c sono, rispettivamente, l'area della sezione trasversale, la tensione allo snervamento, il passo delle staffe, e la dimensione del lato della sezione lungo il quale è attivata la pressione di confinamento.

Per le colonne confinate con FRP, l'effetto del confinamento fornito dal materiale composito deve essere aggiunto alla pressione laterale di confinamento fornita dal rinforzo interno in acciaio per ottenere la pressione laterale di confinamento agente complessivamente sul nucleo di calcestruzzo.

Come avviene nel caso del rinforzo interno in una sezione rettangolare, la pressione di confinamento è non uniforme ma massima negli spigoli e minore lungo i lati della sezione. Per determinare la pressione di confinamento esercitata dal rinforzo in FRP, la sezione rettangolare è trasformata in una sezione circolare di area equivalente (Figura III-109), rinforzata con lo stesso quantitativo di strisce verticali e trasversali di materiale composito.

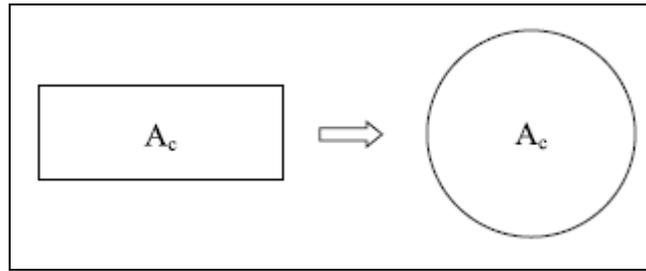


Figura III-109 –Trasformazione di una sezione rettangolare in una circolare equivalente.

La pressione laterale di confinamento fornita sia dalle strisce verticali che da quelle orizzontali, può essere determinata, attraverso un'equazione di equilibrio come segue (Eq.[88]):

$$f_{la} = \frac{(E_{a-0}N_{la-0} + E_{a-90}N_{la-90})\varepsilon_a t_a}{R_a} \quad [88],$$

dove E_{a-0} ed E_{a-90} sono i moduli elastici del FRP delle fibre disposte in direzione verticale e trasversale, rispettivamente, N_{la-0} ed N_{la-90} rappresentano il numero di strati di FRP nella direzione longitudinale e trasversale, ε_a è la deformazione a trazione del FRP, t_a è lo spessore del FRP, ed R_a rappresenta il raggio della colonna circolare equivalente. Nel momento in cui la massima pressione laterale di confinamento fornita dal rinforzo trasversale è attinta, il rinforzo trasversale in acciaio snerva, e si assume che la massima pressione laterale di confinamento fornita dal FRP si consegue quando la deformazione di trazione nell'FRP è uguale alla deformazione allo snervamento del rinforzo trasversale in acciaio (Eq.[89]):

$$f_{la} = \frac{f_{yt} (E_{a-0}N_{la-0} + E_{a-90}N_{la-90})t_a}{E_{st} R_a} \quad [89].$$

Per determinare l'area di calcestruzzo efficacemente confinata (Figura III-110), si assume che essa è racchiusa da parabole del secondo ordine aventi tangenti iniziali pari a 45°. L'area di calcestruzzo non confinata può essere calcolata come (Eq.[90]):

$$A_e = \sum_{i=1}^2 2 \int_0^{w_x/2} (-1)^{i+1} \left(\frac{b_{cy}}{2} - y_i \right) dx + 2 \frac{w_y^2}{6} - 2 \int_0^{x_1} (y_2 - y_1) dx \quad [90],$$

il cui significato dei simboli è riportato in Figura III-110

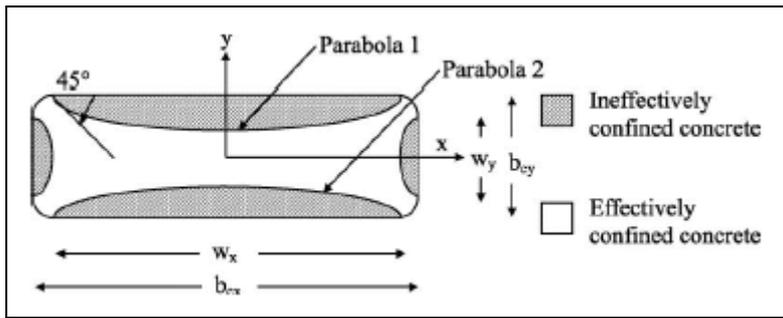


Figura III-110 –Area di calcestruzzo efficacemente confinata.

Dopo aver calcolata l'area in cui il confinamento è inefficace, il coefficiente di efficacia del confinamento, k_e , e la pressione laterale efficace $f_{la,e}$ fornite dal rinforzo in FRP possono essere valutate come segue (Eq.[91]-[92]):

$$k_e = \frac{A_t - A_{te}}{A_t} \tag{91}$$

$$f_{la,e} = k_e f_{la} \tag{92}$$

La pressione laterale di confinamento fornita dal FRP può essere così aggiunta a quella fornita dal rinforzo in acciaio per ottenere la pressione laterale di confinamento totale.

Bibliografia

Braga, F., and Laterza, M. (1998). "A new approach to the confinement of RC columns." *Proc., 11th European Conf. on Earthquake Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Campione, G., and Miraglia, N. (2003) "Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP", *Cement & Concrete Composites*, Vol.25, 31-41.

Chen, W.F. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw Hill, New York.

Cosenza E and Prota A (2006) "Experimental Behavior and Numerical Modeling of Smooth Steel Bars under Compression", *Journal of Earthquake Engineering*, 10(3):313-329.

Fam, Amir Z. and Rizkalla, Sami H., (2001) "Confinement Model for Axially Loaded Concrete Confined by FRP Tubes," *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.4, July-August 2001(b), pp.251-461.

Gardner, N. J., (1969), "Triaxial Behavior of Concrete," *ACI JOURNAL*, Proceedings, V. 66, No. 2, Feb., pp. 136-146.

Gigliotti, R. (1998). "Concrete confinement and ductility of the RC members." *Thesis*, Structural Engineering, Univ. della Basilicata, Potenza, Italy (in Italian).

Hsu, T.T.C., Slate, F.O., Sturman, G.M. and Winter, G. (1963). Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve. *ACI Journal Proceedings*, 60(2), 209-224.

Kato, D., Kanaya, J., and Wakatsuki, K. (1995). "Buckling strains of main bars in reinforced concrete members." *Proc., 5th East Asia and Pacific Conf. in Chapter 3 Modeling Hollow Sectional Behavior* 194 *Structural Engineering and Construction EASEC-5*, Gold Coast, Australia, 699–704.

Kumutha, R., Vaidyanathan, R., and Palanichamy, M. S. (2007) "Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP". *Cement & Concrete Composites*, Vol.29, 609-615.

Lam, L., and Teng, J.C. (2003) "Design oriented stress-strain model for oriented concrete in rectangular columns", *Journal Reinforced Plastic and Composites*, 22(13), 1149-1185.

Lignola, G.P, Prota, A., Manfredi, G., and Cosenza, E. (2009) "Analysis of concrete hollow piers behavior:benefits of FRP confinement", *Journal of Advanced structural engineering*, 1(1), 17-34.

Maalej, M., Tanwongsva, S., and Paramasivam, P. (2003) "Modeling of

rectangular RC columns strengthened with FRP”, *Cement & Concrete Composites*, Vol.25, 263-276.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., (1988a). Theoretical stress–strain model for confined concrete. *Journal of the Structural Division ASCE* 114, 1804– 1826.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., (1988b). Observed stress–strain behavior of confined concrete. *Journal of the Structural Division ASCE* 97, 1969-1990.

Masia, M.J. and Shrive, N.G., (2003). Carbon Fiber Reinforced Polymer Wrapping for the Rehabilitation of Masonry Columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(4), 734-744.

Mirmiran, A., Shahawy, M., Samman, M., El Echary, H., Mastrapa, J.C., and Pico, O. (1998). “Effect of column parameters on FRP confined concrete”. *J. Compos. Construct.* 2(4), 175-185.

Monti, G. and Nuti, C. (1992) “Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling,” *ASCE Journal of Structural Engineering* 118(12), 3268– 3285.

Nanni, A., and Bradford, N. M. (1995). “FRP jacketed concret under uniaxial compression”, *Constr. And Buil. Mat.*, 9(2), 115-124.

Pantazopoulou, S.J. and Mills, R.H. (1995). Microstructural Aspects of the mechanical response of plain concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 92, November-December, 605-616.

Pessiki, S., Harries, K. A., Kestner, J.T., Sause, R., and Ricles, J.M. (2001) “Axial behaviour of reinforced concrete columns confined with FRP jackets”, *J. Compos. Construct.*, ASCE, 5(4), 237-245.

Popovics, S. (1973). "A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete." *Cement and concrete research*, 3(5), 583-599.

Prota, A., Manfredi, G., Monti, G., Di Ludovico, M., and Lignola, G.P. (2009) “Retrofitting of existing RC buildings with FRP”. *Final Report ReLuis*.

Richart, F.E., Brandtzaeg, A., Brown, R.L., (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Engineering Experimental Station, University of Illinois, Bulletin no. 185.

Richart, F.E., Brandtzaeg, A., Brown, R.L., (1929). The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression. Engineering Experimental Station, University of Illinois, Bulletin no. 190.

Saatcioglu, M., and Razvi, S.R. (1992) “Strength and ductility of confined concrete”, *J Struct. Eng.*, ASCE, 118(6) 1590-1607.

Samaan, M., Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1998). “Model of concrete confined by fiber composites” *J. Struct. Engineer.*, ASCE, 124(9), 1025-1031.

Spiegelstra MR, Monti G. (1999) FRP-confined concrete model. *ASCE J*

Compos. Constr., 1999, 3(3):143-150.

Tan, K.W. (2002) “Strength enhancement of rectangular reinforced concrete columns using fiber-reinforced polymer”, *J Compos. Constr.*, ASCE, 6(3), 175-183.

Wang, Y. C., and Restrepo, J. I. (2001) “Investigation on concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer jackets”, *ACI Structural Journal* 98(3), 377-385.

William, K. J., and Warnke, E. P. (1975). “Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete.” *Proc., Int. Assoc. Bridge Structural Eng.*, 19, 1–30.

Wu, Y. F., and Wang, L. M. (2009) „Unified strength model for square and circular concrete columns confined by external jacket“, *J. Struct. Engineer.*, ASCE, 135(3), 253-261.

Yuan XF, Lam L, Teng JG, Smith ST (2001). FRP-confined RC columns under combined bending and compression: a comparative study of concrete stress-strain models. In: Teng JG, editor. *Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, 12–15 December, Hong Kong, China. *FRP Composites in Civil Engineering 2001*;I:749–58.

Capitolo IV

Linee guida per il confinamento di colonne in c.a. rinforzate con FRP

Un appropriato confinamento di elementi in c.a. può determinarne un miglioramento delle caratteristiche di resistenza e di duttilità.

La tecnica di confinamento mediante materiali compositi in FRP può anche svolgere la funzione di limitare il fenomeno di instabilizzazione delle barre longitudinali compresse, e di migliorare l'ancoraggio delle barre tese nei tratti di sovrapposizione.

Le linee guida internazionali forniscono equazioni di progetto per il rinforzo di colonne in c.a. aventi sezione trasversale circolare o rettangolare, mediante materiali compositi fibrorinforzati, soggette a carichi assiali.

Nel presente capitolo vengono considerate le formulazioni proposte dalle principali linee guida internazionali e messe a confronto tra loro. Tali formulazioni consentono di valutare, per le colonne in cemento armato confinate con FRP, sia l'incremento di resistenza che di duttilità del calcestruzzo.

I modelli tensione-deformazione possono essere raggruppati in due categorie principali:

- i modelli orientati alla progettazione (in cui la resistenza a compressione assiale, la deformazione assiale ultima, ed il comportamento tensione-deformazione dell'elemento confinato con FRP sono determinati utilizzando espressioni in forma chiusa calibrati principalmente sulla base dei risultati sperimentali), e
- i modelli orientati all'analisi (nei quali la costruzione della risposta

tensione-deformazione è ottenuta utilizzando una procedura numerica iterativa).

Studi eseguiti su colonne in cemento armato di sezione circolare e non, aventi dimensioni considerevoli (dimensione minima della sezione trasversale di 300 mm) sono stati condotti in numero limitato a causa dei costi elevati, ed all'assenza di macchine di prova di elevata capacità. Ciò ha impedito di investigare su importanti effetti che inficiano sul comportamento delle colonne confinate e che non sono tenuti in conto nella maggior parte dei modelli disponibili in letteratura, come:

- Le dimensioni della sezione trasversale;
- *L'aspect ratio* della sezione trasversale, e
- La dilatazione del calcestruzzo dipendente dall'effetto Poisson.

Nonostante queste problematiche, diversi sono i modelli proposti per il caso delle colonne non circolari (Wang e Restrepo 2001; Lam e Teng 2003; Maalej et al. 2003) che sono diventati le basi per le formulazioni di progetto fornite dalle linee guida internazionali.

In particolare, le formule di progetto presenti nelle principali linee guida internazionali (ACI Committee 440.2R 2002, S806 Canadian Standard Association; Concrete Society Technical Report 55 2004, fib Bulletin 14 2001, CNR DT200-2004) sono principalmente basate su colonne aventi sezione trasversale circolare, e successivamente modificate attraverso un "fattore di forma" o "fattore di efficienza". Questi fattori hanno lo scopo di tener conto della differente geometria della sezione trasversale, e dei conseguenti effetti sulla pressione di confinamento che non è più uniformemente applicata dal rinforzo in FRP come avviene per le sezioni circolari.

Le formulazioni messe a confronto sono inerenti alle americane "*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*" della American Concrete Institute (ACI 440.2R-02), alle canadesi "*Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers*" della Canadian Standard Association (CSA S806-02 2002), alle inglesi "*Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Material*" afferenti al Technical Report 55 della Concrete Society (TR 55 2004), alle francesi "*Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*" un Technical Report della federation internationale du beton (fib Bulletin 14 2001), e alle linee guida italiane "Progettazione, esecuzione e controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo dei compositi fibrorinforzati" CNR DT200-2004.

In questo raffronto normativo non sono incluse le linee guida giapponesi poiché queste non trattano in maniera esplicita il caso della compressione centrata. Queste linee guida, infatti, trattano solo l'incremento di duttilità in termini di *drift*

(spostamento relativo) per effetto delle azioni sismiche.

Le combinazioni dei carichi da considerare nel determinare la capacità di progetto di un elemento strutturale, sono affette da fattori amplificativi dei carichi (maggiori dell'unità) che tengono conto della probabilità che i carichi agenti possono essere maggiori di quelli attesi.

La capacità di progetto è anche funzione di coefficienti riduttivi che tengono conto della possibilità che le resistenze dei materiali sono inferiori a quelle calcolate.

Mentre tutte le linee guida hanno un approccio consistente nel considerare fattori amplificativi dei carichi (pur assumendo valori differenti per tali fattori), queste considerano fattori riduttivi della resistenza in maniera differente.

Per l'ACI i fattori riduttivi della resistenza (minori dell'unità) moltiplicano la capacità nominale calcolata per l'elemento, e sono dipendenti dalle forze interne: sforzo normale, taglio e flessione. Per la normativa canadese (CSA), l'inglese *Concrete Society*, la francese (*fib*) e l'italiana *CNR-DT200/2004*, i fattori riduttivi della resistenza sono applicati separatamente a ciascuno dei materiali costituenti l'elemento strutturale (calcestruzzo, acciaio e FRP) durante la fase di calcolo delle resistenze. Questi fattori di sicurezza dei materiali maggiori dell'unità sono indicati con γ , e sono utilizzati come divisori delle resistenze, ad eccezione della CSA (dove i coefficienti sono minori dell'unità ed utilizzati come moltiplicatori).

Per i materiali polimerici fibrorinforzati, l'ACI, la *Concrete Society* e la *CNR-DT200/2004* utilizzano ulteriori coefficienti di sicurezza che dipendono dal tipo di materiale composito, dal processo di fabbricazione, dal metodo di applicazione del materiale e dalle condizioni di esposizione ambientale. In Tabella IV-11 sono indicati i coefficienti riduttivi dei carichi ed i coefficienti di sicurezza dei materiali utilizzati dalle diverse linee guida straniere.

Tabella IV-11 -Coefficienti di sicurezza dei materiali delle linee guida (Rocca et al 2008)

Guideline	Strength reduction factors	Materials safety factors	FRP additional factors
ACI	$\phi=0.75$ (spiral) ^a $\phi=0.70$ (ties)	NA	$\psi_f=0.95$ C_f =function of the exposure conditions, fiber, and resin type
CSA	NA	$\gamma_c=0.60$ $\gamma_s=0.85$ $\gamma_f=0.75$	NA
Concrete Society	NA	$\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.05$ γ_m =function of type of composite material=1.25 for CFRP γ_k =function of type of composite material=1.1 for CFRP	γ_{mm} =function of the type of system and method of application or manufacture. For sheets applied by wet lay-up the recommended value is 1.2
fib	NA	$\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$ γ_f =function of the FRP type, application system, conditions of applications, quality control	NA

Note: NA=not applicable.

Nella Tabella IV-12 sono, invece, riportate le limitazioni delle diverse linee guida straniere ed i modelli da questi adottati.

Tabella IV-12 -Modelli utilizzati e limitazioni delle linee guida (Rocca et al. 2008)

Guideline	Cross-sectional type	Limitations	Type of model
ACI	Circular	None	Strength and maximum strain only
	Prismatic	• $b, h \approx 900$ mm • $h/b < 1.5$ • Minimum corner radius (r): 13 mm	Strength only
CSA	Circular	• Concentric axial loading	Strength only
	Prismatic	• Concentric axial loading • $h/b \approx 1.5$ • Minimum corner radius (r): 20 mm	Strength only
Concrete Society	Circular	• Concentric axial loading	Stress-strain, and strength and maximum strain
	Prismatic	• Concentric axial loading • Side dimension ≈ 200 mm • $h/b \approx 1.5$ • Minimum corner radius (r): 15 mm	Strength only
fib	Circular	• Concentric axial loading	Stress-strain, and strength and maximum strain
	Prismatic	• Concentric axial loading • Recommended: $15 \approx r \approx 25$ mm or as suggested by manufacturer	Strength and maximum strain

Le limitazioni riportate dalle linee guida sono inerenti: alle dimensioni massime della sezione trasversale, al massimo valore dell'*aspect ratio*, al valore minimo del raggio di curvatura degli spigoli, ed al tipo di carico cui sono soggette (concentrico).

Tutte le linee guida, ad eccezione del *fib*, impongono un valore massimo dell'“aspect ratio” pari ad 1.5 (e 2 nel caso del CNR) e stabiliscono che gli effetti del confinamento per valori dell'*aspect ratio* superiore a questo non devono essere considerati. Nessuna limitazione sul valore massimo della dimensione trasversale della

sezione è considerata da parte delle *CSA* o del *fib*. Un limite superiore sulla dimensione trasversale della colonna è fissato dalla *Concrete Society* in misura pari 200 mm, mentre l'*ACI* e la *CNR* pongono tale limite pari a 900 mm.

Le formulazioni di progetto suggerite dall'*ACI* e dal *fib* si basano su un modello per il confinamento del calcestruzzo con acciaio, infatti, queste derivano dal modello di Mander et al.(1998).

Nella Tabella IV-13 è riportata una sintesi delle espressioni fornite dalle linee guida per il calcolo della pressione efficace di confinamento (f_l), della massima resistenza a compressione del calcestruzzo (f'_{cc}), e della deformazione assiale ultima (ϵ_{ccu}) per le colonne in cemento armato a sezione rettangolare rinforzate con FRP.

Tabella IV-13 -Modelli proposti dalle linee guida per le sezioni rettangolari (Rocca et al. 2008)

Guideline	Effective confinement pressure f_l (MPa)	Confined concrete compressive strength for purpose of design f'_{cc} (MPa)	Ultimate axial compressive strain of confined concrete ϵ_{ccu}
ACI	$f_l = \frac{k_1 \rho_s \epsilon_{fc} E_f}{2(b-2r)^2 + (h-2r)^2}$, $\epsilon_{fc} = \text{lesser of } 0.004 \text{ and } 0.75\epsilon_{fu}$ $k_1 = 1 - \frac{\rho_l}{3bh(1-\rho_l)}$	$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right]$	Not provided
CSA	$f_l = \frac{2n_l f_{fc}}{D}$, $D = \text{lesser of } b \text{ and } h$ $f_{fc} = \text{lesser of } 0.004E_f \text{ and } \phi_f f_{fu}$	$f'_{cc} = 0.85f'_c + k_2 k_3 f_l$ $k_2 = 0.25$, $k_3 = 6.7(k_2 f_l)^{-0.17}$	Not provided
Concrete Society	$f_l = \frac{2f_{fc} n_l}{\sqrt{b^2 + h^2}}$ $\sqrt{b^2 + h^2} = D$	$f'_{cc} = f'_c + 2k_2 f_l$, $k_2 = \frac{b A_{st}}{h A_c}$ $A_c = 1 - \frac{[(h-2r)^2 + (b-2r)^2 - 3A_{ol}]}{3A_g} - \rho_l$ $A_{ol} = \begin{cases} 0 & \text{if } 2b \geq (h-2r) \\ \frac{4(l_{ol})^3}{3(h-2r)} + l_{ol}(2b - (h-2r)) & \text{otherwise} \end{cases}$ $l_{ol} = \sqrt{\frac{(h-2r)^2}{4} - \frac{b(h-2r)}{2}}$	Not provided
<i>fib</i>	$f_l = \text{minimum of } f_{lx} \text{ and } f_{ly}$ $f_{lx} = \rho_s k_1 E_f \epsilon_{fc}$ $k_1 = 1 - \frac{\rho_l}{3A_g(1-\rho_l)}$	“Exact” formulas: $f'_{cc} = \frac{E_c \epsilon_{ccu}}{1 + 2\beta \epsilon_{fu}}$, $\beta = \frac{5,700}{\sqrt{f'_c}} - 500 \rightarrow f'_c$ (MPa) $f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right]$ “Practical” formulas: $f'_{cc} = f'_c \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_l}{f'_c}} \right)$	“Exact” formulas: $\epsilon_{ccu} = \epsilon_{cc}^* \left(\frac{2\beta \epsilon_{fu} E_c}{E_c - E_{cc}} \right)^{1 - E_{cc}/E_c}$ $\epsilon_{cc}^* = \epsilon_c^* \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$, $E_{cc} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}^*}$ “Practical” formulas: $\epsilon_{ccu} = \epsilon_c^* \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f'_c} \epsilon_{fu} \sqrt{\frac{f_l}{f'_c}} \right)$

American Concrete Institute (ACI Committee 440.2R-02)

La formulazione proposta dall'ACI Committee 440 (ACI 2002) per la stima dell'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP, è basata sulla formula sviluppata originariamente da Mander et al. (1998) per le colonne confinate con acciaio e in seguito sviluppata da Spoelstra e Monti (1999) per essere applicata al caso del calcestruzzo confinato con FRP.

La formula di Mander et al. (1998) è stata adattata per determinare l'incremento della resistenza massima del calcestruzzo per le colonne confinate con FRP, questo perché, sino allo snervamento dell'acciaio, non esiste alcuna differenza nel meccanismo di confinamento conferito dai materiali acciaio ed FRP, comportandosi entrambi come dei materiali elastici.

La formula dell'ACI per f_{cc} fornisce il valore della tensione assiale di picco della curva di Mander, corrispondente ad una pressione di confinamento limitata dalla deformazione efficace trasversale attinta a rottura dal FRP (ϵ_{fe}). Questa espressione è esplicita per elementi soggetti ad una sollecitazione combinata di sforzo normale e momento, ma poiché nessuna raccomandazione è fornita nel caso della compressione semplice, si ritiene applicabile anche in questo caso. La definizione della pressione efficace (ϵ_{fe}) è basata su evidenze sperimentali di colonne completamente confinate con FRP (Priestley et al. 1996), dove la disgregazione del calcestruzzo è avvenuta prima dell'attingimento della deformazione ultima del FRP. Quindi al fine di evitare questo tipo di rottura, la deformazione ultima utilizzata per il rinforzo a taglio con FRP è stata fissata pari al valore minore tra 0.4% ed il 75% della deformazione a rottura del FRP, ϵ_{fr} . Questa limitazione introdotta dalle linee guida su un livello limite della deformazione del FRP non è basata sull'osservazione generale che il valore della deformazione ultima del FRP è inferiore rispetto a quello osservato dai test di trazione su un campione di tessuto, ma sul fatto che il materiale composito è soggetto ad una sollecitazione combinata di tensioni di trazione ed ad una pressione laterale applicata, derivante dalla dilatazione del calcestruzzo. La pressione di confinamento è altresì affetta da un coefficiente k_s o coefficiente di efficienza (Restrepo e De Vito 1996) introdotto per tener conto della geometria della sezione trasversale della colonna di forma non circolare.

L'ACI fornisce una formulazione per determinare la deformazione assiale corrispondente alla resistenza di picco per le colonne di forma circolare e prismatica (ϵ_{cc}).

Canadian Standard Association S806-02 (CSA 2002)

Secondo le linee guida canadesi *CSA S806-20* il valore massimo della resistenza del calcestruzzo confinato è data dalla seguente espressione (Eq.[93]):

$$f'_{cc} = 0.85 f'_c + k_l k_s k_f f_l \quad [93],$$

in cui l'espressione di k_l somiglia all'espressione derivata empiricamente da Saatcioglu e Razvi (1992), Eq.[94]:

$$k_l = 6.7(f_l)^{-0.17} \quad [94].$$

Essendo l'Eq.[93] ricavata da sperimentazioni eseguite su provini cilindri di calcestruzzo confinati, soggetti ad una pressione idrostatica, l'introduzione del fattore di forma, k_s , in questa linea guida, è finalizzato a tener conto di differenti forme della sezione trasversale. Infatti, il valore di k_s è pari a 1 nel caso delle sezioni circolari, e pari a 0.25 nel caso delle sezioni non circolari. La pressione di confinamento, f_l , nel caso delle sezioni non circolari, è calcolata attraverso l'equazione di equilibrio delle forze agenti in una sezione di forma circolare soggetta alle forze di confinamento, in cui come diametro D , va considerata la dimensione minima della sezione prismatica non circolare. La tensione massima che il rinforzo in FRP può attingere a rottura, f_{fr} , ha la stessa espressione fornita dall'ACI, mentre alcuna espressione è fornita per il calcolo della deformazione assiale ultima per il calcestruzzo confinato.

Concrete Society Technical Report No. 55 (2004)

Per le colonne aventi sezione trasversale circolare, la Concrete Society propone il modello sviluppato da Lam e Teng (2003), il quale è stato calibrato sulla base di evidenze sperimentali. Il modello per il calcestruzzo confinato è composto di un ramo iniziale parabolico seguito da un ramo crescente lineare. Il modello è applicabile solo per valori monotoni crescenti della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato, perciò è stabilito un livello minimo di confinamento pari a (Eq.[95]):

$$\frac{2n t_f E_f}{D (f'_c)^2} > 0.183 \quad [m m^2 / N] \quad [95].$$

Il valore della resistenza del calcestruzzo confinato, f'_{cc} , è dato dall'Eq.[96], che si basa sulla resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo, f'_{cc} :

$$f'_{cc} = f'_{cu} + 0.05 \left(\frac{2nt_f}{D} \right) E_f \quad [96].$$

L'espressione per valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato con FRP nelle colonne di sezione non circolare, è basata su un'equazione sviluppata originariamente per le sezioni circolari (Eq.[97]):

$$f'_{cc} = f'_c + k_f k_s f_l \quad [97],$$

con k_f di derivazione empirica e conservativamente assunto pari a 2.

In aggiunta, k_s rappresenta la percentuale di area effettivamente confinata (A_e/A_c) divisa per l'*aspect ratio* (b/b). La pressione di confinamento, f_l , è fornita in termini di diametro equivalente D , che in accordo a Teng et al. (2002) è definita come la lunghezza della diagonale della sezione trasversale. Il modello originariamente proposto da Teng et al. (2002) considera l'approccio generalmente accettato di un'area efficacemente confinata delimitata da quattro parabole del secondo ordine aventi tangente iniziale pari a 45°. Il concetto di un'area confinata in maniera non efficace quando le parabole si sovrappongono (il che si verifica per valori dell'*aspect ratio* superiori a 2) è introdotto nel calcolo dell'area di calcestruzzo efficacemente confinata (A_e). Questa peculiarità è stata introdotta per la prima volta nel modello proposto da Maalej et al. (2003). La linea guida inglese non fornisce invece alcuna indicazione per il calcolo della deformazione assiale ultima ϵ_{cu} .

fib bulletin 14 (2001)

Le formule di progetto fornite dal *fib* per le colonne aventi sezione trasversale di forma circolare e prismatica, sono basate sul modello proposto da Spoelstra e Monti (1999). Questi autori svilupparono un modello iterativo per le colonne di forma circolare e prismatica, dal quale sono state sviluppate due equazioni in forma chiusa (ciascuna di queste poi in forma esatta e approssimata), per calcolare la resistenza massima a compressione del calcestruzzo, f'_{cs} , e la deformazione assiale ultima, ϵ_{cu} . La prima formula richiede il calcolo preliminare dei parametri f'_{cu} e ϵ'_{cu} dalla curva tensione deformazione di Mander, ed il modulo di elasticità secante allo stato ultimo $E_{sec,u}$ (Eq.[98]). Le formule per il calcolo della deformazione assiale ultima, ϵ_{cu} , sono formule alternative ottenute da Spoelstra e Monti (1999) basate su un'analisi di regressione lineare dei risultati da loro proposti, che richiedono solo il calcolo preventivo della pressione laterale di confinamento. Questa analisi era basata sull'ipotesi di una deformazione al limite elastico del calcestruzzo pari allo 0.2%, e di

una variazione del modulo elastico del calcestruzzo E_c del 20% rispetto al valore di riferimento di $5700\sqrt{f'_c}$ per un intervallo di valori della resistenza a compressione del calcestruzzo tra i 30 e 50 MPa. Da osservare che in entrambe le formule (esatta ed approssimata), il valore della ε_{fu} deve essere considerato pari a f_{fu}/E_f ,

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1 + 2\beta\varepsilon_{fu}} \Rightarrow f'_{cc} = E_{sec,u}\varepsilon_{ccu} = \frac{E_c\varepsilon_{ccu}}{1 + 2\beta\varepsilon_{fu}} \quad [98].$$

Una caratteristica particolare del modello proposto da Spoelstra e Monti, è l'inclusione di un parametro β per tener conto del degrado fisico del calcestruzzo sotto carico. Questo parametro è stato inizialmente sviluppato da Pantazopoulou e Mills (1995) in un modello costitutivo per il calcestruzzo non confinato soggetto ad una sollecitazione di compressione assiale. Il parametro β (Eq.[99]) è stato adattato da Spoelstra e Monti (1999) in funzione di proprietà meccaniche del calcestruzzo facilmente reperibili, come la resistenza a compressione, f'_c , la deformazione assiale, ε'_c , ed il modulo elastico, E_c , (Eq.[99]):

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f'_c|}} \quad [99].$$

Il documento *fib* mette in evidenza che la deformazione a rottura del rinforzo in FRP, basata su evidenze sperimentali, è inferiore al valore della deformazione ultima ottenuta dai test di caratterizzazione meccanica del materiale. Inoltre il documento *fib* pone in evidenza che questa riduzione è dovuta a diversi motivi tra cui: la qualità di messa in opera del materiale composito (fibre non perfettamente allineate o preparazione del substrato in calcestruzzo non idonea), la dimensione della sezione trasversale nel momento in cui sono applicati diversi strati di materiale composito, un raggio di curvatura degli spigoli piccolo, e lo stato di sollecitazione a cui è soggetto l'FRP in opera differente da quello nei test per la caratterizzazione meccanica. Tuttavia, a causa dell'assenza di un elevato numero di dati sperimentali, non sono forniti appropriati coefficienti riduttivi per tener conto di questi effetti. Nel caso di confinamento di colonne aventi sezioni trasversali di forma prismatica, il *fib* introduce un coefficiente k_s per tener conto dell'efficacia del confinamento che dipende da parametri di tipo geometrico (Eq.[100]):

$$k_s = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (b - 2r)^2}{3A_g(1 - \rho_l)} \quad [100].$$

CNR-DT200 (2004)

La linea guida CNR-DT200/2004 in assenza di fenomeni di instabilità per carico di punta, fornisce una formulazione per la stima della resistenza di calcolo a sforzo normale centrato o con piccola eccentricità, di un elemento in cemento armato confinato mediante FRP (Eq.[101]):

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad [101],$$

dove A_c e f_{cd} sono, rispettivamente, l'area e la resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato, A_s e f_{yd} , rispettivamente, l'area e la resistenza di calcolo dell'armatura metallica eventualmente presente, e γ_{Rd} un coefficiente parziale di sicurezza posto pari a 1.10.

La resistenza di calcolo, $N_{Rcc,d}$, va confrontata con la corrispondente sollecitazione che compete alle diverse combinazioni di carico.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato, f_{cd} , può essere calcolata con la seguente formulazione Eq.[102]:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \left(\frac{f'_l}{f_{cd}} \right)^{2/3} \quad [102],$$

dove f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo non confinato, mentre la pressione efficace di confinamento è fornita dalla Eq.[103]:

$$f'_l = k_{eff} f_l \quad [103],$$

con il coefficiente di efficienza non superiore all'unità, e pari al rapporto tra il volume di calcestruzzo efficacemente confinato, $V_{c,eff}$, ed il volume totale di calcestruzzo, V_c . Il coefficiente di efficienza può essere fattorizzato come il prodotto tra il coefficiente di efficienza orizzontale k_{H} (dipendente dalla forma della sezione) e quello verticale, k_{V} (dipendente dalla modalità di applicazione del confinamento lungo l'asse longitudinale dell'elemento), per cui dalla Eq.[103] si ottiene l'Eq.[104]:

$$f'_l = k_{eff} f_l = k_H k_V f_l \quad [104].$$

Per colonne circolari fasciate a tutt'altezza, l'azione di accerchiamento cui è soggetto il nucleo di cemento armato è uniforme, e la massima pressione di confinamento fornita dal tessuto di FRP è funzione: del numero di strati, dello spessore, e della resistenza del FRP. In tal caso sia il coefficiente di efficienza orizzontale che il coefficiente di efficienza verticale sono pari all'unità.

La pressione laterale di confinamento è data dalla seguente relazione

(Eq.[105]):

$$f_l = \frac{2 f_{frp} t_{frp}}{d} = \frac{\rho_{frp} E_{frp} \varepsilon_{fd,rid}}{2} \quad [105],$$

con t_{frp} lo spessore totale del tessuto di FRP applicato, d il diametro della colonna confinata, e ρ_{frp} la percentuale volumetrica del FRP fornita dalla Eq.[106]:

$$\rho_{frp} = \frac{\pi \cdot d \cdot t_{frp}}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot t_{frp}}{d} \quad [106].$$

L'Eq.[105] si ricava dal semplice equilibrio delle forze di Figura IV-111, dove $f_{frp} = E_{frp} \varepsilon_{fd,rid}$ rappresenta la resistenza a trazione del FRP nella direzione circonferenziale, E_{frp} è il modulo elastico del FRP, mentre $\varepsilon_{fd,rid}$ è la deformazione ridotta di calcolo del FRP (Eq.[107]) ricavata a partire dalla deformazione caratteristica della fasciatura, ε_{fk} , tenendo conto opportunamente dei fattori ambientali η_a .

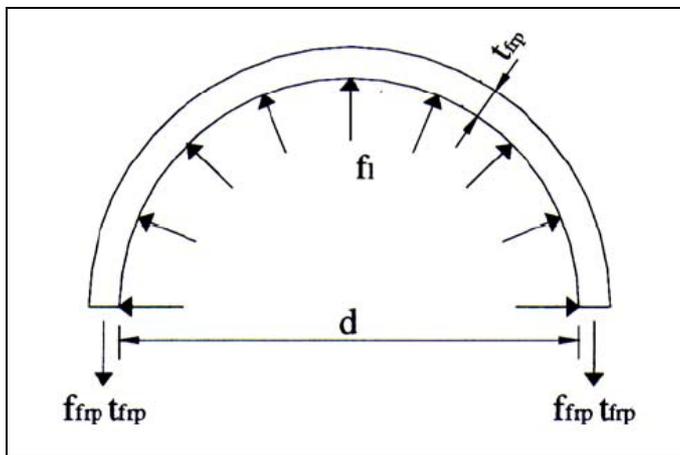


Figura IV-111 -Azione di confinamento del FRP su colonna a sezione circolare.

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min \left\{ \frac{\eta_a \varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 0.004 \right\} \quad [107].$$

Il confinamento con FRP di elementi a sezione quadrata o rettangolare fornisce incrementi solo marginali della resistenza a compressione. Prima dell'applicazione del sistema in FRP è opportuno procedere a un arrotondamento degli spigoli della sezione, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione, in essi localizzate, che potrebbero provocare una rottura prematura del sistema.

Il raggio di curvatura dello spigolo, r_s , deve essere superiore ai 20 mm.

Riferendosi alla Figura IV-112, si può ritenere, con buona approssimazione, che l'area di calcestruzzo effettivamente confinata sia solo un'aliquota di quella complessiva (la motivazione di tale comportamento è da attribuirsi all'*effetto arco* che si manifesta all'interno della sezione in dipendenza del valore del raggio di curvatura r_c).

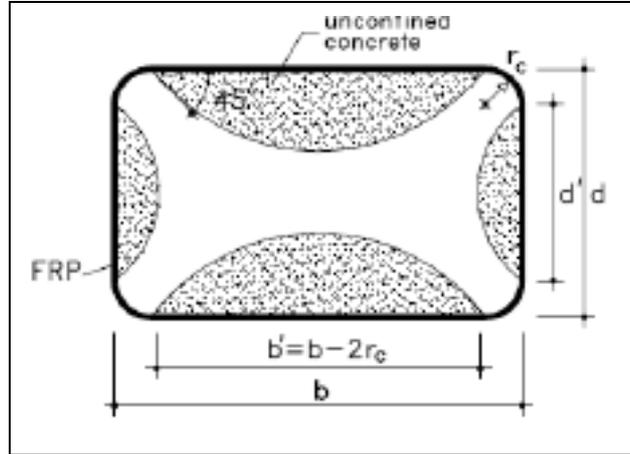


Figura IV-112 -Area confinata in una sezione rettangolare.

La pressione efficace di confinamento è ottenuta tramite l'Eq.[104], dove il coefficiente di efficienza orizzontale, k_H , è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_g (Eq.[108]):

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g} \quad [108],$$

con b' e d' le dimensioni indicate in Figura IV-112, e A_g l'area della sezione trasversale.

Il coefficiente di efficienza verticale k_v dipende dalla modalità di applicazione del confinamento lungo l'asse longitudinale dell'elemento. In caso di fasciatura continua si assume $k_v=1$.

Il coefficiente di efficienza verticale, indipendentemente dalla forma della sezione, può essere calcolato mediante la seguente relazione (Eq.[109]):

$$k_v = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \min\{b, d\}} \right)^2 \quad [109].$$

La pressione laterale di confinamento è ottenuta con la seguente relazione (Eq.[110]):

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{fd,rid} \quad [110],$$

con E_f il modulo di elasticità normale in direzione delle fibre, $\varepsilon_{fd,rid}$ la deformazione ridotta di calcolo del FRP definita in Eq.[107], e ρ_f la percentuale geometrica del rinforzo, che nel caso di una colonna circolare è data da Eq.[111]:

$$\rho_f = \frac{4t_f b_f}{D \cdot p_f} \quad [111].$$

Nel caso di fasciatura discontinua (Figura IV- 113), realizzata cioè con strisce di FRP disposte ad interasse p_f e distanza netta p'_f , si deve tener conto della riduzione di efficacia dovuta al fenomeno di diffusione delle tensioni tra due fasciature consecutive. Per effetto della diffusione, in una sezione verticale diametrale, si creano delle zone che non risentono del confinamento, aventi approssimativamente un contorno parabolico con tangente iniziale inclinata di 45° .

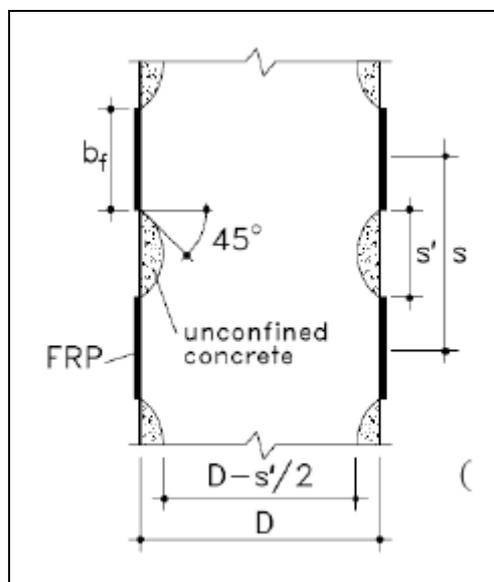


Figura IV- 113 Sezione confinata con armatura discontinua.

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

Il confinamento con FRP può essere realizzato anche su elementi in c.a. soggetti a pressoflessione; per questi è possibile incrementare la duttilità e, solo in misura ridotta, la resistenza.

In mancanza di determinazioni più accurate, la valutazione della curvatura ultima di una sezione presso-inflessa può essere perseguita adottando un classico legame parabola-rettangolo, il cui tratto costante si estende fino ad un valore della deformazione ultima, ε_{cu} , fornito dalla seguente relazione (Eq.[112]):

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_l'}{f_{cd}}} \quad [112].$$

In questa relazione la pressione efficace è calcolata assumendo una deformazione ridotta di calcolo del FRP pari a Eq.[113]:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \left\{ \frac{\eta_a \varepsilon_{fu}}{\gamma_f} \right\} \leq 0.6 \varepsilon_{fk} \quad [113].$$

Bibliografia

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.

Canadian Standards Association (CSA). (2002). "Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers." CSA-S806, Rexdale, Ont., Canada.

Concrete Society. (2004). "Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite material." Technical Rep. No. 55, Crowthorne, UK.

CNR-DT 200, 2004, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures", published by *National Research Council*, Roma, Italy.

Fédération internationale du Béton (fib). (2001). "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures." Bulletin No. 14, Technical Rep., Lausanne, Switzerland.

Lam, L., and Teng, J. (2003a). "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete." *Constr. Build. Mater.*, 17(6,7), 471–489.

Lam, L., and Teng, J. (2003b). "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns." *J. Reinf. Plast. Compos.*, 22(13), 1149–1186.

Maalej, M., Tanwongsva, S., and Paramasivam, P. (2003). "Modeling of rectangular RC columns strengthened with FRP." *Cem. Concr. Res.*, 25, 263–276.

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.

Pantazopoulou, S. J., and Mills, R. H. (1995). "Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete." *ACI Mater. J.*, 92(6), 605–616.

Priestley, M., Seible, F., and Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York.

Restrepo, J., and De Vito, B. (1996). "Enhancement of the axial load carrying capacity of reinforced concrete columns by means of fiber glass-epoxy jacket" 2nd Int. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-2), M. M. El-Badry, ed., Montreal, Quebec, Canada, 547–553.

Rocca, S., Galati, N., and Nanni, A. (2008). "Review of design guidelines for FRP confinement of reinforced concrete columns of noncircular cross sections." *J. Compos. Constr.*, 12(1), 80–92.

Saatcioglu, M., and Razvi, S. R. (1992). "Strength and ductility of confined

concrete.” J. Struct. Eng., 118(6), 1590–1607.

Spoelstra, M. R., and Monti, G. (1999). “FRP-confined concrete model.” J. Compos. Constr., 3(3), 143–150.

Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L. (2002). FRP strengthened RC structures, Wiley, West Sussex, U.K.

Wang, Y. C., and Restrepo, J. I. (2001). “Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber reinforced polymer jackets.” ACI Struct. J., 98(3), 377–385.

Capitolo V

Confronti teorico-sperimentali

Lo scopo di questa sezione è confrontare i risultati della campagna sperimentale condotta su colonne in c.a. in scala reale soggette a compressione centrata, con alcuni dei modelli teorici presenti in letteratura.

Nella sezione viene presentato un confronto teorico-sperimentale, per le colonne confinate, in termini di incremento di resistenza.

Come emerso dai risultati sperimentali, l'efficacia del confinamento con materiali compositi, non è solo in termini di incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo, ma soprattutto in termini di incremento dello spostamento assiale ultimo, e quindi della deformazione assiale ultima del calcestruzzo.

La maggior parte dei modelli presenti in letteratura, fornisce, però, solo formulazioni per stimare l'incremento di resistenza di una colonna confinata, e non l'incremento della deformazione assiale ultima del calcestruzzo.

Tutti i modelli si basano sull'ipotesi che la resistenza a compressione della colonna non confinata, sia uguale a quella cilindrica del calcestruzzo impiegato. Questa ipotesi non è verificata in questo studio, in cui si è evinto che la resistenza cilindrica del calcestruzzo, f_c , è circa il 20% maggiore della resistenza della colonna non confinata. Questa problematica non è stata mai messa in evidenza in passato perché le previsioni teoriche sono basate sulla resistenza di cilindri di calcestruzzo con rapporto tra l'altezza ed il diametro pari a 2, mentre le colonne testate hanno un rapporto tra l'altezza e la dimensione trasversale della colonna maggiore o uguale a 5 come si verifica tipicamente nel caso dei pilastri di un edificio.

L'incremento sperimentale della resistenza del calcestruzzo, ottenuto da

ciascuna colonna confinata, è confrontato con la previsione teorica data dai modelli teorici proposti per le colonne solide da: Mirmiran et al. (1998), Wang e Restrepo (2001), Lam e Teng (2003), Campione e Miraglia (2003), Kumutha et al (2007), Wu e Wang (2009), Lignola et al. (2009); per le colonne cave da Lignola et al. (2009); ed infine per le colonne a sezione rettangolare allungata da Maalej et al. (2009), Tan et al. (2002), e Lignola et al. (2009).

Il modello fornito da Lignola et al. (2009) per il confinamento delle colonne cave, è riferito alle colonne circolari. Al fine di effettuare un confronto con i risultati sperimentali relativi alle colonne cave a sezione rettangolare, questo modello è stato applicato nella maniera di seguito descritta.

La sezione rettangolare cava è trasformata in una circolare equivalente (Figura V-114), considerando in Eq.[81] ed Eq.[82], come raggio esterno, R_e , il raggio della circonferenza che circoscrive la sezione rettangolare cava, e come raggio interno, R_i , il raggio della circonferenza che inscrive la cavità della sezione rettangolare.

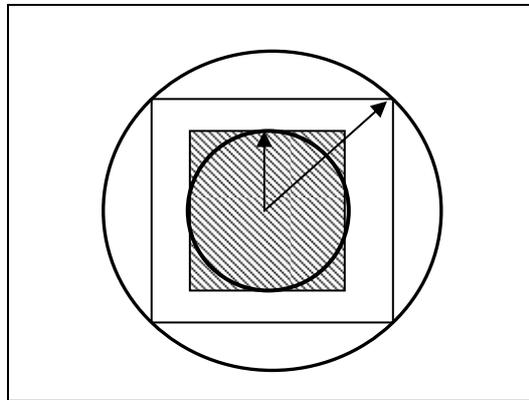


Figura V-114 –Sezione rettangolare cava in circolare equivalente.

Nella seconda parte di questa sezione viene effettuato un confronto tra i risultati sperimentali e le formulazioni proposte dalle principali linee guida internazionali, esposte nel precedente capitolo.

Sulla base delle limitazioni imposte dalle linee guida ACI, CSA, Concrete Society e CNR, per la validità delle formulazioni di progetto da queste fornite, ai fini della stima dell'incremento della resistenza a compressione delle colonne confinate con FRP, restano escluse da un confronto tra le previsioni delle formulazioni normative ed i risultati sperimentali le colonne cave (serie HR-0.6) e le colonne con sezione rettangolare allungata (serie WL-1), essendo il loro *aspect ratio* pari a 2.93. Solo

le linee guida del *fib* consentirebbero di fornire previsioni teoriche sul valore della resistenza del calcestruzzo per le colonne confinate della serie WL-1.

In accordo a quanto riportato nella letteratura e confermato dai risultati sperimentali, l'efficacia del confinamento è maggiore per le colonne quadrate rispetto a quelle rettangolari, e diminuisce all'aumentare del rapporto tra i lati (*aspect ratio*).

V.1 Confronto con i modelli teorici

I confronti teorico-sperimentali sono riportati in Figura V-115, per le sezioni solide, ed in Figura V-116 per le sezioni cave e rettangolari allungate. Le ordinate dei grafici rappresentano il rapporto tra l'incremento teorico e quello sperimentale della resistenza a compressione del calcestruzzo, mentre in ascissa sono riportati i modelli utilizzati.

Poiché il getto delle colonne è stato eseguito singolarmente per ciascuna di queste, pur conservando la stessa composizione della miscela di calcestruzzo, la resistenza cilindrica del calcestruzzo è risultata differente per ciascuna colonna. (Tabella II-3).

Per tale motivo, nell'eseguire i confronti, come valore sperimentale dell'incremento della resistenza della colonna confinata, si è considerato il rapporto tra l'incremento della colonna confinata e quello di controllo.

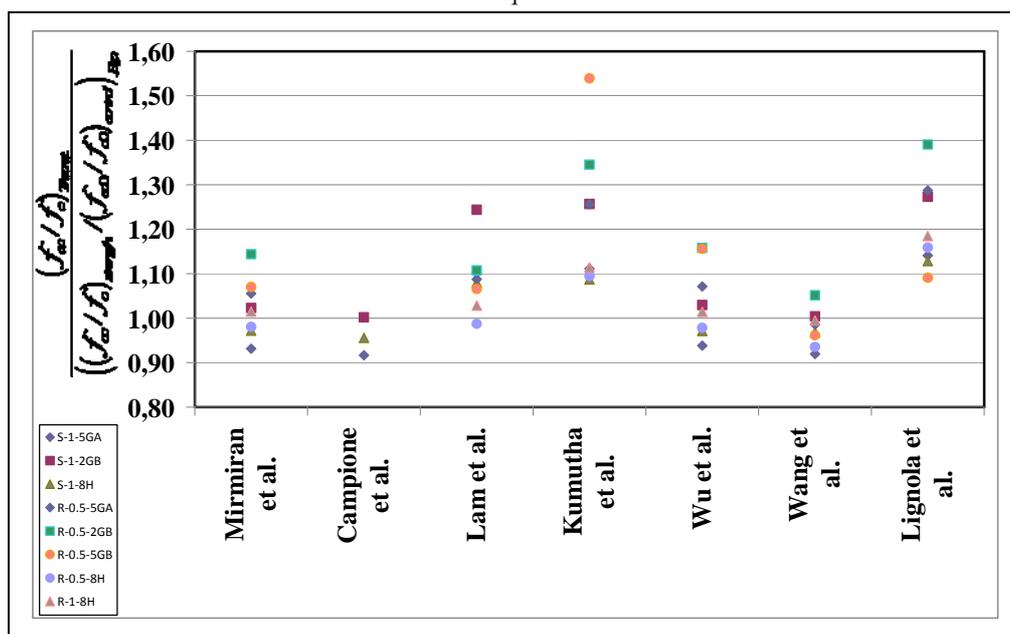


Figura V-115 –Confronto modelli teorici-risultati sperimentali colonne solide (ε rottura).

Si ricorda che, per l'applicazione del modello di confinamento di Tan et al. (2002) è possibile scegliere tra due diverse configurazioni relative all'area efficacemente confinata (Figura III-110), che sono contraddistinte come Modello 1 e Modello 2. Nel prosieguo, per questo modello, si considerano le previsioni teoriche derivanti da entrambi le configurazioni dell'area di calcestruzzo efficacemente confinata.

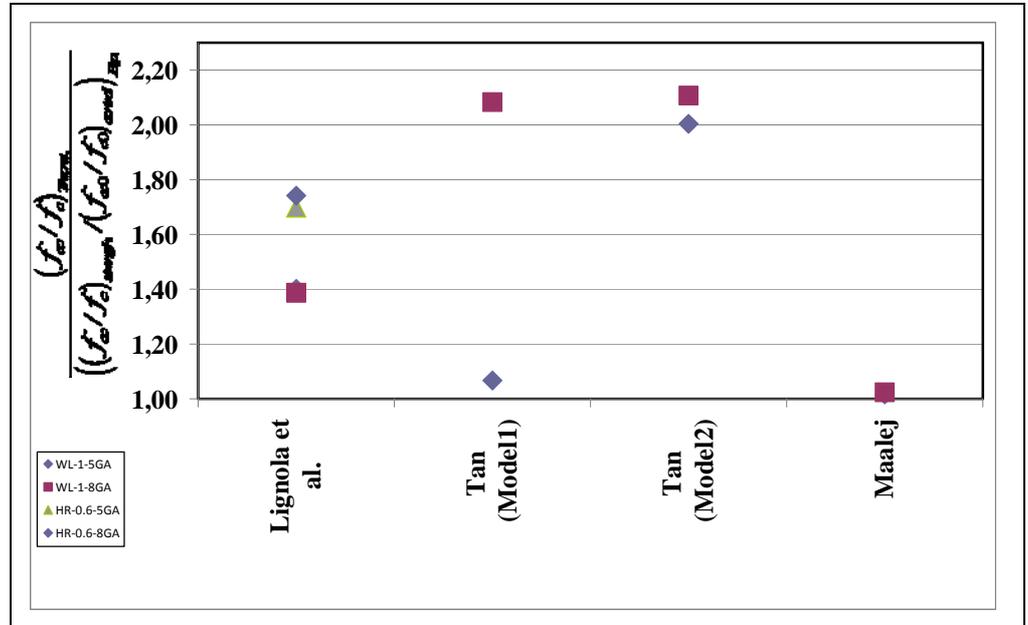


Figura V-116 -Confronto modelli teorici-risultati sperimentali colonne cave e rettangolari allungate (ϵ rottura).

Nella Tabella V-14 sono riassunti i risultati delle previsioni teoriche fornite dai diversi modelli, mentre in Tabella V-15 i confronti tra i risultati teorici e quelli sperimentali.

Tabella V-14 – Previsioni teoriche (ϵ rottura).

	S-1- 5GA	S-1- 2GB	S-1-8H	R-0.5- 5GA	R-0.5- 2GB	R-0.5- 5GB	R-0.5- 8H	R-1-8H	HR-0.6- 5GA	HR-0.6- 8GA	WL-1- 5GA	WL-1- 8GA
Mirmiran.	1,06	1,07	1,04	1,13	1,14	1,25	1,10	1,05	NA	NA	NA	NA
Campione	1,04	1,05	1,03	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Lam	1,25	1,30	1,16	1,16	1,11	1,25	1,11	1,07	NA	NA	NA	NA
Kumutha	1,26	1,32	1,17	1,34	1,34	1,80	1,23	1,16	NA	NA	NA	NA
Wu	1,06	1,08	1,04	1,15	1,16	1,35	1,10	1,05	NA	NA	NA	NA
Wang	1,04	1,05	1,04	1,05	1,05	1,12	1,05	1,03	NA	NA	NA	NA
Lignola	1,30	1,33	1,21	1,38	1,39	1,28	1,30	1,23	1,75	1,94	1,40	1,39
Tan (Mod.1)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,07	2,08
Tan (Mod.2)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	2,00	2,11
Maalej	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,02	1,02

Per le colonne solide, come si evince da Tabella V-15 e Figura V-115, i modelli di: Mirmiran et al. (1998), Wang e Restrepo (2001), e Wu e Wang (2009) forniscono previsioni in accordo con i risultati sperimentali, mentre i modelli di Lam and Teng (2003), Kumutha et al. (2007), e Lignola et al. (2009), tendono a sovrastimare l'incremento di resistenza del calcestruzzo per effetto del confinamento, contrariamente a quanto accade per il modello di Campione e Miraglia (2003) che tende a sottostimare l'efficacia del confinamento. Per le colonne cave e quelle a sezione rettangolare allungata (Figura V-116 e Tabella V-15), tutti i modelli tendono a sovrastimare ampiamente l'efficacia del confinamento.

Tabella V-15 -Confronto modelli teorici-risultati sperimentali (ϵ rottura).

	S-1- 5GA	S-1- 2GB	S-1-8H	R-0.5- 5GA	R-0.5- 2GB	R-0.5- 5GB	R-0.5- 8H	R-1-8H	HR-0.6- 5GA	HR-0.6- 8GA	WL-1- 5GA	WL-1- 8GA
Mirmiran	0,93	1,02	0,97	1,06	1,14	1,07	0,98	1,02	NA	NA	NA	NA
Campione	0,92	1,00	0,96	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Lam	1,10	1,24	1,08	1,09	1,11	1,07	0,99	1,03	NA	NA	NA	NA
Kumutha	1,11	1,26	1,09	1,26	1,35	1,54	1,09	1,11	NA	NA	NA	NA
Wu	0,94	1,03	0,97	1,07	1,16	1,16	0,98	1,01	NA	NA	NA	NA
Wang	0,92	1,00	0,97	0,99	1,05	0,96	0,94	0,99	NA	NA	NA	NA
Lignola	1,14	1,27	1,13	1,29	1,39	1,09	1,16	1,18	1,70	1,74	1,40	1,39
Tan (Mod.1)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,07	2,08
Tan (Mod.2)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	2,00	2,11
Maalej	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,02	1,02

Come detto, il modello che meglio approssima i risultati sperimentali è il

modello di Wang e Restrepo (2001). In tale modello si ipotizza che in regime di compressione centrata, le deformazioni trasversali del calcestruzzo, delle staffe in acciaio e del rinforzo in FRP sono uguali tra loro, e per il loro calcolo si ipotizza un valore del modulo di Poisson del calcestruzzo pari a 0.5, il che comporta una deformazione del FRP pari allo 0.1%, ossia di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quello di rottura fornito dai produttori.

E' ampiamente riconosciuto, inoltre, che per le sezioni circolari confinate con FRP (con le quantità di rinforzo usualmente impiegate), il punto finale del diagramma tensione-deformazione identifica sia il carico di picco che la deformazione assiale ultima. La tensione di picco è attinta in corrispondenza della rottura del materiale composito in FRP, ossia quando la pressione laterale di confinamento raggiunge il massimo valore possibile. Pertanto è ragionevole esprimere la pressione laterale di confinamento in funzione della deformazione ultima nel FRP a rottura.

Al contrario, come mostrato in precedenza, ed in accordo con altre ricerche (Pessiki et al. 2001, Shehata et al. 2002, Rocca et al. 2008), nel caso in cui l'FRP è utilizzato per il confinamento di colonne in calcestruzzo di sezione prismatica, mentre la crisi della colonna coincide con la rottura del FRP, la capacità di picco della colonna avviene in corrispondenza di una deformazione del FRP molto inferiore del suo valore ultimo. Conseguentemente non è possibile relazionare la pressione laterale di confinamento alla deformazione del FRP a rottura.

Sulla base di tali osservazioni, il confronto-teorico sperimentale per tutte le tipologie di colonne (solide, cave e rettangolari allungate) testate, è stato ripetuto assumendo quale valore della deformazione del FRP per il calcolo della pressione laterale di confinamento, il valore della deformazione assiale media della colonna in corrispondenza del carico di picco.

Le previsioni fornite dai modelli teorici sono riportate in Tabella V-16, tenendo ovviamente conto dell'applicabilità dei modelli alle diverse tipologie di colonne.

Tabella V-16 - Previsioni teoriche (ϵ al picco).

	S-1-5GA	S-1-2GB	S-1-8H	R-0.5-5GA	R-0.5-2GB	R-0.5-5GB	R-0.5-8H	R-1-8H	HR-0.6-5GA	HR-0.6-8GA	WL-1-5GA	WL-1-8GA
Mirmiran	1,01	1,01	1,01	1,02	1,01	1,03	1,02	1,01	NA	NA	NA	NA
Campione	1,00	1,00	1,00	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Lam	1,01	1,02	1,01	1,01	1,00	1,01	1,01	1,01	NA	NA	NA	NA
Kumutha	1,01	1,02	1,01	1,02	1,01	1,04	1,02	1,01	NA	NA	NA	NA
Wu	1,00	1,01	1,00	1,01	1,01	1,02	1,01	1,01	NA	NA	NA	NA
Wang	1,04	1,05	1,04	1,05	1,05	1,12	1,05	1,03	NA	NA	NA	NA
Lignola	1,02	1,03	1,02	1,04	1,03	1,08	1,03	1,03	1,06	1,08	1,05	1,06
Tan (Mod.1)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,18	1,24
Tan (Mod.2)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,13	1,17
Maalej	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,02	1,02

I risultati del confronto tra le previsioni teoriche, ottenute considerando quale valore della deformazione del materiale composito quello registrato in corrispondenza del carico massimo, e le evidenze sperimentali, sono riportati in Tabella V-17. Figura V-117 e Figura V-118.

Tabella V-17 - Confronto modelli teorici-risultati sperimentali (ϵ picco).

	S-1-5GA	S-1-2GB	S-1-8H	R-0.5-5GA	R-0.5-2GB	R-0.5-5GB	R-0.5-8H	R-1-8H	HR-0.6-5GA	HR-0.6-8GA	WL-1-5GA	WL-1-8GA
Mirmiran	0,89	0,96	0,94	0,95	1,02	0,88	0,91	0,97	NA	NA	NA	NA
Campione	0,88	0,96	0,93	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Lam	0,89	0,97	0,94	0,94	1,01	0,87	0,90	0,97	NA	NA	NA	NA
Kumutha	0,89	0,97	0,94	0,95	1,02	0,89	0,91	0,98	NA	NA	NA	NA
Wu	0,88	0,96	0,94	0,94	1,01	0,87	0,90	0,97	NA	NA	NA	NA
Wang	0,92	1,00	0,97	0,99	1,05	0,96	0,94	0,99	NA	NA	NA	NA
Lignola	0,90	0,98	0,95	0,97	1,03	0,92	0,92	0,99	1,02	0,97	1,05	1,06
Tan (Mod.1)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,18	1,24
Tan (Mod.2)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,13	1,17
Maalej	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	1,02	1,02

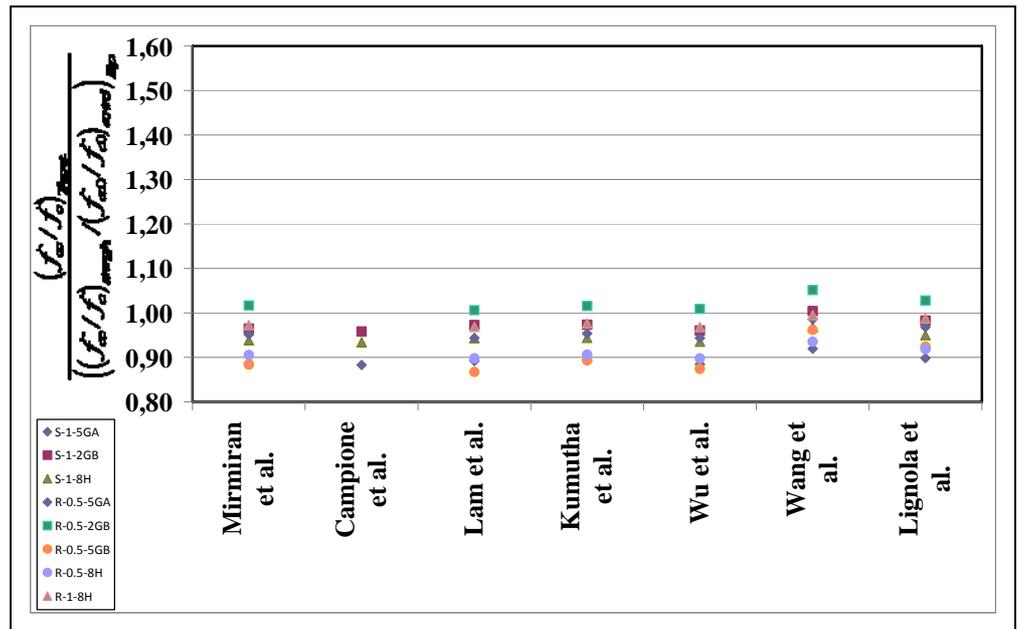


Figura V-117 Confronto modelli teorici-risultati sperimentali colonne solide (ϵ al picco).

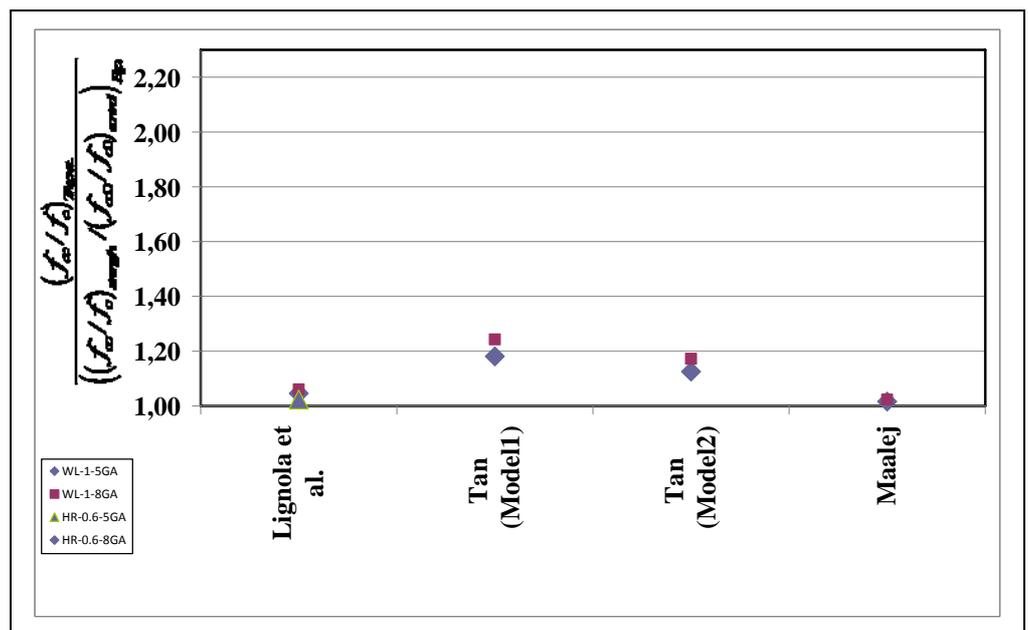


Figura V-118 -Confronto modelli teorici-risultati sperimentali colonne cave e rettangolari allungate (ϵ al picco).

In conclusione, è possibile affermare che tutti i modelli, di tipo meccanico (Lignola et al.2009) o meno, forniscono una buona previsione teorica dei risultati sperimentali, a patto di considerare quale valore della deformazione efficace del materiale composito quella attinta dal materiale in corrispondenza del carico di picco.

V.2 Confronto con le linee guida internazionali

Le previsioni teoriche derivanti dalle formulazioni proposte dalle linee guida internazionali sono riportate in Tabella V-18.

Le linee guida impongono delle limitazioni per l'applicabilità delle formulazioni proposte, basate sulla geometria della sezione trasversale (dimensione massima dei lati e loro rapporto).

Sulla base di tale limitazione sono escluse dal confronto le colonne rettangolari cave e quelle a sezione rettangolare allungata.

Tabella V-18 -Previsioni teoriche.

	S-1-5GA	S-1-2GB	S-1-8H	R-0.5-5GA	R-0.5-2GB	R-0.5-5GB	R-0.5-8H	R-1-8H
ACI	1,07	1,08	1,06	1,08	1,08	1,19	1,08	1,05
CNR	1,13	1,06	1,08	1,17	1,05	1,10	1,10	1,08
fib	1,08	1,08	1,06	1,07	1,07	1,17	1,07	1,04
CSA	0,87	0,86	0,87	0,88	0,88	0,87	0,88	0,87
Concrete Society	1,18	1,18	1,10	1,14	1,13	1,31	1,09	1,05

Il confronto tra le previsioni teoriche basate sulle formulazioni fornite dalle principali linee guida internazionali ed i risultati sperimentali, è riportato in Tabella V-19 e Figura V-119.

Tabella V-19 - Confronto linee guida-risultati sperimentali.

	S-1-5GA	S-1-2GB	S-1-8H	R-0.5-5GA	R-0.5-2GB	R-0.5-5GB	R-0.5-8H	R-1-8H
ACI	0,94	1,03	1,05	1,01	1,09	1,02	0,96	1,01
CNR	0,99	1,01	1,07	1,10	1,05	0,94	0,97	1,04
fib	0,95	1,03	1,05	1,00	1,08	1,00	0,95	1,00
CSA	0,77	0,82	0,86	0,82	0,89	0,74	0,78	0,84
Concrete Society	1,04	1,13	1,09	1,06	1,14	1,12	0,97	1,01

Si osserva che la sola linea guida canadese, CSA S-806 tende a sottostimare i risultati sperimentali, mentre tutte le altre linee guida forniscono una buona previsione teorica. In verità, occorre aggiungere che in base alle limitazioni fornite dalla linea

guida canadese (dimensione massima della sezione trasversale non superiore ai 200 mm), le formulazioni che essa propone non sarebbero applicabili alle colonne testate.

Altra osservazione che necessita è relativa alla deformazione del materiale composito.

Tutte le linee guida impongono un valore massimo alla deformazione del materiale composito pari allo 0.4%, questo al fine di evitare che per valori elevati della deformazione trasversale il calcestruzzo diventi un materiale incoerente, perdendo tutte le sue capacità resistenti.

Tuttavia, questo valore massimo, è dello stesso ordine di grandezza del livello deformativo del materiale composito misurato in corrispondenza del carico di picco.

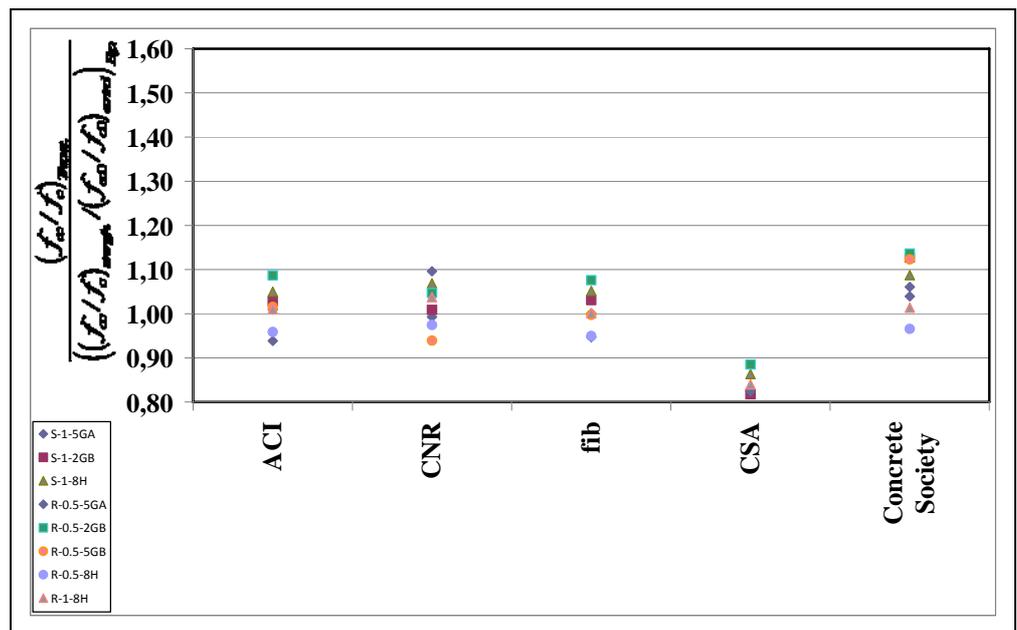


Figura V-119- Confronto linee guidai-risultati sperimentali.

Bibliografia

Rocca, S., Galati, N., and Nanni, A. (2006). "Experimental evaluation of FRP strengthening of large size reinforced concrete columns." *Center for Infrastructure Engineering Studies (CIES), Rep. No. 06-63*, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, Mo

Shehata, L. A. E. M., Carneiro, L. A. V., and Shehata, L. C. D. (2002). "Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets." *Mater. Struct.*, 35, 50–58.

Capitolo VI

Conclusioni

Gli edifici ed i ponti rappresentano strutture strategiche di primo piano in tutto il mondo. Questi sono minacciati da diversi fenomeni che li rendono particolarmente vulnerabili, tra cui gli eventi sismici. Poiché molti edifici e ponti in cemento armato sono o saranno ubicati in zone ad elevata sismicità, è necessario sviluppare nuovi sistemi strutturali, e tecniche di rinforzo innovative, che li rendano capaci di resistere a tali eventi. Grande interesse vi è nel proteggere edifici e ponti di particolare pregio artistico e storico-monumentale. Nella maggior parte dei casi, la sicurezza degli edifici e dei ponti in cemento armato è condizionata dalla capacità resistente degli elementi portanti verticali (colonne o pile). Questi, infatti, rappresentano gli elementi strutturali che sono chiamati a resistere alle azioni orizzontali, ed a loro è richiesto di dissipare l'energia sismica. Molte delle strutture esistenti sono state progettate in assenza di una normativa sismica, e per tale motivo il loro destino è quello di collassare se colpite da un evento sismico importante. Grande attenzione deve essere posta nel progetto di nuove strutture in zona sismica, e le ricerche future devono orientarsi allo sviluppo di tecniche di rinforzo alternative per le strutture esistenti.

In particolare, per le sezioni cave, i moderni codici normativi non riconoscono alcuna problematica specifica. Ma come per tutti gli altri elementi portanti verticali, anche le colonne cave potrebbero essere chiamate a dissipare energia attraverso delle cerniere plastiche qualora soggette a forze sismiche o forze orizzontali di altra natura.

Obiettivo principale della presente ricerca è stato lo studio di colonne in cemento armato in scala reale soggette a compressione semplice e rinforzate con

materiali fibrorinforzati, realizzati con fibre di vetro e basalto.

Nella realtà, le colonne sono soggette ad un regime presso-flessionale e non di compressione semplice, lo scopo del presente lavoro è stato investigare sul *size effect*, per poter poi indagare sul comportamento delle colonne prismatiche in scala ridotta, rinforzate con FRP, soggette ad un regime presso flessionale.

Gli scopi di questa campagna sperimentale sono stati finalizzati allo:

- Studio del comportamento di colonne in scala reale (non rinforzate e confinate);
- Analisi del contributo del confinamento delle barre e delle staffe in acciaio;
- Studio dell'efficacia del confinamento con FRP in relazione alla geometria ed alle dimensioni della sezione trasversale;
- Studio dell'efficacia del FRP in corrispondenza degli spigoli;
- Studio del comportamento delle sezioni cave confinate con FRP;
- Studio dell'efficacia del confinamento su colonne con un rapporto tra i lati molto grande (superiore a 3);
- Comparare il comportamento delle fibre di basalto con quelle di vetro.

Un totale di 18 colonne prismatiche in cemento armato sono state testate. In particolare 12 colonne in cemento armato solide (quadrato o rettangolari), 3 colonne rettangolari cave, e 3 colonne a sezione rettangolare allungata. La matrice di prova era composta di 5 diverse serie di colonne. Per ciascuna di queste serie, una colonna non confinata è stata utilizzata come colonna di controllo, mentre le altre colonne sono state rinforzate con diversi strati e tipi di materiale composito.

La crisi prematura delle colonne di controllo non rinforzate è avvenuta per instabilità delle barre longitudinali compresse. Questa modalità di crisi è stata attenuata dal confinamento per le colonne rinforzate, che quindi non ha cambiato la modalità di rottura delle colonne, ma ha ritardato l'instabilizzazione delle barre longitudinali compresse. Questo ha comportato un notevole incremento della capacità di spostamento assiale delle colonne confinate, oltre che ad un incremento della loro capacità resistente.

L'incremento della capacità resistente delle colonne per effetto del confinamento è funzione dell'*aspect ratio*, ossia del rapporto tra i lati della colonna. Al crescere dell'*aspect ratio* è diminuito l'incremento della capacità resistente delle colonne (a parità di quantità di rinforzo).

I modelli di confinamento disponibili in letteratura, sono nella maggior parte dei casi ricavati per le sezioni circolari, e successivamente adattati alle sezioni rettangolari. Pochi sono gli studi sino ad oggi svolti per validare tali modelli su colonne in scala reale.

Sulla base dei confronti teorico-sperimentali è emerso che, pur essendo i modelli disponibili in letteratura di diverso tipo, empirico, semi-empirico o meccanico, questi forniscono una buona previsione dei risultati sperimentali, a patto però di tener debitamente in conto del livello deformativo attinto dal materiale composito nel caso delle colonne prismatiche in scala reale.

Le formulazioni proposte dalle principali linee guida internazionali, impongono dei limiti per l'applicabilità delle formulazioni, basate sulla geometria della sezione trasversale.

Il confronto tra le formulazioni fornite dalle linee guida e le evidenze sperimentali, ha fornito ottimi risultati. Questo è dovuto principalmente alla limitazione sul livello deformativo del materiale composito imposto dalle linee guida.

Tale limitazione è legata alla necessità di evitare che il calcestruzzo diventi un materiale incoerente contenuto all'interno del rinforzo in materiale composito.

Questo limite deformativo imposto dalle linee guida, allo stesso tempo, potrebbe incoraggiare l'estendere le formulazioni da loro proposte, oltre i limiti geometrici imposti per la sezione trasversale.

Il presente lavoro è parte di un'attività di ricerca più ampia che ha lo scopo di migliorare la conoscenza, e sviluppare criteri di progetto, per il rinforzo di elementi portanti verticali, al fine di ridurre la vulnerabilità sismica delle strutture esistenti in cemento armato. Il rinforzo con FRP ha lo scopo di incrementare la capacità resistente e/o duttile dell'elemento rinforzato. Per questo motivo è necessario estendere la campagna sperimentale alle colonne in cemento armato rinforzate con FRP e soggette ad un regime presso-flessionale. Sulla base dei risultati sperimentali acquisiti si sono validati i modelli di confinamento disponibili in letteratura.

Appendice

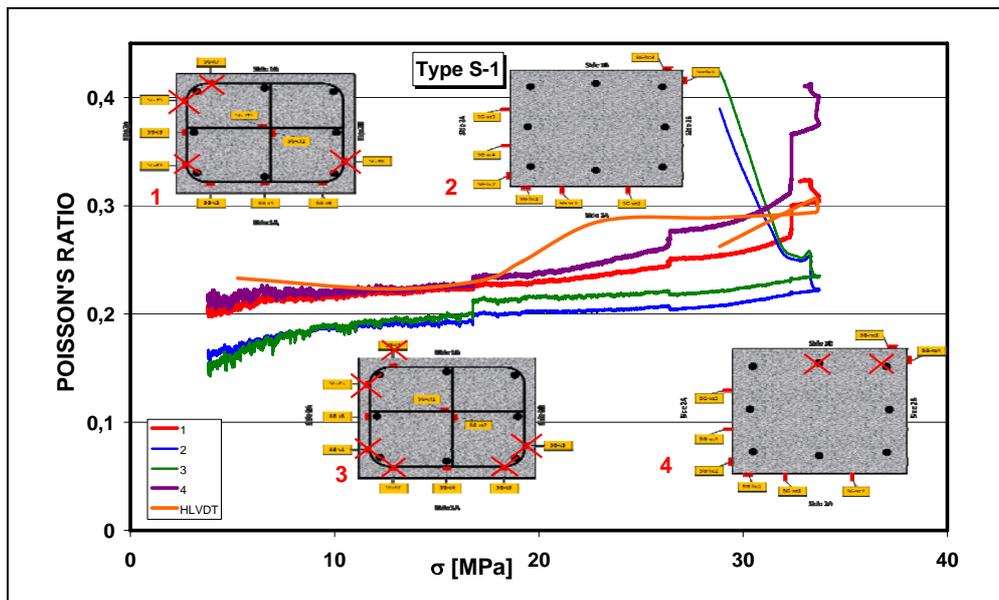


Figura A-120 -Relazione Poisson ratio-tensione assiale provino S-1.

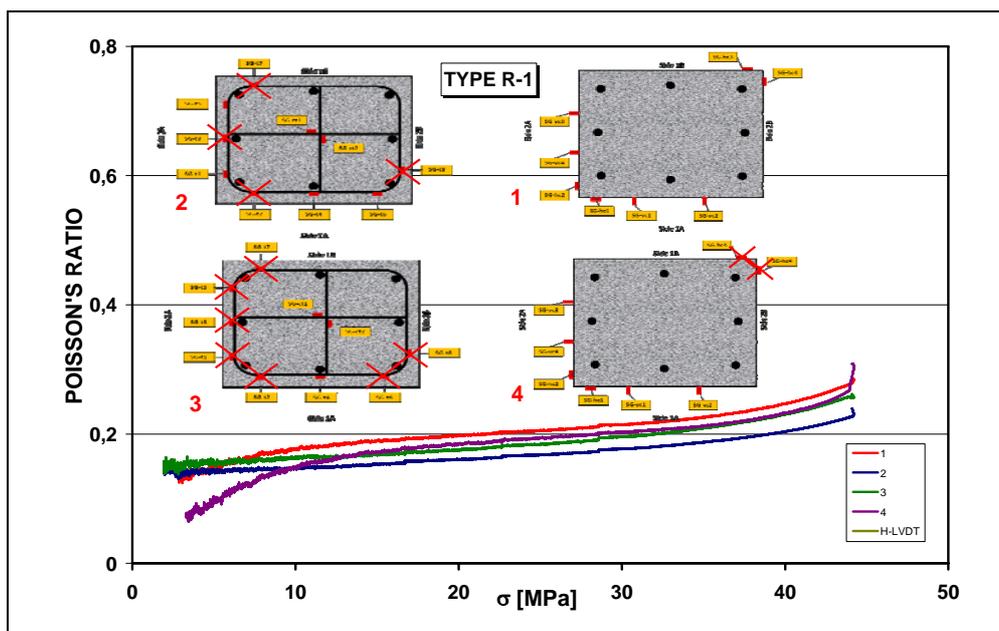


Figura A-121 -Relazione Poisson ratio-tensione assiale provino R-1.

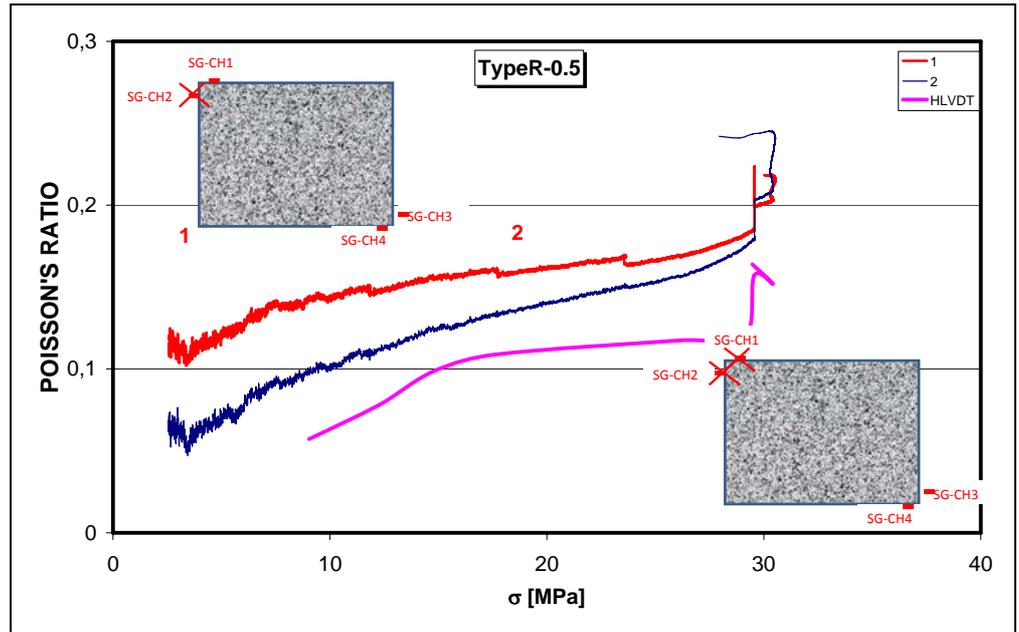


Figura A-122 -Relazione Poisson ratio-tensione assiale provinoR-0.5.

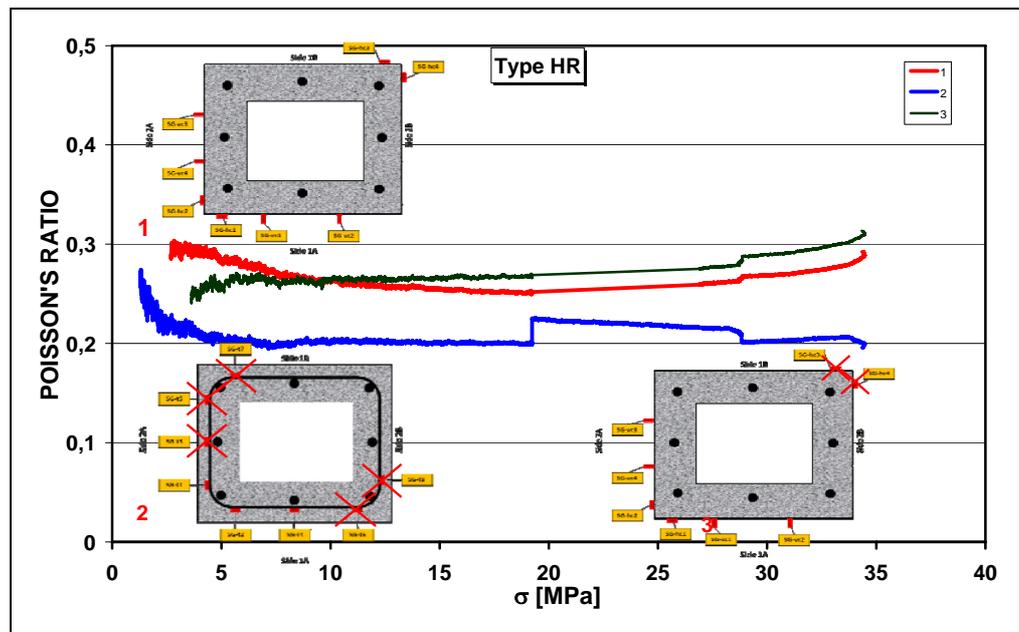


Figura A-123 -Relazione Poisson ratio-tensione assiale provino HR-0.6.

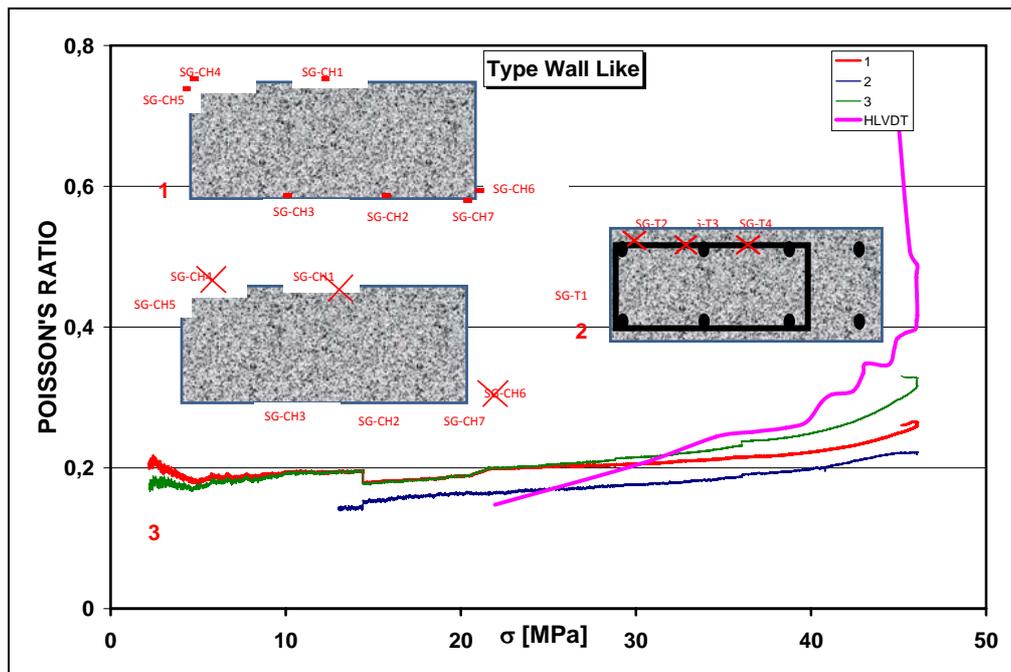


Figura A-124 -Relazione Poisson ratio-tensione assiale provino WL-1.

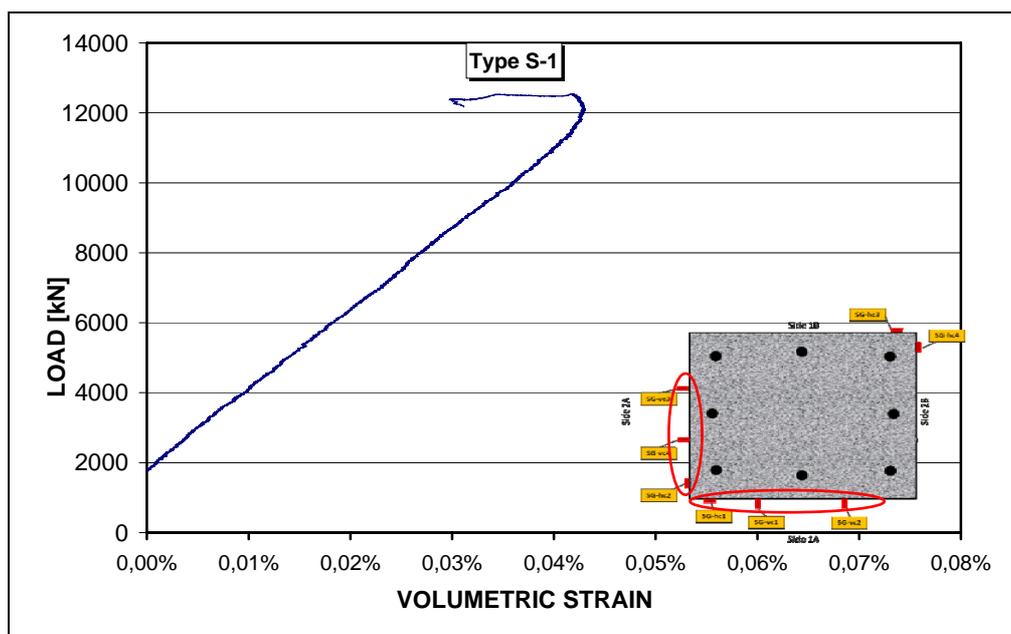


Figura A-125 -Relazione carico-volumetric strain provino S-1.

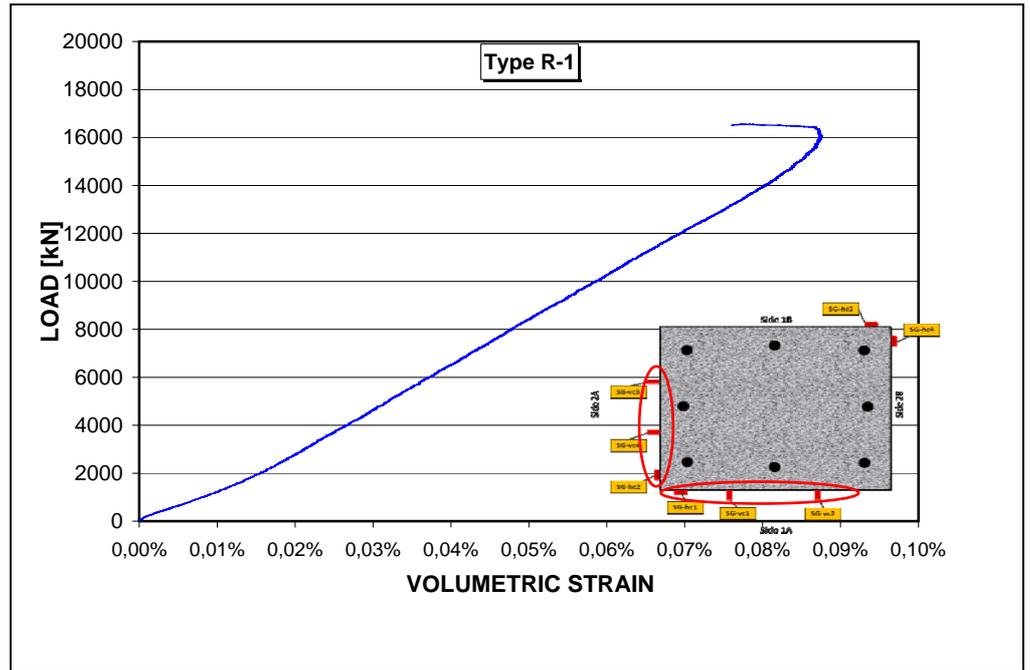


Figura A-126 - Relazione carico-volumetric strain provino R-1.

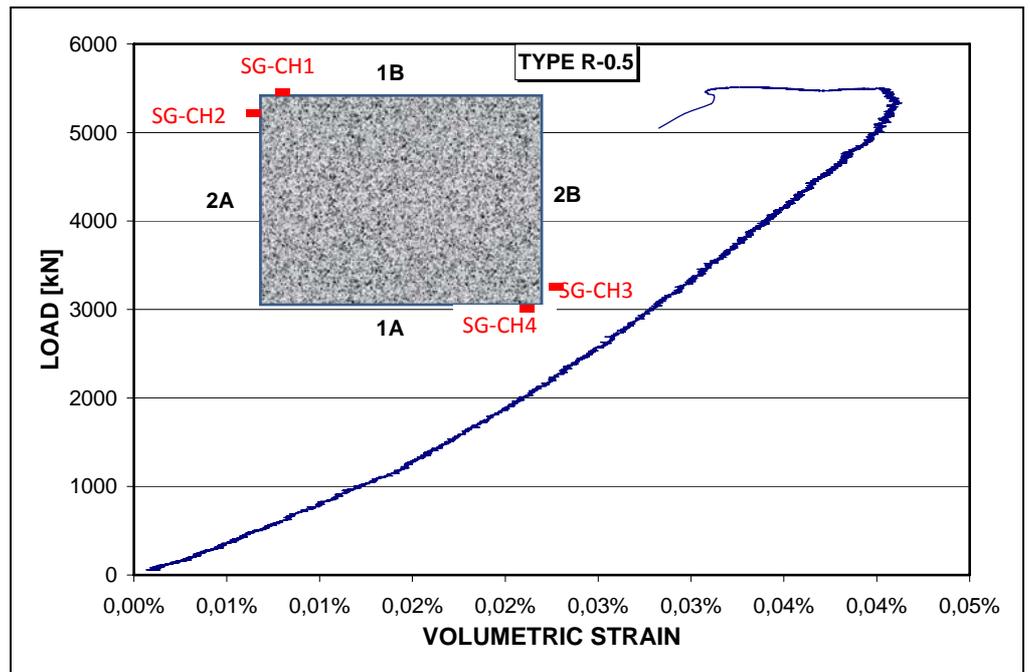


Figura A-127 - Relazione carico-volumetric strain provino R-0.5.

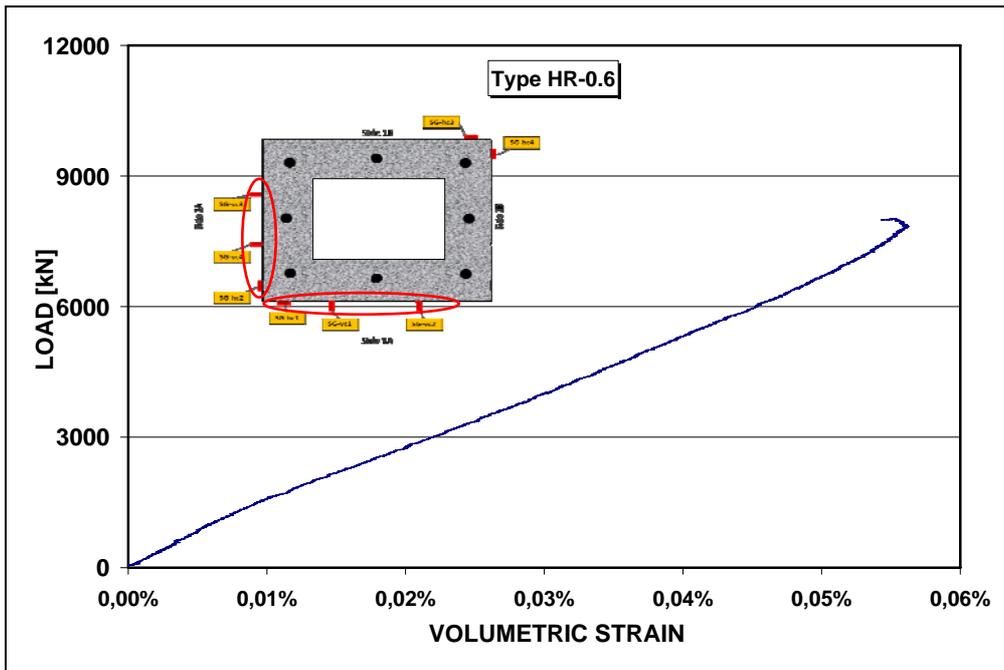


Figura A-128 - Relazione carico-volumetric strain provino HR-0.6.

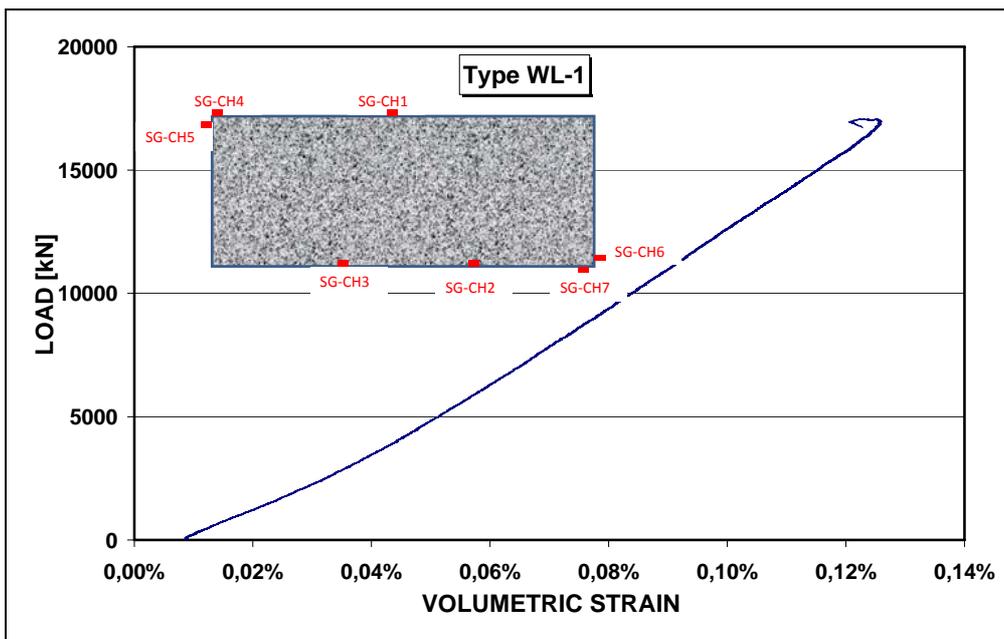


Figura A-129 - Relazione carico-volumetric strain provino WL-1.