

**NOZIONI FONDAMENTALI SUL CALCESTRUZZO
RINFORZATO CON FIBRE D'ACCIAIO E FIBRE POLIMERICHE,
MODELLO CODICE 2007 E APPLICAZIONI**

Horst Falkner*

*Università Tecnica di Braunschweig
Beethovenstr. 52, D-38106 Braunschweig, GERMANIA

Sommario. *Negli ultimi anni sono stati fatti molti progressi nell'utilizzo delle fibre d'acciaio e del calcestruzzo polimerico per la costruzione di ponti ed edifici, con un notevole miglioramento in termini di duttilità, stato di efficienza e robustezza in ambienti sia caldi che freddi. Questo articolo parla dell'importante contributo del calcestruzzo fibrorinforzato nel nuovo Model Code 2007. Poiché uno degli argomenti principali trattati nel nuovo MC 2007 è la vita delle strutture di calcestruzzo in varie condizioni di carico e ambientali, la fibra offre un contributo fondamentale a questi aspetti.*

L'autore dimostrerà l'applicazione pratica del calcestruzzo fibrorinforzato presentando alcuni progetti particolari come l'uso del calcestruzzo fibrorinforzato ad alta resistenza per le colonne di edifici alti, le travi precomprese fatte di cemento autocompattante ad alta resistenza, senza la normale armatura a taglio e longitudinale, le lastre piatte per l'edilizia mediante uso esclusivo di calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio per i momenti flettenti dei supporti, ed infine le travi ibride da ponte per il Transrapid, treno elevato magnetico ad alta velocità.

1 INTRODUZIONE

Recentemente sono stati elaborati sempre più progetti che utilizzano elementi strutturali fatti di calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio. Le fibre d'acciaio sono utilizzate al posto della normale armatura in acciaio oppure in aggiunta ai ferri di armatura. Sia in servizio che in condizioni di carico massimo l'armatura in fibra di acciaio è soggetta a carichi di trazione.

L'aggiunta di fibre d'acciaio al normale calcestruzzo influisce sulle sue proprietà meccaniche ed è possibile ottenere una maggiore duttilità ed una miglior resistenza alla cricatura a seconda del tipo e della quantità di fibre, soprattutto con le fibre in filo d'acciaio che possono trasferire notevoli sollecitazioni attraverso le cricche. La fibra stessa può essere considerata come una sorta di armatura. In base a questo principio è possibile verificare il comportamento degli elementi costruttivi in calcestruzzo fibrorinforzato.

Un'analisi delle attuali norme e raccomandazioni vigenti come il JCI, l'ACI e il DBV (Associazione Tedesca per il Calcestruzzo) ha dimostrato che i parametri di tenacità e le equivalenti sollecitazioni di flessione non sono sufficientemente validi per i componenti strutturali. Sono stati definiti i modelli costitutivi del calcestruzzo fibrorinforzato in base alle larghezze massime della cricca ed è stata condotta un'analisi della sicurezza di questi materiali in base ai criteri relativi allo stato limite ultimo.

In base a questi studi ed esperimenti sono state poi presentate le applicazioni del calcestruzzo fibrorinforzato per gli elementi costruttivi. In alcune circostanze le fibre d'acciaio possono essere considerate come armatura atta a sopportare carichi di rottura in stato di efficienza e in stato di limite ultimo. Le applicazioni di calcestruzzo fibrorinforzato in lastre sott'acqua, nei pavimenti industriali su pali di fondazione, per colonne in calcestruzzo duttili ad alto rendimento e in fondamenta per strutture abitative, hanno dimostrato la validità delle fibre d'acciaio come armatura strutturale.

Di recente il DAfStb (gruppo tedesco per il cemento armato) ha svolto un lavoro di ricerca sul calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio e sulle costruzioni eseguite sino ad oggi con questo materiale; in base a questi studi ha poi compilato un elenco di raccomandazioni da seguire per la progettazione di queste strutture. Il suddetto elenco è riportato alla fine di questo articolo.

2 PROPRIETÀ DEI MATERIALI E MODELLI COSTITUTIVI

Poiché le prove di trazione diretta sono state considerate un metodo troppo complicato da mettere in pratica, sono state stabilite alcune caratteristiche tecniche per le prove di flessione indiretta sulle travi.

Per lo studio statistico dei valori caratteristici, è stata eseguita una prova con una serie di 71 provini identici di una sezione trasversale da 150 x 150 mm., soggetti a carichi di flessione a quattro punti.

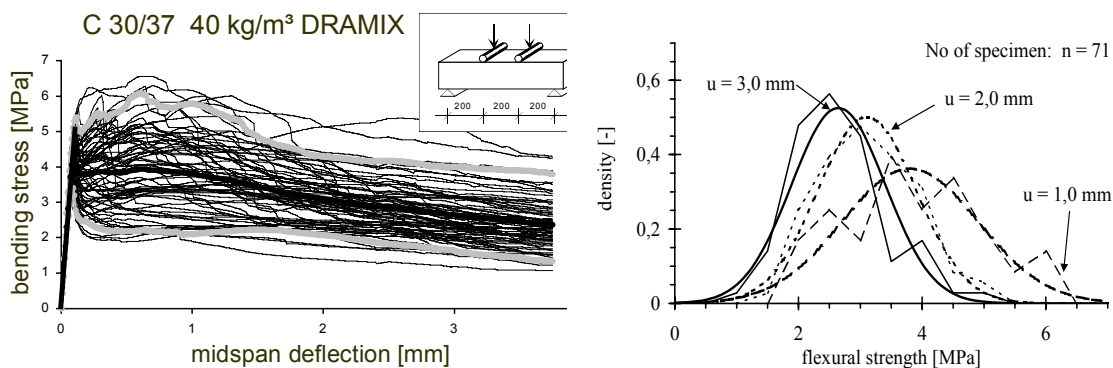


Figura 1: Prove di flessione a 4 punti su travi di calcestruzzo fibrorinforzato: risultati e analisi statistica.

[DICITURE IN FIGURA: Densità (-); Resistenza alla flessione (MPa); N° di provini n = 71]

La Figura 1 mostra che sin dall'inizio della formazione di cricche le curve carico-spostamento variano in modo molto ampio. Mediante calcoli statistici è possibile descrivere le curve utilizzando la distribuzione normale. A causa degli effetti degradanti dei processi di frattura del calcestruzzo dovuti all'aumento delle larghezze di inflessione e criccatura, il coefficiente di variazione diminuisce. Di conseguenza, si determinano coefficienti di variazione maggiori mediante l'uso di metodi di prova che calcolano il valore medio della resistenza dopo la rottura del calcestruzzo fibrorinforzato integrando le curve carico-spostamento.

Le prove di flessione a quattro punti condotte su elementi rinforzati con combinazioni di fibra d'acciaio e ferri dimostrano che gli effetti della combinazione fibra-ferri sulla capacità di carico non possono essere semplicemente aggiunti negli elementi armati con queste combinazioni (Fig. 2). Anche se la curva carico-inflessione (A) rappresenta il valore medio degli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato, la curva (B) è il valore medio calcolato dell'effetto delle fibre d'acciaio sul comportamento al carico massimo delle travi con armatura combinata. Poiché la curva (B) è ottenuta sottraendo i valori misurati degli elementi combinati e in ferro puro, essa sarà esente da effetti meccanici di frattura. A larghezze di criccatura maggiori le due curve (A) e (B) convergono.

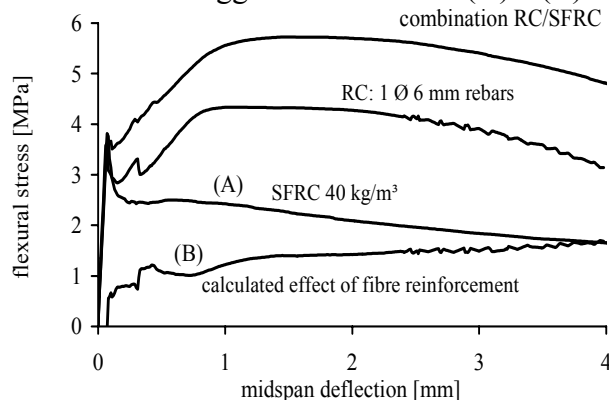


Figura 2: Prove eseguite su provini di calcestruzzo fibrorinforzato e ad armatura combinata.

[DICITURE IN FIGURA: Sollecitazione di flessione (MPa); Inflessione a metà luce (mm);
Combinazione di RC/SFRC (RC=cemento armato, SFRC:calcestruzzo rinforzato); Effetto calcolato
dell'armatura in fibra]

3 RESISTENZA ALLA CRICCATURA

Lo sviluppo innovativo della massicciata ferroviaria senza ghiaia per le ferrovie tedesche “DB AG” è ancora lungi dall'intravedere la sua realizzazione definitiva. Sebbene la DB AG abbia già approvato 5 sistemi di massicciata ferroviaria senza ghiaia e stia testando altri 5 sistemi in condizioni operative, varie imprese di costruzione hanno annunciato una serie di ulteriori sviluppi che, come tutti gli altri, saranno protetti da brevetto.

Dato che la massicciata ferroviaria della linea ad alta frequenza della Valle del Reno che collega Waghäusel con Neulußheim doveva essere restaurata dopo 25 anni, la DB AG, con un unico test su larga scala, ha dato a 7 imprese edili la possibilità di dimostrare la validità dei loro sistemi in condizioni operative, dando loro l'incarico di costruire una tratta di prova lunga 390 m. per il costo reale del rinnovo della massicciata.

3.1 Sezione trasversale del binario e prove di laboratorio

Nella Figura 3 è raffigurata la sezione trasversale di uno dei sistemi concepiti dal consorzio delle imprese edili HOCHTIEF / Schreck-Mieves / Longo. Come si può vedere nell'immagine, esso è fondamentalmente costituito da una pavimentazione in cemento armato dello spessore di 200 mm., su una base di cemento trattata con uno strato antigelo sottostante. Dopo aver cementato la lastra si mettono nel calcestruzzo fresco le staffe di collegamento per i supporti del binario. In una terza fase si cementano anche questi supporti in modo da raggiungere l'altezza prevista per la ferrovia. Come si può vedere nella Fig. 3, l'armatura longitudinale di Ø20, cc = 180 mm. deve essere collocata al centro della lastra affinché non interferisca con i fissaggi dei supporti del binario.

Secondo le norme tedesche sulla progettazione delle strutture in calcestruzzo, un volume di rinforzo simile è sufficiente per una larghezza accettabile di cricatura di 0,5 mm. causata dalle forze di contenimento che agiscono in senso longitudinale, che devono essere previste in una fascia di cemento armato continua senza interruzioni come questa. Per verificare l'efficienza di tale sistema in direzione trasversale sotto carico, è stata utilizzata una configurazione di prova standard per traversine ferroviarie (vedere Figura 5). Le prove sono state condotte presso la iBMB dell'Università di Braunschweig. Si noti qui che l'armatura a barre trasversali ha una copertura in calcestruzzo di 110 mm.

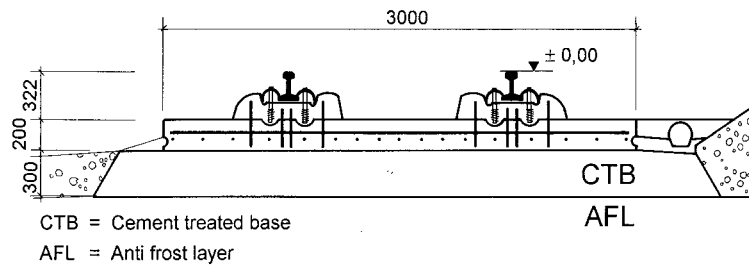


Figura 3: Sezione trasversale di un binario con massiccata senza ghiaia.

[DICITURE IN FIGURA: CTB = base trattata con cemento; AFL = strato antigelo]

Se questa prova rappresenti o meno le condizioni reali di fondazione di questa lastra può essere discutibile, ma la Figura 4 mostra che la larghezza di cricatura massima iniziale di circa 0,3 mm per il provino in cemento armato è aumentata a 0,85 mm dopo 3 milioni di cicli di carico, il che, dal punto di vista dello stato di efficienza, è inaccettabile, perché secondo le norme DB AB è ammessa una larghezza di cricatura massima della superficie di 0,5 mm.

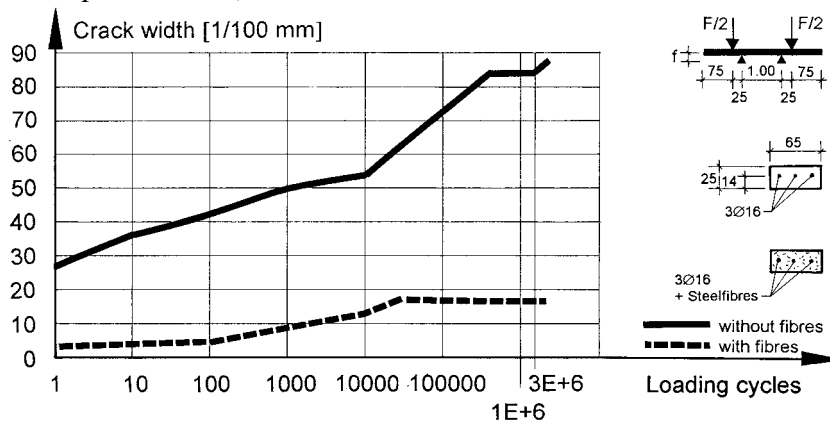


Figura 4: Configurazione di prova + larghezza di cricatura in provini di cemento armato con e senza l'aggiunta di fibre d'acciaio.

[DICITURE IN FIGURA: Larghezza di cricatura (1/100 mm); Fibre d'acciaio – senza fibre, con fibre - Cicli di carico]

Il provino con armatura in fibra d'acciaio aggiuntiva di 40 kg/m³ ha dimostrato di comportarsi diversamente (vedere Figura 4). In questo caso, la larghezza di cricatura iniziale di circa 0,05 mm è aumentata a solo 0,18 mm dopo 3 milioni di cicli di carico, il che indica chiaramente che le fibre sono in grado di ridurre notevolmente la larghezza della superficie di cricatura, dando così una maggiore efficienza.

4 ANALISI DELLA SICUREZZA

Lo studio di probabilità dell'affidabilità strutturale del calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio consente di verificare i criteri di progettazione in base ai valori caratteristici e a fattori parziali di sicurezza. Con il metodo dell'affidabilità del primo

ordine è stato effettuato un confronto della sicurezza strutturale di questo metodo di progettazione con i codici di progettazione previsti per gli elementi in cemento armato.

Il livello di sicurezza può essere espresso mediante la probabilità di rottura p_f o mediante un indice di sicurezza derivato β . Nei Codici di Progettazione Europei è stato fissato un valore di $\beta = 4,7$ per un corrispondente periodo di un anno per le costruzioni normali, ossia edifici ad uso ufficio, ad uso abitativo, magazzini, ecc. L'indice di sicurezza β dipende soprattutto dai parametri che influenzano fortemente la capacità di carico e/o hanno coefficienti di variazione alti. Le variabili di base che sono state usate sono riportate nella Tabella 1.

Variabile	Valore di progettazione	Fattore di sicurezza	Valore medio	Deviazione standard
Griglia di pali di fondazione [m]	4,00	-	4,00	0,05
Diametro dei pali [m]	0,25	-	0,25	0,01
Spessore[m]	0,25	-	0,24	0,0075
Copertura in calcestruzzo [m]	0,030	-	0,035	0,005
Sollecitazione di snervamento [MPa]	500,0	1,15	560,0	30,0
Resistenza alla compressione [MPa]	35,0	1,5	43,0	5,0
Resistenza alla flessione equivalente [MPa]	1,69	1,5 / 1,8 / 2,1	2,48	0,496

Tabella 1: Variabili fondamentali

Per gli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato sotto tensione o flessione, per l'azione della fibra valgono entrambi i criteri, dunque si dovrà prevedere che per la verifica di queste strutture eseguita mediante l'uso di fattori di sicurezza parziali, i fattori per l'azione della fibra saranno maggiori rispetto ad altri fattori di sicurezza relativi ai materiali, ossia per l'armatura in acciaio o per il calcestruzzo sotto compressione.

In [5] si è provato che per il calcestruzzo in fibra di acciaio sotto tensione o flessione si devono considerare fattori di sicurezza parziali di circa $\gamma_f = 1,65$ per ottenere un livello equiparabile di affidabilità strutturale a $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio per armatura, ma ciò non consente una progettazione economica degli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato in genere. Tuttavia gli elementi rinforzati combinati o le strutture in calcestruzzo fibrorinforzato con armatura locale a barre raggiungono un livello più alto di sicurezza strutturale grazie all'interazione di due tipi indipendenti di armatura.

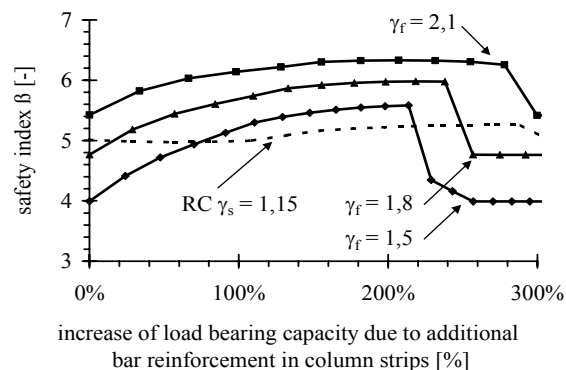


Figura 5: Analisi dell'affidabilità delle lastre in cemento armato e in calcestruzzo fibrorinforzato.

[DICITURE IN FIGURA: Indice di sicurezza β (-); Aumento della capacità di carico dovuto ai ferri di rinforzo aggiunti alla fascia della colonna]

Abbiamo analizzato la sicurezza di questa lastra di calcestruzzo fibrorinforzato su una struttura a pali con rinforzo sulla fascia della colonna rispetto ad una lastra in cemento armato. L'indice di sicurezza viene calcolato come funzione dell'aumento della capacità di carico di progetto dovuta ai ferri di rinforzo aggiunti nelle fasce delle colonne, variando i parametri del fattore di sicurezza parziale γ_f sull'azione della fibra. La Figura 5 mostra che grazie all'interazione dei due tipi di armatura è possibile ottenere un notevole aumento della sicurezza strutturale. L'alta percentuale d'acciaio presente nella fascia della colonna crea un secondo tipo di rottura nei campi interni rinforzati solo con le fibre di acciaio. Perciò il coefficiente di sicurezza scende ai valori iniziali delle lastre solo fibrorinforzate.

5 PROVE SU LARGA SCALA SU ELEMENTI IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO STRUTTURALE

Sono state condotte delle prove su larga scala eseguite su provini di lastre piatte con tre diversi concetti di armatura. Le lastre sono state appoggiate su 9 colonne rigide e caricate nel centro di ciascuno dei quattro campi. La Figura 6 illustra la configurazione di prova nel complesso: ogni colonna è stata dotata di una cella di carico e poteva essere abbassata al fine di simulare disposizioni disomogenee. Sono state poi misurate le deformazioni nel calcestruzzo con degli estensimetri. Le misure delle deformazioni sono state effettuate con 16 LVDT nei punti di maggiore interesse.

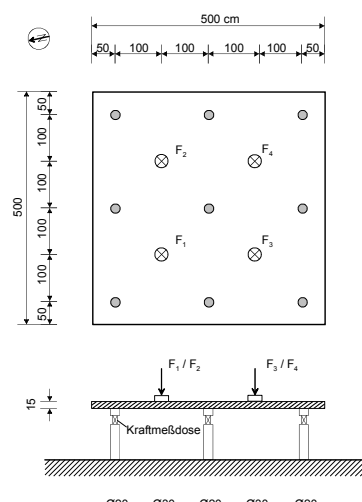
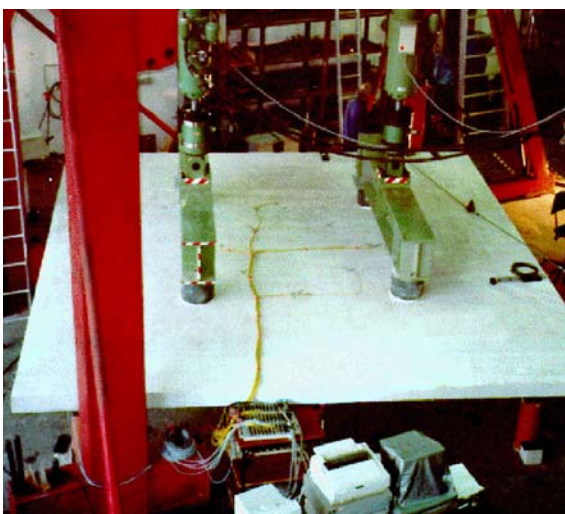


Figura 6: Fotografia del provino con dimensioni di 5,00 m per 5,00 m.

Le lastre di prova erano costituite da calcestruzzo fibrorinforzato con 40 kg/m^3 di fibra DRAMIXTM RC-80/60, ossia fibra in filo d'acciaio della lunghezza di 60 mm. e del diametro di 0,75 mm. Le fibre hanno estremità munite di ganci che servono per ottenere un miglior ancoraggio e che sono incollate insieme; il tutto assicura una migliore prestazione di miscelazione.

Provino N°	P-1	P-2	P-3
Contenuto di fibra [kg/m^3]	40	40	40
Ferri di rinforzo sulla fascia della colonna BSt 500	-	6 \varnothing 10 mm	-
Cavi di precompressione St 1570/1770	-	-	2 \varnothing 0,6"

Tabella 2: Concetti di armatura di tre diverse lastre di prova.

Mentre la prima lastra P-1 era costituita solo da calcestruzzo fibrorinforzato, una seconda lastra P-2 è stata testata con una ulteriore armatura costituita da 6 ferri del diametro di 10 mm. in ogni fascia della colonna. Nella terza lastra precompressa P-3 sono invece stati collocati dei cavi interni scorrevoli SUSPATM da 0,6" diritti nell'asse neutro. Ogni cavo è stato precompresso con 0,173 MN, dando così alla lastra una sollecitazione di compressione normale di circa 1 MPa. La tabella 1 fornisce una panoramica sui vari tipi di armatura e relativi rapporti. Poiché il comportamento di carico delle lastre supportate dai pali nelle condizioni operative è simile a quello delle lastre piatte, l'interesse era principalmente concentrato sul comportamento dopo la rottura del calcestruzzo fibrorinforzato in combinazione con altre armature aggiuntive o con precompressione. Le prove comprendevano il carico parziale e totale della lastra, una fase ciclica statica, una stima del carico a rottura ed una simulazione di assestamento disomogeneo mediante la parziale rimozione di 2 o 4 colonne dai bordi. Mentre la lastra di calcestruzzo fibrorinforzato si rompeva senza alcun aumento del carico dopo aver sviluppato un meccanismo di snervamento, la lastra con l'armatura aggiuntiva e quelle

con precompressione scorrevole mostravano un comportamento duttile. Nella Figura 7 si vede come tutte le lastre sviluppavano gli elementi essenziali dello stesso meccanismo di snervamento. Il comportamento duttile della seconda lastra era dovuto ai ferri di rinforzo sulle fasce delle colonne, che attraversavano le linee di snervamento dei momenti positivi nei campi e quelle dei momenti negativi al di sopra dei pali. Anche se l'aumento del rapporto di armatura totale dato dal riposizionamento di ferri nelle fasce delle colonne era solo del 20% rispetto all'armatura in fibra, sarebbe possibile controllare lo sviluppo di cricche su tutta la lastra grazie ai rapporti di armatura locale più alti nelle zone critiche.

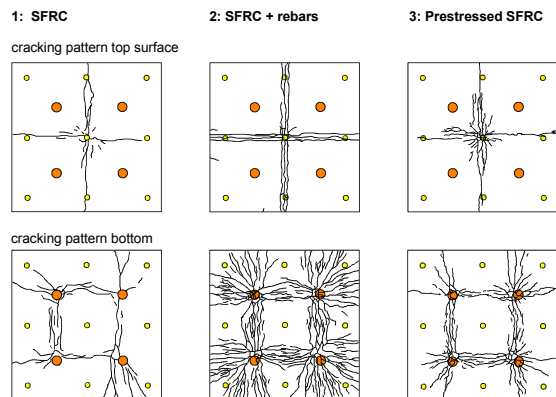


Figura 7: Modello di cricatura e curva di flessione sotto carico dei tre diversi sistemi di lastre.

Sarebbe possibile ottenere il controllo della cricatura del modello precompresso P-3 in quanto il rapporto di tenacità del calcestruzzo fibrorinforzato aumenta con ulteriori forze normali. Tuttavia la capacità di carico è stata ottenuta dall'integrazione del lavoro di deformazione plastica sulle linee di snervamento che sono quasi uguali a quelle della prima lastra P-1.

Tutte le lastre di prova non hanno superato il test di piegamento, ma i fori praticati sulla lastra vicino al supporto centrale hanno mostrato un inizio di cedimento alla perforazione negli elementi essenziali. Poiché non c'era alcuna armatura di taglio nella lastra, si potrebbe dire che l'azione della fibra d'acciaio abbia influito sulla capacità di carico di perforazione.

6 APPLICAZIONE DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

6.1 Lastre di calcestruzzo sotto il livello dell'acqua

Una delle prime grandi misure edilizie adottate nel centro di Berlino dopo la riunificazione della Germania è stata la costruzione di un nuovo quartiere cittadino polifunzionale nella zona della Potsdamer Platz, vicino al vecchio confine, che occupava una superficie di oltre 70.000 m². Poiché molti degli edifici erano notevolmente al di sotto del livello della falda acquifera, era necessario eseguire scavi di fondamenti molto profondi. La profondità delle fondazioni era compresa tra i 9 e i 18 metri nella falda acquifera che si trovava 2-3 metri al di sotto della superficie. In Potsdamer Platz si sta

costruendo anche una nuova stazione ferroviaria, con fondazioni profonde fino a 20 metri.

Attualmente la verifica di questo calcestruzzo sotto il livello dell'acqua si basa su un semplice modello computazionale. Normalmente si presume che il carico esterno sia portato dagli archi spaziali della lastra verso i plinti dei pali d'ancoraggio, mentre la forza orizzontale che ne risulta è bilanciata dall'acqua esterna e dalla pressione esercitata dalla terra sulle pareti circostanti. Tale semplice modello computazionale è in genere sufficiente per la costruzione di lastre subacquee in pozzi di fondazione più piccoli e cilindrici perché la resistenza alla trazione del calcestruzzo in questo modello può essere trascurata e si può usare calcestruzzo normale. Per pozzi di fondazioni più grandi di forme irregolari e disallineamenti nella lastra, come nel caso di cui stiamo trattando, i momenti flettenti della lastra dovuti alle varie deformazioni dei 2.000 pali di ancoraggio, la pressione dell'acqua e la normale forza esterna sono inevitabili.

Perciò era decisamente auspicabile poter evitare la fragilità della lastra in calcestruzzo normale e cercare di ottenere una struttura più robusta e duttile. L'esperienza fatta con le prove sui pavimenti industriali fibrorinforzati al livello del terreno, che aveva mostrato un comportamento di deformazione e capacità di carico altamente duttile e ridondante, suggeriva che questo materiale poteva essere appropriato anche per queste lastre in calcestruzzo sotto il livello dell'acqua.

Al fine di studiare l'idoneità delle lastre in calcestruzzo fibrorinforzato, abbiamo svolto tre prove di laboratorio. Le prove sono state eseguite su una lastra di calcestruzzo normale e su lastre di calcestruzzo fibrorinforzato delle dimensioni di 3x3 m. e dello spessore di 28 cm. Una caratteristica importante, la simulazione della pressione dell'acqua distribuita in modo regolare, è stata realizzata con un semplice ma efficace strato di pannelli di sughero collocati al di sotto dei provini, mentre il carico è stato applicato mediante nove martinetti idraulici. La Figura 8 mostra lo strato di sughero e i punti di ancoraggio dei martinetti.

Il contenuto di fibra del primo provino rinforzato era di 60 kg/m³ DRAMIXTM 60/0,8 e quello del secondo era di 40 kg/m³ DRAMIXTM 50/0,6.

Riassumendo, si può dire che queste prove hanno dimostrato che la capacità di carico massima della lastra di prova normale è stata raggiunta superando la resistenza alla trazione del calcestruzzo. A questo punto si è verificata una rottura improvvisa, con la lastra rotta in più pezzi (Fig. 8).



Figura 8: Lastra in calcestruzzo normale dopo la rottura.

Rispetto a questa frantumazione, le lastre rinforzate con fibre d'acciaio hanno mostrato un comportamento totalmente diverso. Come vediamo nella Figura 9, la capacità di carico massima delle lastre di calcestruzzo fibrorinforzato era più del doppio rispetto a quella della lastra in calcestruzzo normale. Va detto che è stato necessario interrompere le prove condotte sulle due lastre in calcestruzzo fibrorinforzato ad una pressione media di 525 kN/m² perché era stata raggiunta la resistenza massima dei martinetti idraulici. Un altro aspetto è l'alta deformabilità delle lastre di calcestruzzo fibrorinforzato. La Figura 8 fornisce il carico di prova massimo delle tre diverse lastre e la differenza di deformazione tra la parte centrale e il bordo della lastra, che era da 4 a 5 volte maggiore di quella della lastra in calcestruzzo normale. Altre prove condotte applicando un unico carico al centro della lastra, ma non descritte in questo articolo, hanno dato una deformabilità da 10 a 15 volte maggiore rispetto alla lastra in calcestruzzo normale, dimostrando così che le lastre di calcestruzzo fibrorinforzato hanno una ridondanza intrinseca ed un maggior grado di sicurezza nell'uso pratico.

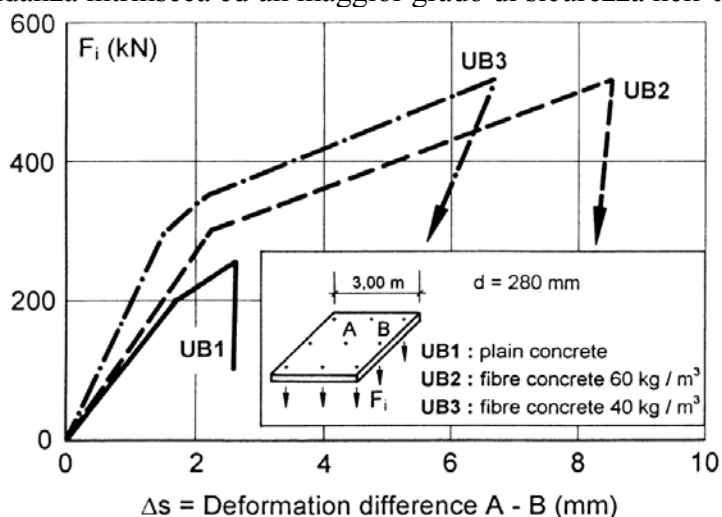


Figura 9: Risultati delle prove di carico condotte su lastre con calcestruzzo normale e fibrorinforzato.

[DICITURE IN FIGURA: Calcestruzzo normale; Calcestruzzo con fibra 60 kg/m³; Calcestruzzo con fibra 40 kg/m³ – Δs = Differenza di deformazione A – B (mm)]

6.2 Sistema di lastre e calcestruzzo fibrorinforzato poggiante su pali

Sull'invenzione dell'armatura combinata per pavimenti industriali poggianti su pali sarebbe possibile ottenere un brevetto internazionale. Nel febbraio 1998 è stato realizzato a Groningen, in Olanda, il primo progetto che utilizzava la nuova armatura combinata. Nel frattempo sono stati installati oltre 100.000 m² di questi pavimenti industriali su pali in 5 paesi europei.

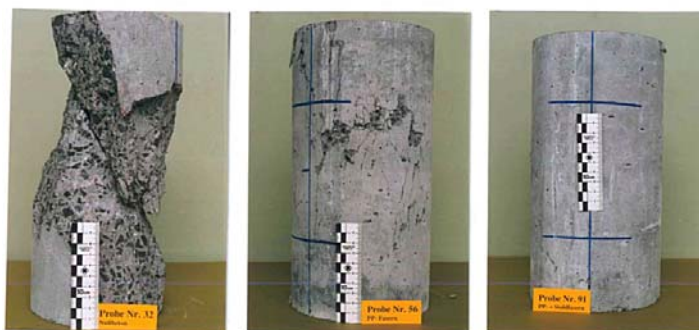
Sebbene le gabbie della fascia della colonna fossero state disposte in loco durante la cementazione, per quest'opera ci è voluto meno tempo del previsto e non si sono verificati problemi di alcun genere. Per avere una buona compattazione del calcestruzzo con fibre d'acciaio fresco, va usato un cilindro vibrante per le zone dell'armatura

aggiuntiva. In futuro l'opera di armatura in loco sarà sostituita da elementi standard e prefabbricati. Questi elementi sono stati già sviluppati nel laboratorio iBMB dell'Università di Braunschweig. Con l'uso degli elementi prefabbricati basterà un solo tipo di gabbia per tutta la lastra, cosa che non solo consentirà di diminuire i tempi di lavoro in loco, ma contribuirà anche a far aumentare la qualità di rendimento dell'opera.

6.3 Colonne in calcestruzzo fibrorinforzato ad alto rendimento costruite con acciaio ad alta resistenza

Il calcestruzzo ad alta resistenza sotto compressione si rompe all'improvviso e in modo esplosivo. Questa fragilità può essere alterata mediante l'aggiunta di fibre d'acciaio al calcestruzzo, al fine di ottenere un comportamento più duttile e meno fragile. La Figura 10 mostra chiaramente le differenze di modalità di rottura dei vari cementi ad alta resistenza senza fibre rispetto ai cementi con fibre di polipropilene o con un mix di polipropilene e fibre d'acciaio. Come già detto sopra, il calcestruzzo ad alta resistenza sotto compressione si rompe esplodendo, quindi senza un'adeguata protezione i frammenti proiettati possono costituire un serio pericolo per persone e cose.

Al contrario, durante lo svolgimento una prova di resistenza a compressione condotta con calcestruzzo con un contenuto di fibra sufficientemente alto, praticamente non si sono verificati problemi. Se si usa una composizione di calcestruzzo idonea, il provino rimane praticamente illeso dal punto di vista ottico e mostra ancora una capacità di carico residua pari al 20-30% del carico a rottura (Figura 10).



Calcestruzzo senza fibre Calcestruzzo con fibre PP Calcestruzzo con fibre PP + SF

Figura 10: Cilindri di calcestruzzo dopo la prova di resistenza a compressione

6.4 Colonne HH – Provino di prova

Per la determinazione della capacità di carico sono state scelte delle colonne con una sezione trasversale di 20x20 cm., lunghe 2,3 m., misure che corrispondono ad un rapporto l/d di 11,5. È stato scelto questo rapporto perché nella costruzione reale verranno usate colonne lunghe 4-4,5 m e con sezione 40x40 cm.

Per il calcestruzzo è stata prevista una resistenza a compressione $f_c \geq 125 \text{ N/mm}^2$ ed un acciaio ad alta resistenza St 750/1200, usando un limite di snervamento a compressione di 930 N/mm^2 . L'armatura era di $8 \text{ } \varnothing 26,5 \text{ mm.}$, per un rapporto di

armatura dell'11%. Per le staffe sono state scelte misure di $\varnothing 8$ e $cc = 15$ cm, riducendo la distanza tra le staffe a $cc = 7,5$ cm alle estremità delle colonne. Nella Figura 11 è illustrata la configurazione dell'armatura delle colonne.

Per quanto riguarda l'applicazione del carico alle colonne, sono state usate piastre di acciaio di 30 mm. di spessore. Il collegamento tra i ferri di armatura e la piastra d'acciaio è stato eseguito tramite contatto con un ulteriore raccordo ad adesione.

Il paragone tra i vari rapporti sforzo-deformazione ottenuti con le prove con cilindri mostra la differenza tra il calcestruzzo normale e quello ad alta resistenza. Mentre per il calcestruzzo normale si possono ottenere deformazioni di compressione comprese tra il 2 e il 2,3%, questi valori aumentano fino al 3-3,5% per il calcestruzzo ad alta resistenza sotto carico di breve durata.

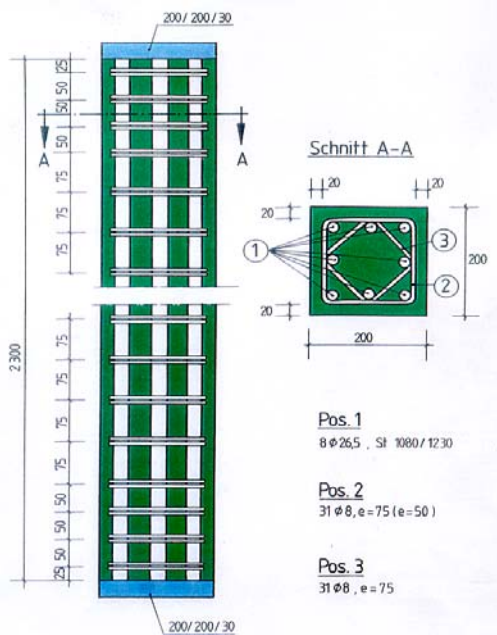


Figura 11: Armatura della colonna



Figura 12 : Configurazione di prova per il test della colonna

6.5 Procedura di prova

Le prove con controllo della deformazione sono state condotte in una sorta di gabbia con un martinetto idraulico da 10.000 kN. La Figura 12 mostra la configurazione di prova con la colonna sotto test. La capacità di carico con la resistenza del cemento è stata ottenuta, rispettivamente, dopo 28 e 56 giorni, con 6.800 e 7.300 kN.

Per prove come questa, un carico diverso può da solo dare un aumento della capacità di carico compreso tra 7.100 e 7.300 kN. La capacità di carico più bassa è stata ottenuta con un tempo di carico breve, ossia 15 minuti a rottura, mentre la capacità di carico più alta è stata ottenuta con un tempo di carico di 25 ore. Questo effetto può essere spiegato dal fatto che il cemento comincia a deformarsi con un tempo di carico più lungo, con

una redistribuzione del carico dal cemento all'acciaio che implica la riduzione del carico nel cemento e un aumento del carico nell'acciaio.

Questo effetto appare ancor più notevole all'atto pratico, ossia durante la costruzione di edifici alti, perché per costruire 30 piani possono essere necessari mesi o anche di più, e in tal caso l'influsso della deformazione del cemento sulla capacità di carico delle colonne HH sarà ancora più marcato. Questo effetto di redistribuzione viene reso possibile dall'uso di acciaio ad alta resistenza e, al tempo stesso, dà una maggiore efficienza massima alla deformazione di compressione.

Occorre studiare più approfonditamente l'entità e l'influsso di queste redistribuzioni del carico dal calcestruzzo ad alta resistenza verso l'acciaio ad alta resistenza in prove di maggior durata, durante le quali sarebbe utile studiare anche l'influsso di diversi contenuti di fibra e rapporti di armatura.



Figura 13: Colonne HH nell'edificio Herriots a Francoforte.

7 TRAVI DI CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO AUTOCOMPATTANTE

7.1 PROVE SULLE TRAVI

In quattro travi di prova si è ipotizzato che le fibre dovessero sostituire l'armatura di taglio e l'armatura con staffe normalmente usate nella zona di trasmissione della forza di precompressione. L'eliminazione del complesso lavoro di posizionamento dell'armatura comporta notevoli vantaggi economici per questo metodo costruttivo. Come indicato nella Tabella 3, sono state prodotte quattro travi allo scopo di studiare la loro efficienza e il loro comportamento all'applicazione di un carico. Le travi usate erano in calcestruzzo precompresso a singola campata e con sezione a forma di I (vedi Figura 14), con un capocorda superiore più forte. Nell'area di sostegno la sezione trasversale cambia e diventa a T. Nell'area di sostegno e nei punti situati a un quarto della luce delle travi sono stati disposti dei fori circolari per le condotte di servizio, ecc.

Le travi sono state precomprese con fili orizzontali sul capocorda superiore e su quello inferiore. Per la disposizione dei fili di precompressione nel capocorda inferiore sono state condotte prove preliminari fino al momento in cui le fibre d'acciaio non erano più trattenute dai fili di precompressione e non si è verificata la separazione degli aggregati grezzi durante il getto. La Figura 14 mostra una pianta semplificata delle travi di prova.

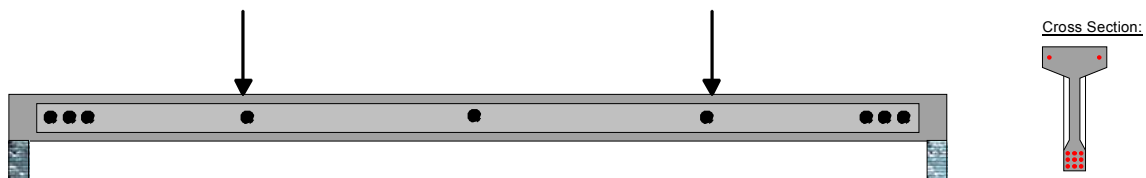


Figura 14: Vista e sezione trasversale di una trave di prova.

7.3 PRODUZIONE

Oltre alle prove preliminari, all'IBMB sono state condotte indagini analitiche, ossia calcoli FEM basati sul codice DBV per il "calcestruzzo fibrorinforzato" [8]. Tali indagini hanno dimostrato che per i carichi previsti per queste travi non era necessaria alcuna armatura di taglio convenzionale. Un altro vantaggio di questo metodo costruttivo è che, se necessario, è possibile praticare altri fori nella struttura della trave dopo il getto.

7.4 STATO DI EFFICIENZA

Per studiare lo stato di efficienza delle travi, due delle quattro travi di prova sono state sottoposte ad una prova a carico continuo. Il carico è stato applicato mediante blocchi di calcestruzzo (vedi Fig. 15) con un carico 1,4 volte superiore al carico di esercizio. A questo livello di carico non si sono osservate piegature né fessure di taglio indotte dal carico.



Figura 15: Travi di prova caricate con blocchi di calcestruzzo in una prova continua di carico e corrosione [9]

Queste travi di prova sono state disposte in modo tale che metà della lunghezza della trave fosse esposta agli agenti atmosferici e l'altra metà fosse protetta da una copertura (vedi Fig. 15). Lo scopo del test era osservare se e in che misura le fibre d'acciaio non galvanizzate vicine alla superficie in queste due travi mostravano segni di corrosione causata dagli agenti atmosferici.

Attualmente le travi sono esposte a condizioni atmosferiche normali da più di 3 anni e finora non presentano segni visibili di corrosione sulla superficie. Se si considera che queste travi saranno usate soltanto in interni, si può prevedere di avere una superficie esente da corrosione per l'intera durata di vita utile della struttura.

Inoltre, l'eccellente superficie assolutamente uniforme ed esente da scolorazioni ha un aspetto decisamente migliore di quello di una normale superficie di calcestruzzo in buono stato. La profondità di carbonatazione fino ad oggi non ha nemmeno raggiunto gli 0,5 mm, il che dimostra che questo tipo di calcestruzzo ha una resistenza alla

penetrazione dell'anidride carbonica molto migliore rispetto al calcestruzzo normale di pari resistenza.

7.5 PROVE DI CARICO

Due delle quattro travi di prova sono state sottoposte a prove di carico al fine di stabilire se le travi costruite in questo modo possedano ancora le resistenze massime a flessione e taglio necessarie. Per questa ragione la iBMB ha consigliato una configurazione di prova di carico che provochi una rottura di taglio al fine di provare che questo tipo di trave, ossia senza armatura di taglio convenzionale, ha ancora una capacità di carico di taglio idonea. La configurazione di prova per questa prova di carico è illustrata nella Figura 14.

Le prime cricche dovute a piegatura si sono verificate a metà luce al raggiungimento di 1,3 volte il carico di esercizio. A 1,55 volte il carico di esercizio si sono formate le prime cricche indotte dal taglio vicino ai fori delle estremità delle travi. All'aumento del carico, queste cricche hanno cominciato ad aprirsi (vedi Fig. 15). Tuttavia, le superfici delle cricche erano ancora attaccate tra loro tramite le fibre di acciaio. Queste fibre sono rimaste efficienti fino al raggiungimento del carico massimo a rottura, garantendo dunque una rottura duttile della trave. Come si vede nella Figura 16, la superficie della cricca ha mostrato una distribuzione uniforme della fibra d'acciaio.



Figura 15: Fenditura di taglio che attraversa i fori circolari



Figura 16: Distribuzione delle fibre nella superficie della fenditura

La Fig. 17 mostra la curva carico-inflessione di una trave di prova a metà luce, facendo vedere così la resistenza al carico lineare-elastico della trave nella gamma dei carichi di esercizio. Le prime cricche dovute a piegamento si sono avute chiaramente al di sopra della gamma dei carichi di esercizio. Le cricche indotte dal taglio sono state invece osservate dopo il raggiungimento di un carico un po' più alto.

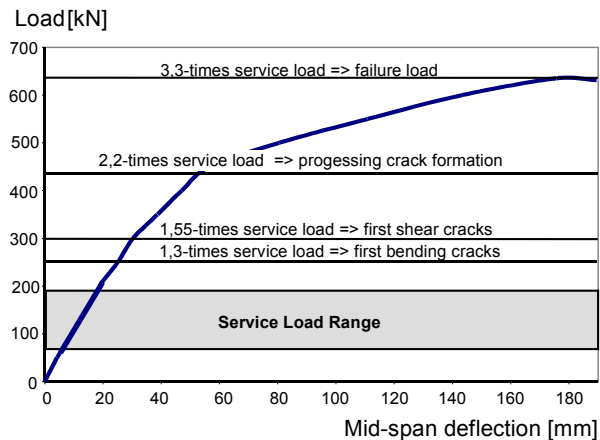


Figura 17: Schema del carico-deformazione a metà luce.

Come si vede nella Figura 17, la rigidità della trave diminuisce notevolmente con la formazione progressiva della cricca con carichi di prova al di sopra di 2,2 volte il carico di esercizio. In questa fase di carico le cricche sono passate dalla struttura al capocorda a compressione. Un ulteriore aumento del carico provoca notevoli deformazioni e allargamento delle cricche. Il carico massimo a rottura è stato raggiunto quando una delle fenditure indotte dal taglio ha penetrato la zona di compressione.

Si sarebbe potuto intuire in anticipo che si stava per verificare la rottura osservando la rappresentazione del carico-inflessione in un grafico, ossia quando un piccolo aumento del carico ha causato un grosso aumento della deformazione dimostrando che queste travi hanno un carico a rottura molto duttile.

Con il modello FEM sviluppato per questo tipo di trave, il carico a rottura e a deformazione di queste travi può essere descritto con sufficiente accuratezza. Ciò ha consentito di verificare numericamente travi simili senza dover effettuare ulteriori prove.

7.6 APPLICAZIONE

Ad oggi questo tipo di travi è stato utilizzato in Germania per tre grossi progetti edili, per i quali sono state prodotte circa 1.500 travi di questa tipologia. La Fig. 18 mostra una parte di uno di questi progetti (centro di distribuzione) durante la fase costruttiva.



Figura 18: Centro di distribuzione durante la fase costruttiva e dopo il completamento.

8 CODIFICA

Nei capitoli precedenti sono stati forniti alcuni esempi di utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato in opere di ingegneria civile. Per promuovere l'uso del calcestruzzo fibrorinforzato, occorre codificarne le proprietà e fissare norme che lo definiscano. Come già accennato nell'introduzione, vari organismi normativi stanno già lavorando allo sviluppo di raccomandazioni per la progettazione di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato.

Attualmente l'associazione tedesca per il Calcestruzzo chiamata *DAfStb* sta lavorando all'elaborazione di una norma per la progettazione di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato che sarà pubblicata nel 2007 e di cui andiamo ad esporre gli aspetti principali nei paragrafi che seguono.

Poiché le fibre d'acciaio devono fungere da "componente di trazione" in una membratura strutturale, sia con barre di armatura normali che senza, le forze trasversali possono essere raffigurate in una sezione simile come illustrato in Fig. 19. Le definizioni delle deformazioni sono riportate nella Figura 20.

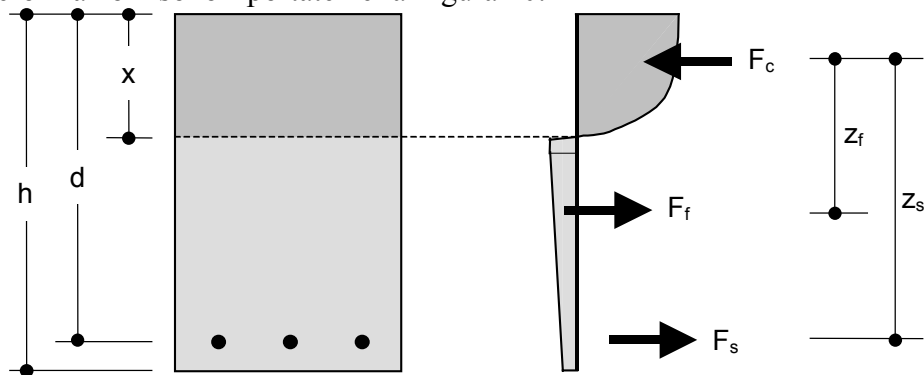


Figura 19: Forze trasversali delle fibre di acciaio F_f e delle barre di armatura F_s in una sezione trasversale.

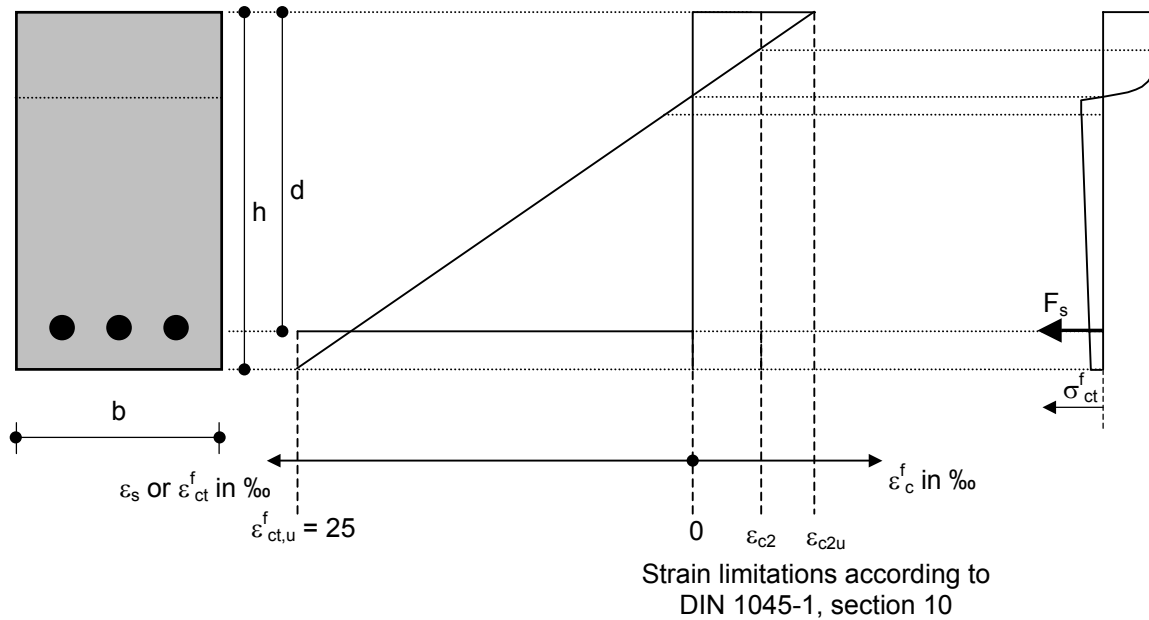


Figura 20: Definizioni delle deformazioni.

[DICITURE IN FIGURA: Limiti di sforzo secondo la norma DIN 1045-1, Capitolo 10]

Un'analisi strutturale reale può essere effettuata con le curve sforzo-deformazione riportate nelle Figure 19 e 20. La Fig. 21 mostra la curva sforzo-deformazione usata per la verifica ULS, per la quale è possibile tralasciare i fattori di sicurezza γ_{ct}^t e il fattore di concentrazione degli sforzi α_c^t (normalmente 0,85), dovendo usare $f_{ctR,S}^t$. In questo caso lo sforzo massimo ammesso è limitato al 3,5‰.

La Fig. 22 mostra la curva sforzo-deformazione da usare per l'analisi strutturale non lineare. In alternativa è possibile anche usare le curve sforzo-deformazione semplificate illustrate qui con le linee tratteggiate in entrambi i grafici.

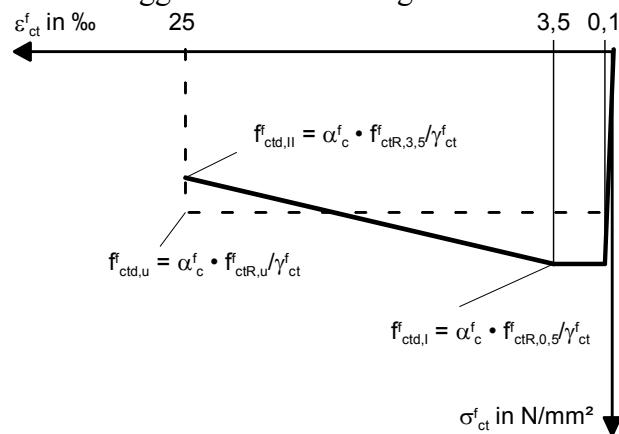


Figura 21: Curva sforzo-deformazione per verifiche ULS e SLS.

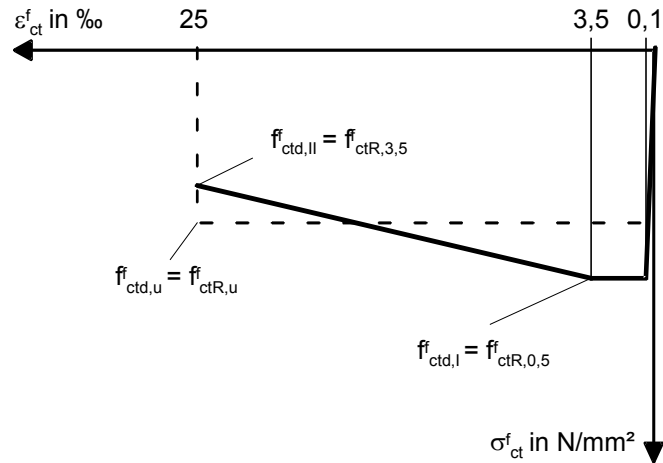


Figura 22: Curva sforzo-deformazione per verifiche non lineari

I valori $f_{ctR,0,5}^f$, $f_{ctR,3,5}^f$, $f_{ctR,u}^f$ e $f_{ctR,S}^f$ sono derivati dalle principali sollecitazioni di trazione post-ricricatura per le varie classi di rendimento elencate nella Tabella 4. Questi valori sono ottenuti tramite prove di piegamento standard, come illustrato in Fig. 1 per una inflessione a metà luce di 0,5 (deformazione 1) e 3,5 mm (deformazione 2), e devono essere intese come valori caratteristici di sollecitazioni di trazione centriche derivate da questi valori caratteristici post-ricricatura delle prove standard f_{cfk}^f .

$$f_{ct0,\delta}^f = f_{cfk}^f \cdot \beta_{\delta} \quad (1)$$

$$f_{ct0,u}^f = f_{cfk}^f \cdot \beta_u \quad (2)$$

$$f_{ct0,S}^f = f_{cfk}^f \cdot \beta_S \quad (3)$$

dove:

$\beta_{0,5} = 0,37$; per una deformazione I ($\delta = 0,5$ mm)

$\beta_{3,5} = 0,25$; per una deformazione II ($\delta = 3,5$ mm)

$\beta_u = 0,37$; per la curva sforzo-deformazione semplificata

$\beta_S = 0,40$; verifiche SLS: curva sforzo-deformazione e curva sforzo-deformazione semplificata.

Infine:

$$f_{ctR,I}^f = \kappa_b \cdot f_{ct0,i}^f \quad (4)$$

dove

$\kappa_b = 0,125 \left(5 + \frac{b}{h} \right)$ rappresenta l'influsso della sezione trasversale.

Il valore κ_b è limitato tra $0,75 \leq \kappa_b \leq 1,25$. Usando le classi di efficienza, secondo questa raccomandazione si può dunque definire come esempio di calcestruzzo fibrorinforzato

C30/37 L1.6/1.2

dove C30/37 = resistenza a compressione del calcestruzzo secondo DIN EN 206-1 e DIN 1045-2; e

L1.6/1.2 = calcestruzzo fibrorinforzato di classe di efficienza 1.6 per una deformazione 1 e classi di efficienza 1.2 per una deformazione 2.

8.1 SICUREZZA

Il concetto di sicurezza secondo questa raccomandazione e i fattori di sicurezza parziale indicati nelle Figure 20 e 21 sono riportati nella seguente tabella:

Fattore di sicurezza parziale per	Calcestruzzo fibrorinforzato	Calcestruzzo fibrorinforzato con armatura normale
Armatura (trazione) γ_s	secondo DIN 1045-1	
Calcestruzzo fibrorinforzato – post-cricatura γ_{ct}^f ¹⁾	1,25	1,25
Calcestruzzo fibrorinforzato – senza cricche γ_{ct}^f ²⁾	1,8	–
Capacità di carico del sistema per verifica non lineare γ_R ³⁾	1,4	1,35 (senza verifica esatta) ⁴⁾
Azioni permanenti γ_G	Secondo DIN 1055-100 con la considerazione di valori combinati	
Azioni variabili γ_Q		
¹⁾ almeno classe di efficienza 0,8 per una deformazione II ²⁾ secondo DIN 1045-1, paragrafo 5.3.3 (10) per il dimensionamento degli elementi costruttivi non armati ³⁾ spiegazione di F_f e F_s – Vedi Figura 15 ⁴⁾ con verifica esatta: $1,3 + \frac{0,1 \cdot F_f}{F_f + F_s}$		

9 APPLICAZIONE PIU' RECENTE

Infine è stata costruita una ferrovia a levitazione magnetica a Shanghai. Le travi di questo binario erano fatte di calcestruzzo fibrorinforzato autocompattante, come si vede in Fig. 23.

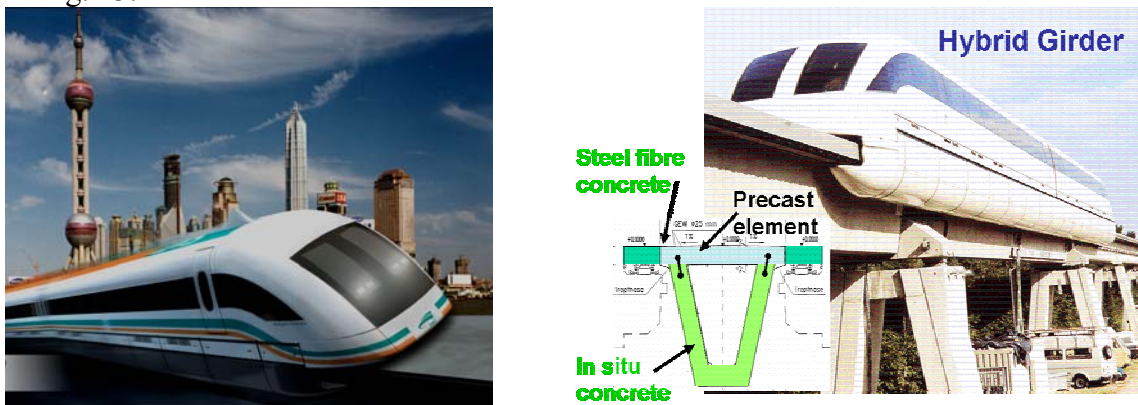


Figura 23: Treno a levitazione magnetica a Shanghai.

10 RIASSUNTO

Il presente articolo tratta di un nuovo concetto di progettazione di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato, come pavimentazioni industriali su pali, in cui l'armatura in fibre d'acciaio sostiene parte delle forze di trazione totali. Sono state condotte prove sistematiche ed analisi dei parametri dei materiali e sono stati ottenuti i valori caratteristici di queste strutture. Inoltre è stata anche condotta un'analisi strutturale della sicurezza di questi elementi. Secondo la teoria della sicurezza del primo ordine, è stato presentato un calcolo ed un metodo per la verifica di queste strutture, soprattutto prendendo in esame combinazioni di armature a barre e fibre d'acciaio. Questo articolo dimostra che l'armatura combinata può aumentare notevolmente la sicurezza strutturale.

Sulla base del lavoro svolto è stato sviluppato un nuovo principio costruttivo per la produzione di lastre per pavimentazioni industriali poggianti su pali con armatura combinata. I test su larga scala condotti nel laboratorio dell'Università Tecnologica di Braunschweig, in Germania, hanno dimostrato che un'armatura con ferri (o barre) parziale del calcestruzzo fibrorinforzato può aumentare lo stato di efficienza complessivo e il rendimento della struttura in termini di carico ultimo (a rottura). Già dal 1998 state già realizzate varie applicazioni sperimentali di questa struttura brevettata in Inghilterra, Olanda, Svezia, Belgio e Germania.

Le raccomandazioni di progettazione del DAfStb, che saranno pubblicate nel corso di quest'anno (2007), contribuiranno sicuramente a promuovere l'uso del calcestruzzo fibrorinforzato nell'ingegneria civile.

11 BIBLIOGRAFIA

- [1] Deutscher Betonverein E.V. (German Calcestruzzo Association): "Grundlagen zur Bemessung von Industrieböden" (design recommendations for industrial floors), 1996
- [2] Japan Calcestruzzo Institute: "Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Fiber Calcestruzzo rinforzato, JCI Standard SF-4, June 1984
- [3] Falkner, H.; Gossila, U.: "Pile Supported Prestressed calcestruzzo fibrorinforzato Ground Lastre", Structural Calcestruzzo 1994-1998, Deutscher Betonverein E.V. – German Group of FIP, 1998, pp. 118 – 120
- [4] Gossila, U.; Falkner, H.: "New Conceptions for Piled Industrial Floors", Intl. Colloquium on Industrial Floors, 1999, pp. 103 – 108
- [5] Gossila, U.: "Tragverhalten und Sicherheit kombiniert bewehrter Stahlfaserbetonbauteile", Heft 501, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag Berlin, Wien, Zürich, 2000, ISBN 3-410-65701-0
- [6] CEN Comité Européen de Normalisation: European Design Codes EN 1991 (Eurocode 1) – EN 1992 (Eurocode 2)
- [7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (19. Entwurf). (DAfStb recommendations for steel fibre concrete)
- [8] Deutscher Beton- und Bautechnik – Verein (DBV). 2001. Merkblatt Stahlfaserbeton. Fassung Oktober 2001
- [9] Falkner, H.; Grunert, J. P.: „Steel fibre reinforced SCC – A durable and robust construction material“. Neapel 2005