

TEMA D

**CALCESTRUZZI POLIMERO-IMPREGNATI**



## **RELAZIONE GENERALE**

### **IL CALCESTRUZZO POLIMERO-IMPREGNATO**

**RIO Arturo**

**Presidente della Commissione A.I.C.A.P.  
"Calcestruzzi Speciali"  
Roma**



## IL CALCESTRUZZO POLIMERO-IMPREGNATO

Arturo RIO

Presidente della Commissione A.I.C.A.P.  
"Calcestruzzi speciali"  
ROMA

Il calcestruzzo impregnato con polimeri, che gli americani chiamano "PIC" (Polymer Impregnated Concrete) è un materiale composito, costituito da un calcestruzzo cementizio che, dopo indurimento, viene impregnato con un monomero organico, successivamente polimerizzato nel suo interno.

Fra tutti i materiali compositi che si possono ottenere dall'unione del cemento con polimeri organici il calcestruzzo impregnato è quello che presenta la maggiore possibilità di successo, in quanto realizza un'associazione nella quale entrambi i costituenti svolgono un'azione attiva, sinergica, che consente di ottenere prestazioni molto superiori a quelle dei singoli componenti.

Per comprendere il processo di produzione e le particolari caratteristiche del calcestruzzo impregnato, è opportuno fare riferimento alla struttura del calcestruzzo cementizio ed alle variazioni apportate ad essa dal polimero impregnante.

Il calcestruzzo cementizio, che di per sè stesso può essere considerato un materiale composito, è formato da uno scheletro litico, costituito dagli aggregati, disperso in una matrice continua, formata dalla pasta di cemento idratata. Questa presenta tutta una serie di capillari, di dimensione gradatamente maggiore, sino ad arrivare a circa 10-20 micron di diametro, che costituiscono una specie di sistema vascolare nel suo interno, da cui dipendono con la porosità, oltre a molte proprietà meccaniche, la permeabilità e la resistenza agli agenti aggressivi del conglomerato.

La prima origine dei pori capillari è dovuta alla differenza tra il volume del cemento anidro più acqua ed il minor volume dei prodotti di idratazione, a questa si aggiunge l'eccesso di acqua rispetto a quella richiesta per l'idratazione, acqua d'altra parte necessaria per ottenere una sufficiente lavorabilità dell'impasto e rendere più agevole la messa in opera del conglomerato.

Con opportuni accorgimenti, tendenti soprattutto a diminuire al massimo il rapporto acqua/cemento, è possibile ridurre tale porosità capillare, che comunque non può essere mai eliminata insieme alla sua influenza negativa.

D'altra parte nel processo di impregnazione tale porosità permette all'agente impregnante di penetrare all'interno del conglomerato e di riempire la maggior parte dei vuoti disponibili, costituendo un reticolo tridimensionale che interessa tutto il volume del calcestruzzo.

I monomeri più frequentemente impiegati per l'impregnazione e la successiva polimerizzazione, sono i derivati vinilici come il metilmetacrilato, lo stirolo, l'acrilonitrile ed altri monomeri per polimeri termoplastici. Spesso per aumentare le caratteristiche meccaniche del polimero e la sua stabilità termica vengono impiegati agenti reticolanti e monomeri idonei ad ottenere copolimeri termoindurenti. Fra tutti quelli più utilizzati sono lo stirolo ed, in particolare, il metilmetacrilato per la sua bassa viscosità e per la facilità d'impiego. Questo può essere anche impiegato in miscela con un monomero elastomerico, quando sia necessario aumentare la flessibilità e ridurre la rigidità del sistema polimerico, come vedremo meglio in seguito.

L'influenza positiva esercitata in un calcestruzzo cementizio dalla presenza del polimero si esplica attraverso tre meccanismi diversi:

- 1) Il primo consiste nell'incrementare le caratteristiche meccaniche specifiche della matrice cementizia in conseguenza della sua diminuita porosità;
- 2) Il secondo nel migliorare l'adesione della parte cementizia allo scheletro litico rappresentato dagli aggregati e nell'annullamento delle microfessure esistenti normalmente all'interfaccia della matrice con il componente litico;
- 3) Il terzo effetto infine consiste nella stabilizzazione della struttura ottimale, metastabile, raggiunta dal calcestruzzo dopo il trattamento termico prima della sua impregnazione, stabilizzazione dovuta alla conseguente completa impermeabilizzazione.

Di questi meccanismi quello più importante per l'incremento delle caratteristiche meccaniche e delle altre proprietà del calcestruzzo è rappresentato dalla riduzione di porosità e di conseguenza dal grado di riempimento delle cavità capillari disponibili.

A questo riguardo A. Auskern del U.S. Brookhaven National Laboratory ha sviluppato un modello matematico, basato sulla teoria dei materiali compositi, che considera il ruolo svolto dai singoli costituenti e l'influenza esercitata dal riempimento dei vuoti.

Egli ha ricavato un'equazione semi-empirica, che esprime il valore della resistenza meccanica della pasta di cemento impregnata ( $Sc$ ) in funzione del volume della frazione solida della pasta di cemento ( $V_m$ ) e della porosità ( $P$ ) del materiale composito pasta di cemento-polimero:  $Sc = 8.500 V_m (1-P)^6$ , dove  $8.500 \text{ kg/cm}^2$  rappresenta il valore teorico della resistenza meccanica della pasta di cemento considerata priva di pori.

Applicando l'espressione sopra riportata si può calcolare in proposito che riducendo la porosità del 10% le resistenze meccaniche vengono raddoppiate.

Comunque a prescindere dalle considerazioni teoriche sopra riportate, l'esperienza ha dimostrato che mentre un calcestruzzo normale, dopo indurimento, raggiunge mediamente resistenze meccaniche a compressione di  $400-500 \text{ kg/cm}^2$ , negli stessi calcestruzzi dopo impregnazione la resistenza sale a circa  $1.200-1.500 \text{ kg/cm}^2$ . Con calcestruzzi particolarmente studiati per subire il processo di impregnazione i valori delle resistenze a compressione possono arrivare vicino ai  $3.000 \text{ kg/cm}^2$ , realizzando un materiale composito che deve ritenersi completamente differente dal calcestruzzo che noi conosciamo, con caratteristiche intermedie tra esso ed i materiali ceramici e metallici propriamente detti.

Anche le resistenze a trazione vengono notevolmente aumentate. Dai valori medi circa  $30-40 \text{ kg/cm}^2$  dei calcestruzzi normali, si sale a valori che per i calcestruzzi impregnati di alta qualità arrivano a circa  $150-200 \text{ kg/cm}^2$ . Naturalmente tali valori, per quanto elevati, non possono competere con quelli dei calcestruzzi normali armati. D'altra parte occorre tenere presente che eseguendo il processo di impregnazione su di un calcestruzzo armato si può realizzare un materiale di altissime prestazioni, specie se si considera che l'impregnazione aumenta sensibilmente, circa 4 volte, l'aderenza dell'acciaio al calcestruzzo. L'acciaio pertanto può essere fatto lavorare a tassi sensibilmente più elevati di quelli ordinari, con un migliore sfruttamento delle sue caratteristiche.

Per quanto riguarda le altre proprietà, come appare dalla tabella allegata, il calcestruzzo impregnato presenta un assorbimento di acqua trascurabile e quindi una resistenza al gelo quasi assoluta. Particolarmente importanti sono la sua impermeabilità e la resistenza alla carbonatazione ed alla penetrazione dei cloruri, proprietà queste che possono essere utilizzate per la protezione dell'armatura nei conglomerati armati.

Per quanto riguarda il campo strutturale una esemplificazione dell'azione esercitata dall'impregnazione sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si può osservare nella Fig. 1,

dove sono riportate le curve sforzi-deformazione dello stesso calcestruzzo prima e dopo impregnazione.

Il comportamento tendenzialmente plastico del calcestruzzo viene attribuito ad una graduale rottura dei legami esistenti all'interfaccia tra pasta di cemento ed aggregati, che produce una deformazione irreversibile. La presenza del polimero invece aumenta in modo significativo il legame tra malta ed aggregato, annullando l'influenza negativa che sulla adesione cemento-aggregato esercitano le microfessure che normalmente sono presenti all'interfaccia anche prima dell'inizio della sollecitazione, conferendo così al calcestruzzo impregnato un comportamento essenzialmente elastico.

Un'altra sostanziale differenza tra il calcestruzzo impregnato e quello convenzionale riguarda il diverso comportamento nei confronti dello scorrimento viscoso. Mentre il calcestruzzo normale presenta una deformazione continua sotto l'azione del carico applicato, il calcestruzzo impregnato generalmente non presenta scorrimento viscoso od, al limite, in forma molto ridotta, probabilmente perchè il trattamento subito impedisce la migrazione di acqua, a cui si attribuisce il fenomeno, nelle strutture silicatiche del cemento idratato.

Dall'esame delle caratteristiche dei polimeri organici generalmente impiegati nei processi di impregnazione, come il polimetilmetacrilato, risulta come essi normalmente siano costituiti da materiali duri, rigidi, che non concorrono a modificare il comportamento del materiale composito risultante, che per gli elevati valori di resistenza raggiunti, conserva un comportamento nettamente fragile.

Come abbiamo accennato, in questi ultimi tempi, è stata esaminata la possibilità di impregnare il calcestruzzo con polimeri elastomerici, deformabili, impiegati sia da soli, sia in unione sotto forma di copolimeri aggraffati, con i polimeri rigidi già generalmente impiegati per l'impregnazione. Si può osservare, in linea di massima, che aumentando la percentuale del componente elastomerico nel copolimero impregnante, diminuiscono le resistenze meccaniche del calcestruzzo impregnato, mentre aumenta la tenacità del materiale, misurata dalla resistenza all'urto. Dopo impregnazione con il solo polimero deformabile le resistenze dei calcestruzzi trattati non si discostano molto da quelli dei calcestruzzi non trattati, di riferimento, mentre in questo caso la resistenza all'urto risulta aumentata di circa 250%.

Risulterebbe pertanto la possibilità di quasi triplicare la tenacità di un conglomerato cementizio senza modificare di fatto le altre caratteristiche meccaniche.

Il processo di impregnazione che può essere realizzato sia fuori opera nella prefabbricazione che in opera in strutture già consolidate, dal punto di vista della tecnologia si divide in tre fasi principali: essiccamento del conglomerato da impregnare; impregnazione con un monomero organico; polimerizzazione termocatalica del monomero in situ.

Il trattamento termico consiste essenzialmente in un processo di disidratazione del calcestruzzo che deve essere impregnato, in modo da eliminare la maggiore parte dell'acqua evaporabile contenuta. Le modalità dell'operazione debbono essere scelte in funzione del grado di disidratazione desiderato, della qualità del calcestruzzo e delle dimensioni del manufatto, oltre naturalmente alle possibilità impiantistiche ed ai programmi di produzione.

L'impregnazione del calcestruzzo, così predisposto, avviene per capillarità mediante immersione od anche per semplice contatto a pressione normale, od adottando, per accelerare il processo, una leggera pressione. La fase di impregnazione può essere preceduta, per facilitare la diffusione del monomero nel calcestruzzo, da un degasaggio del conglomerato essiccato.

Per quanto riguarda la fase finale di polimerizzazione si impiegano normalmente processi termocatalitici realizzati semplicemente mediante immersione in acqua calda, che serve contemporaneamente come mezzo riscaldante e per impedire perdite di monomero prima della sua polimerizzazione. Possono essere impiegati anche fluidi caldi come vapore od azoto caldo sotto pressione.

A seconda delle modalità con cui vengono condotte queste operazioni si possono ottenere risultati diversi, che possono andare da una impregnazione totale del calcestruzzo quando la finalità del trattamento è soprattutto quella di ottenere, ai fini strutturali, il potenziamento delle sue caratteristiche fisico-meccaniche, ad una impregnazione parziale e superficiale quando lo scopo è quello di garantire una protezione dall'ambiente esterno, mediante la realizzazione di uno strato impregnato, compatto ed impermeabile.

In effetti l'impregnazione del calcestruzzo può avere due diverse finalità: quella di realizzare, principalmente mediante l'impregnazione totale, opere di particolare impegno strutturale, oltre alla possibilità di disporre delle altre prestazioni del materiale; e quella di realizzare, mediante un'impregnazione parziale, un rivestimento protettivo di sufficiente spessore per garantire, ai fini della durabilità dell'opera, la necessaria resistenza nei confronti dell'ambiente e degli agenti aggressivi.

Per quanto riguarda il primo obiettivo è evidente che l'utilizzazione dei calcestruzzi impregnati debba riguardare soprattutto quelle applicazioni per le quali i calcestruzzi tradizionali non riescono a rispondere alle sempre maggiori esigenze della tecnica della costruzione, per le quali si renderebbe necessaria la scelta di altri materiali, come ad esempio quelli ceramici, più rispondente per determinati usi, ma indubbiamente più costosi.

Volendo esaminare più dettagliatamente i possibili campi di applicazione del calcestruzzo impregnato, dove le sue caratteristiche possono essere messe in particolare evidenza, riteniamo che questi siano rappresentati da:

- a) produzione di manufatti modulari con o senza armatura per opere di particolare impegno strutturale od esposte all'azione di un ambiente fortemente aggressivo;
- b) produzione di tubazione in alternativa a quelle in calcestruzzo armato od a quelle dotate di particolare resistenza chimica (grés, materie plastiche);
- c) produzione di pannelli, lastre, manufatti decorativi e protettivi;
- d) costruzione di impianti con condizioni di esercizio particolarmente severe, nei quali non solo il calcestruzzo normale, ma anche i materiali metallici presentano una forte usura, come ad esempio negli impianti di dissalamento dell'acqua di mare.

Tutte le applicazioni sopra ricordate, come è evidente, sfruttano in proporzione diversa le proprietà fondamentali del calcestruzzo impregnato e cioè le elevate caratteristiche meccaniche, la durabilità nel tempo, la possibilità di ottenere effetti decorativi particolari ed una grande levigatezza.

A questo si aggiunga la constatazione che i manufatti di calcestruzzo impregnato di alta qualità possono venire lavorati all'utensile con straordinaria facilità, per cui con tale materiale composito possono essere prodotti in piccola serie oggetti o pezzi di apparecchiature di macchine, come se si trattasse di un materiale metallico o di legno.

Anche l'A.I.C.A.P. per mezzo della propria Commissione di studio dei calcestruzzi speciali si è interessata all'impiego del calcestruzzo polimero impregnato, redigendo delle Raccomandazioni che illustrano le caratteristiche del materiale e le modalità di produzione e di controllo e forniscono inoltre elementi per la progettazione strutturale. A questo riguardo il testo presentato non può ancora essere considerato uno strumento operativo se non a seguito dei necessari approfondimenti sia sperimentali che teorici. Esso è un documento preliminare avente lo scopo di presentare elementi utili per la progettazione, che, per il momento, si deve basare soprattutto su esperienze dirette, eseguite su di un numero adeguato di prototipi, in conformità a quanto prescritto dalle norme sul c.a. e c.a.p. in tema di verifiche mediante prove su strutture campione.

Per questo, allo scopo di disporre di una opportuna documentazione, tale da rendere possibile la redazione di un testo definitivo, completo ed affidabile, è in corso una serie di prove sperimentali su argomenti rilevanti ai fini della normativa, sui quali per ora manca una adeguata informazione.

Un confronto economico tra il calcestruzzo impregnato e quello tradizionale è oltremodo difficile ed è evidente come ogni correlazione debba essere fatta in funzione del tipo di manufatto da costruire e

delle prestazioni richieste. Così, ad esempio, se per una determinata applicazione, impiegando il materiale composito, fosse possibile dimezzare la sezione del manufatto e quindi il suo peso, l'impiego del calcestruzzo impregnato sarebbe vantaggioso anche ad un costo doppio, tenendo presenti tutte le altre proprietà che esso offre indipendentemente da quelle meccaniche.

Occorre tenere presente che qualsiasi valutazione economica della convenienza dell'impiego del calcestruzzo impregnato deve tener conto di numerosi elementi di costo che possono variare notevolmente da momento a momento e da programma a programma, fino a rendere negativo un giudizio che, basato su ipotesi diverse, sembrava favorevole, e viceversa.

La quantità di polimero necessaria per l'impregnazione dipende dalla qualità del calcestruzzo da trattare e sostanzialmente dalla sua porosità. Mediamente si può calcolare dal 4 al 7% in peso, pari rispettivamente a circa 100-160 kg/m<sup>3</sup> di calcestruzzo impregnato, e poichè il peso specifico del polimero è circa 1, il contenuto di resina di un calcestruzzo impregnato può variare in volume dal 10 al 16%.

E' inoltre evidente che qualora al manufatto non vengano richieste particolari proprietà meccaniche, ma semplicemente caratteristiche migliori di impermeabilità, resistenza chimica e di stabilità dimensionale, come si può verificare ad esempio nel caso delle tubazioni e sia sufficiente per questo un trattamento superficiale di impregnazione, la riduzione dei costi sarà notevole ed il trattamento rappresenterà una valida alternativa a qualsiasi altra soluzione.

Si passa così a prendere in esame la seconda finalità dell'impregnazione, quella relativa ad una impregnazione parziale, idonea a realizzare un rivestimento protettivo del calcestruzzo, specie se armato, contro l'azione degli agenti aggressivi.

Il problema della protezione del calcestruzzo e della sua armatura dall'ambiente esterno ha assunto in questi ultimi anni una notevole importanza per la necessità di garantire una sufficiente durabilità alle opere attaccate da un ambiente sempre più aggressivo.

Come è noto i due maggiori ostacoli alla conservazione nel tempo del conglomerato cementizio armato sono la carbonatazione del calcestruzzo e la penetrazione dei cloruri.

La carbonatazione del conglomerato, abbassando il valore del pH originario di passivazione dei ferri, ne permette l'attacco in presenza di ossigeno, mentre l'azione aggressiva dei cloruri si manifesta direttamente sull'armatura con una intensità che aumenta con il diminuire del pH della pasta cementizia.

Ora la porosità del calcestruzzo, anche se ridotta, non può impedire nel tempo la penetrazione degli agenti aggressivi: anidride carbonica, ossigeno, cloruri nel suo interno, con le conseguenze sopra accennate.

Risulta pertanto che, specialmente in condizioni di esercizio molto aggressive, come si può verificare in presenza di sali antigelo o per una atmosfera favorevole alla carbonatazione, sarebbe necessario raggiungere la completa impermeabilizzazione del conglomerato, in modo da precludere al materiale qualsiasi contatto con l'esterno.

La protezione del calcestruzzo e della sua armatura, anzichè ricorrere a prodotti pellicolari che spesso non danno sufficiente garanzia di riuscita, può essere realizzata direttamente mediante impregnazione del conglomerato indurito con resine polimeriche per una profondità sufficiente ad ottenere un rivestimento impermeabile e compatto.

Quando in questi casi viene richiesta un'impregnazione parziale ed il trattamento deve interessare solamente lo strato superficiale del manufatto, la profondità dell'impregnazione può essere regolata opportunamente, sia aumentando la viscosità dell'agente impregnante in modo da rendere più lenta e graduale la sua penetrazione, sia limitando il grado di essiccamento o i tempi di impregnazione. In ogni caso il fronte di avanzamento dell'impregnazione risulta uniforme e progredisce compatto in funzione delle modalità dell'operazione.

Prove eseguite al riguardo hanno dimostrato come sia sufficiente una profondità di impregnazione di soli 10-15 mm per rendere il conglomerato completamente impermeabile, come ha dimostrato la prova di penetrazione dei cloruri e dei solfati (U.N.I. 7928 e 8019) risultata negativa, mentre nel conglomerato non trattato, di riferimento, la penetrazione è risultata rispettivamente di 80 e 75 mm.

Dall'esame della foto 1 allegata appare anche evidente come il processo di carbonatazione possa essere bloccato da un'impregnazione superficiale di modesto spessore.

Per una valutazione dei risultati facciamo presente che, a seguito del trattamento con fenoltaleina, le zone non carbonatate, ad elevato pH, risultano rosse, mentre quelle carbonatate e quindi con un pH inferiore a quello di viraggio dell'indicatore, appaiono chiare, di colore corrispondente ad un calcestruzzo normale. Gli strati esterni impregnati risultano dello stesso colore, non perchè carbonatati ma per la variazione di colore dovuta al processo di impregnazione.

Questi risultati sono stati confermati da prove successive come risulta dall'esame delle foto 2, 3, 4, 5 allegate.

La foto 2 riporta i risultati di una prova di carbonatazione eseguita su due spezzoni di una lastra armata non impregnata avente un copriferro di spessore molto piccolo (10 mm), sottoposti ad una atmosfera di CO<sub>2</sub>, rispettivamente per 10 e 40 giorni. La foto 3 mostra invece i risultati della stessa prova eseguita, questa volta, su due spezzoni di una lastra impregnata superficialmente fino ad una profondità di 16 mm.

Il calcestruzzo non impregnato è risultato profondamente carbonatato, molto oltre l'armatura, mentre non risulta carbonatato il calcestruzzo, delimitato e protetto dalle superfici impregnate.

Si può inoltre osservare come risultino carbonatate anche le due parti laterali degli spezzoni ricavati per spaccatura della lastra impregnata, che pertanto non sono state protette dalla carbonatazione.

La foto 4 mostra i risultati di una prova eseguita su quattro carote ricavate dallo stesso calcestruzzo, di cui due sono state trattate superficialmente per una profondità di 15-16 mm, mentre le altre due sono servite di confronto.

Le quattro carote sono state esposte ad una atmosfera di CO<sub>2</sub> per 10 e 40 giorni e quindi sono state spaccate per controllare con fenoltaleina il grado di carbonatazione.

Nei campioni non protetti si può notare un'evidente progressione della reazione di carbonatazione, mentre nelle due carote impregnate superficialmente il calcestruzzo all'interno risulta completamente integro.

La foto 5 fa rilevare infine l'efficacia della protezione che l'impregnazione anche solo superficiale del calcestruzzo può esercitare nei confronti dei cloruri, che, come è noto, rappresentano l'agente aggressivo più pericoloso per l'armatura.

La prova di penetrazione dei cloruri, eseguita secondo la norma U.N.I. 7928 su carote ricavate dallo stesso calcestruzzo, per tempi diversi fino a 40 giorni, è risultata completamente negativa per i calcestruzzi impregnati preventivamente per uno spessore di circa 16 mm, mentre, come appare dall'esame cromatografico i calcestruzzi non trattati risultano quasi totalmente percolati.

A conclusione di questa documentazione possiamo confermare che, indipendentemente da un'impregnazione totale, quando non sono richieste particolari caratteristiche meccaniche, sia possibile conferire una protezione completa al calcestruzzo anche con una impregnazione superficiale di modesta entità. Questa può contribuire a risolvere, sia sul piano tecnico che su quello economico, il grave problema della durabilità delle opere e giustificare così brillantemente il connubio tra calcestruzzi cementizi e polimeri organici.

TABELLA I  
 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO IMPREGNATO PARAGONATE A QUELLE  
 DEL CALCESTRUZZO NORMALE [6]

	Cls. di confronto	Cls. con 6,7% in peso di Polimetilmetacrilato assorbito	Rapporto: Cls. impregnato/Cls.
Resistenza a compressione, kg/cm <sup>2</sup>	370	1.425	3,9
Resistenza a trazione, kg/cm <sup>2</sup>	29	115	3,9
Modulo di elasticità, kg/cm <sup>2</sup>	$2,5 \cdot 10^5$	$4,4 \cdot 10^5$	1,8
Modulo di rottura, kg/cm <sup>2</sup>	52	185	3,6
Modulo di elasticità alla flessione, kg/cm <sup>2</sup>	$3,0 \cdot 10^5$	$4,4 \cdot 10^5$	1,4
Coefficiente di espansione, cm/cm - °C	$2,26 \cdot 10^{-6}$	$2,96 \cdot 10^{-6}$	1,3
Conducibilità termica a 23°C	$5,9 \cdot 10^{-3}$	$5,4 \cdot 10^{-3}$	1,0
Permeabilità all'acqua, cm/anno	$1,8 \cdot 10^{-2}$	0	0,0
Assorbimento d'acqua, %	5,3	0,29	0,1
Resistenza al gelo-disgelo - numero di cicli	590	2.420	
Perdita in peso, %	26,5	0,5	
Prova d'impatto (Martello « L »)	32,0	55,3	1,7
Corrosione con HCl 15% (esposizione 84 gg), perdita in peso %	10,4	3,6	0,3
Corrosione con solfati (esposizione 300 gg), espansione %	0,144	0	0,0
Corrosione con acqua distillata	attacco severo	nessun attacco	

Graf. 1

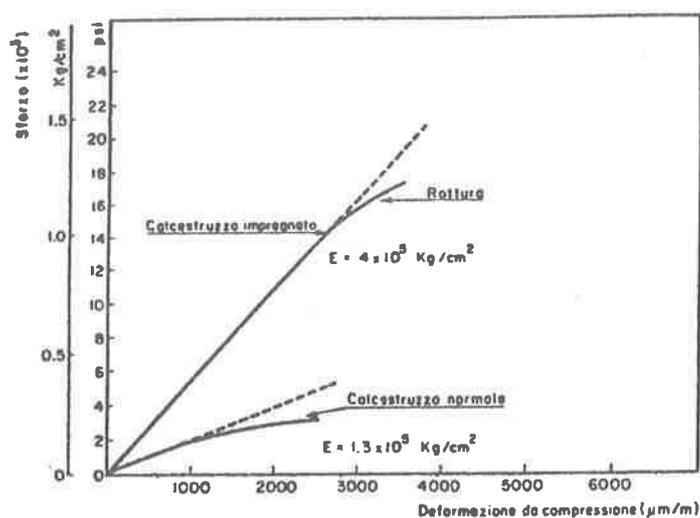


foto 1

Prove di carbonatazione dei calcestruzzi IMPREGNATI

in cilindri di calcestruzzo normale. Essi sono stati in  
atmosfera di  $CO_2$  per 20 gg.

Cm

A/C = 0,8

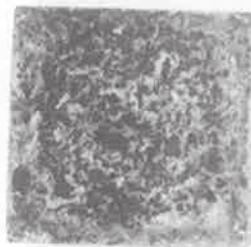
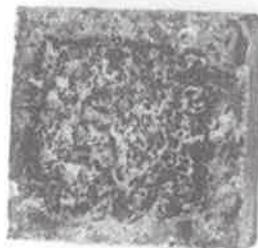
A/C = 0,9

A/C = 1,1

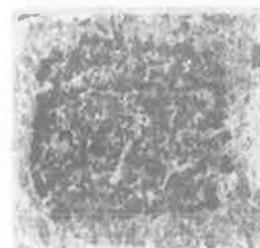
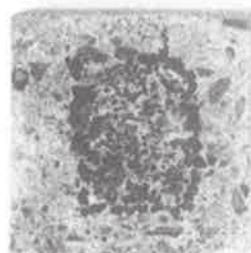
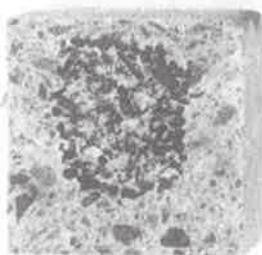
205 P. 100  
non impregn.



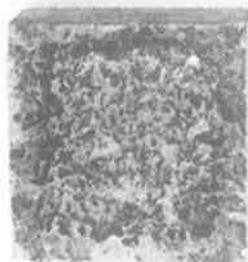
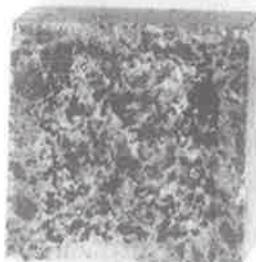
305 P. 20  
impregn.



405 P. 10  
non impregn.



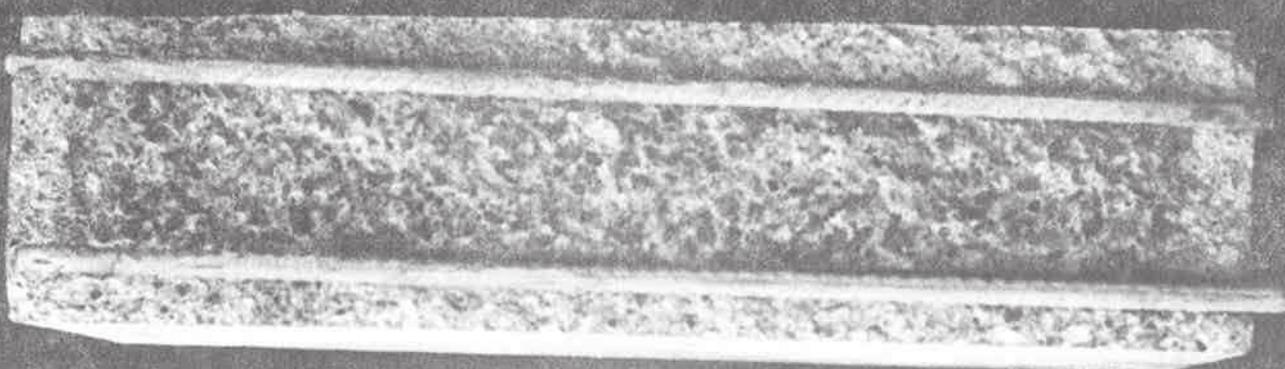
425 P. 10  
impregn.



Spessore parte impregnata = 4 mm da una parte, l'altra carbonata

foto 2

Prove di carbonatazione del calcestruzzo



A campione t. quale = 10 giorni  
(esposizione in atmosfera di CO<sub>2</sub>)



B campione t. quale = 40 giorni  
(esposizione in atmosfera di CO<sub>2</sub>)

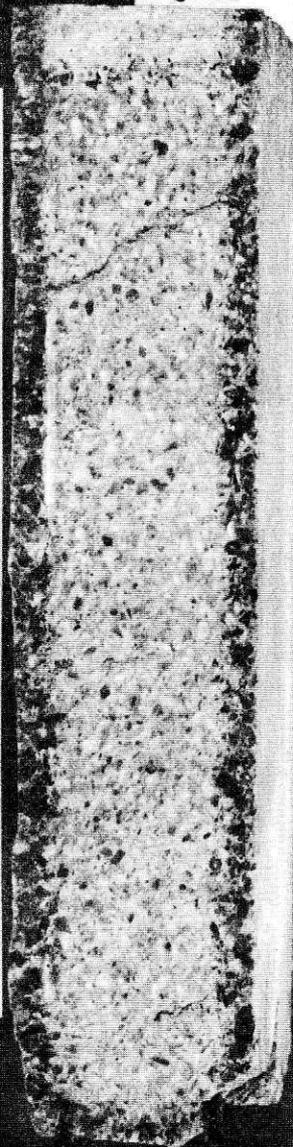
foto 3

Carbonatazione del calcestruzzo

Lastra 60x30x8 cm parzialmente impregnata (per 16 mm)

divisa in due parti - azione della CO<sub>2</sub> nel

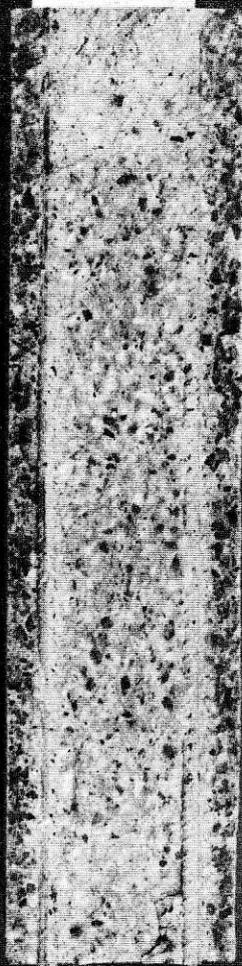
calcestruzzo t. quale



calcestruzzo t. quale

C campione parzialm. impregnato (16 mm) = 40 giorni  
(esposizione in atmosfera di CO<sub>2</sub>)

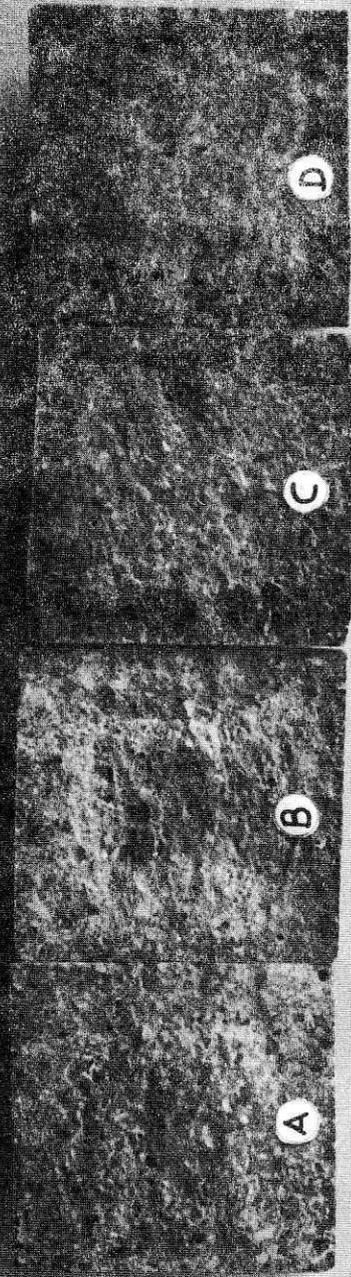
calcestruzzo t. quale



D campione parzialm. impregnato (16 mm) = 40 giorni  
(esposizione in atmosfera di CO<sub>2</sub>)

foto 4

*Carbonatazione del calcestruzzo t. quale e parzial-  
mente impregnato con metilmetacrilato (16 mm)*



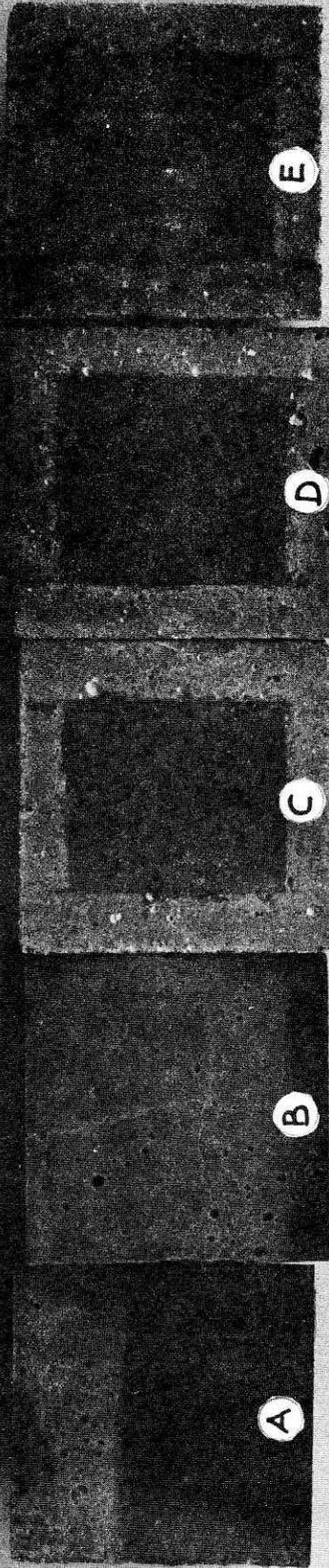
Esposizione in atm. CO<sub>2</sub> (giorni)

A	campione t. quale	10
B	" "	40
C	" parzialm. impregnato	10
D	" "	40

foto 5

Penetrazione degli ioni  $Cl^-$  nel calcestruzzo t. quale  
e parzialmente impregnato con metilmetacrilato (-16 mm)

ioni  $Cl^-$



contatto con  $CaCl_2$  0.27M  
giorni

A	cambione t. quale	1
B	" "	5
C	" parzialmente impregnato	1
D	" "	5
E	" "	40

## CONFERENZA

### I CALCESTRUZZI SPECIALI NELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

RADOGNA Emanuele F.

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica  
Università di Roma "La Sapienza"



## I CALCESTRUZZI SPECIALI NELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Emanuele F. RADOONA

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni  
Facoltà di Ingegneria - Università di Roma "La Sapienza"

### 1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

L'impiego di nuovi materiali resistenti ha rappresentato nel passato e continua tuttora a rappresentare per il progettista strutturale e per il costruttore un tema di grande suggestione ed interesse, una sfida per l'immaginazione e per la creatività, uno stimolo per la ricerca di ulteriori perfezionamenti, in una alternanza di ipotesi ardite e di riflessioni prudenti.

Dopo le grandi innovazioni introdotte nel secolo scorso nel campo delle costruzioni civili dai nuovi materiali resistenti dell'epoca, l'acciaio da carpenteria e il cemento armato, la loro grande diffusione, la correlativa messa a punto di metodi di analisi nell'ambito della meccanica delle strutture e della teoria della sicurezza, la emanazione di norme tecniche, l'aggiornamento tecnico-scientifico degli insegnamenti universitari nel settore della ingegneria strutturale hanno peraltro gradualmente conferito alle tecnologie costruttive una fisionomia sempre meglio consolidata, quasi cristallizzata in una organica ed ordinata sistematizzazione.

In questo panorama i calcestruzzi speciali apportano un contributo di concreta innovazione e differenziazione rispetto al conglomerato cementizio normale, al punto da porre al progettista strutturale due problemi:

- a) come utilizzarli in modo razionale;
- b) come estendere ad essi i criteri della progettazione strutturale e della sicurezza validi per il calcestruzzo normale.

Si deve infatti rilevare che tutta una serie di progressi compiuti nel campo del calcestruzzo normale e che riguardano la produzione di vari tipi di cementi, quella di additivi, il progetto delle miscele, la tecnologia degli impasti e della posa in opera ha portato ad un bilanciato sviluppo complessivo delle caratteristiche del calcestruzzo normale, che è dotato di una grande versatilità di impiego, come è testimoniato dal suo uso in costruzioni praticamente di qualsiasi tipo.

I calcestruzzi speciali, invece, presentano alcune delle loro caratteristiche variare in modo selettivo e cospicuo rispetto a quelle corrispondenti dei calcestruzzi normali:

- i calcestruzzi con inerte leggero strutturale hanno massa volumica pari a circa i due terzi di quella del calcestruzzo normale, resistenze a compressioni analoghe, resistenze a trazione minori di circa il 20%, modulo elastico pari a circa la metà;
- i calcestruzzi ad alta resistenza hanno la stessa massa volumica del calcestruzzo normale, resistenze alla compressione più che doppie rispetto a quella di un calcestruzzo normale di riferimento di classe 30 N/mm<sup>2</sup>, che già per conto suo non si realizza ovunque e tutti i giorni, modulo elastico più elevato, comportamento a rottura relativamente più fragile, durabilità elevata;
- i calcestruzzi impregnati con polimeri possono raggiungere resistenze addirittura triplicate rispetto a quelle del calcestruzzo normale di partenza, prima della impregnazione, hanno

modulo elastico circa doppio, sono praticamente privi delle variazioni volumetriche di ritiro e di scorrimento viscoso, la loro durabilità è molto elevata;

- i calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio presentano valori della massa volumica, della resistenza a compressione, del modulo elastico praticamente uguali a quelli del calcestruzzo normale, ma il comportamento alla fessurazione è migliore, aumenta la duttilità e la resistenza all'urto, aumenta la resistenza al gelo.

A parte considerazioni di carattere economico, che naturalmente hanno anche nel campo dei calcestruzzi speciali una importanza determinante, non risulta comunque razionale l'impiego dei calcestruzzi speciali basato su un criterio meramente sostitutivo nei confronti dei calcestruzzi normali, mentre è chiaro che la variazione di alcune particolari caratteristiche li rende idonei a risolvere problemi specifici, per i quali le prestazioni dei calcestruzzi normali risultano non adeguate o, comunque, meno favorevoli.

L'utilizzazione di un dato calcestruzzo speciale non può basarsi, peraltro, soltanto sulle sue prerogative di punta, ma deve anche prendere in considerazione il comportamento globale della struttura, al quale concorrono tutte le caratteristiche del materiale, anche quelle che non sono variate o sono variate in misura meno accentuata.

Per fissare le idee consideriamo due casi molto semplici: la valutazione della freccia in mezzera di una trave appoggiata sottoposta ad una azione diretta  $P$  e la valutazione della reazione iperstatica di una trave continua, che abbia subito una azione indiretta, il cedimento dell'appoggio intermedio  $\Delta_c$  (v. Fig. 1). Nel primo caso si ha:

$$\delta_m = \frac{Pl^3}{48 EJ}$$

mentre nel secondo si ha:

$$Y_c = \frac{6 EJ}{l^3} \Delta_c$$

Dal punto di vista del progettista strutturale, è vantaggioso che le due grandezze siano limitate. Perchè ciò avvenga, nel primo caso il prodotto  $EJ$  dovrebbe essere il maggiore possibile, e nel secondo caso il minore possibile.

Si nota ancora che il momento di inerzia della sezione deriva da un dimensionamento che dipende dalla resistenza del materiale: quanto maggiore è la resistenza, tanto minore risulta il momento di inerzia necessario corrispondente; a sua volta il modulo elastico cresce con la resistenza. La resistenza esercita quindi tendenze opposte sui due termini del prodotto  $EJ$ .

Se poi consideriamo l'influenza dello scorrimento viscoso sotto le azioni di lunga durata, vediamo che, sempre dal punto di vista del progettista, lo scorrimento viscoso aggrava la situazione dell'abbassamento e favorisce la riduzione dell'incognita iperstatica dovuta al cedimento impresso.

Se, infine, consideriamo la sezione di cemento armato fessurata, il momento di inerzia nel II stadio si riduce, aumentando in un caso la freccia e riducendo nell'altro la reazione iperstatica.

Gli esempi potrebbero continuare considerando, per esempio, i parametri che influenzano la caduta di tensione in un cavo da precompresso ovvero, passando alle condizioni ultime, i parametri che influenzano la duttilità di una sezione rettangolare inflessa, espressa come rapporto fra due curvature, quella ultima e quella corrispondente al ginocchio del diagramma momenti-curvatura.

Ma per queste considerazioni introduttive è sufficiente avere ricordato che nella progettazione strutturale il giudizio sull'idoneità di un materiale dipende non solo dalle proprietà specifiche del materiale stesso, di resistenza, di durabilità, di deformabilità, ma anche dal tipo di struttura - isostatica, iperstatica - e dal particolare stato limite - di esercizio, di collasso, di instabilità globale o locale - che si considera.

Fatte queste doverose premesse, possiamo precisare più agevolmente lo scopo di questa relazione, che è duplice: da una parte considerare le caratteristiche dei calcestruzzi speciali dalla particolare angolazione della loro utilizzazione nella progettazione strutturale e, dall'altra, di esaminare i contenuti delle Raccomandazioni A.I.C.A.P. sui calcestruzzi speciali, sempre per la parte che riguarda il loro impiego strutturale.

Naturalmente questa esposizione trae vantaggio da tutte le rigorose ed esaustive esposizioni che mi hanno preceduto: esse hanno illustrato in modo approfondito le proprietà dei calcestruzzi speciali e le loro più significative applicazioni, ed hanno fornito una penetrante interpretazione dei fenomeni di danneggiamento e di crisi dei materiali utilizzando i concetti della meccanica della frattura.

## 2. RICHIAMI SUI PARAMETRI CHE CARATTERIZZANO IL COMPORTAMENTO RESISTENTE E DEFORMATIVO DEL CALCESTRUZZO NEI MODELLI DI CALCOLO STRUTTURALE

A parte la massa volumica, che interviene una prima volta come criterio di classificazione dei calcestruzzi - normali, leggeri e pesanti - accanto ai criteri di classificazione basati sulla resistenza e sulla durabilità, ed una seconda volta nelle valutazioni del peso proprio dei componenti strutturali per la valutazione delle azioni dirette applicate, le proprietà del calcestruzzo utilizzate nei calcoli strutturali e riportati nelle norme tecniche più recenti possono dividersi in sei gruppi:

- a) caratteristiche resistenti (carichi crescenti monotonicamente);
- b) legami costitutivi tensione-deformazioni;
- c) effetti del tempo (lunghe durate);
- d) effetti del tempo (azioni impulsive);
- e) effetti dei cicli di tensione ripetuti un gran numero di volte (resistenza a fatica);
- f) effetti della temperatura.

Esaminiamo brevemente i vari gruppi allo scopo di evidenziare il notevole numero di parametri richiesto dalle analisi strutturali relative ai calcestruzzi normali.

Nell'impiego dei calcestruzzi speciali, e, soprattutto, nella fase di adattamento ad essi delle procedure di calcolo utilizzate per i calcestruzzi normali, è naturale ricercare informazioni sulle medesime grandezze. L'eventuale mancanza di alcune di queste informazioni può ostacolare, almeno in parte, l'impiego dei nuovi materiali resistenti.

### a) Caratteristiche resistenti

#### a.1) Resistenza alla compressione monoassiale

su provini cilindrici di 15 cm di diametro e di 30 cm di altezza, conservati in acqua a  $20^\circ \pm 2^\circ \text{C}$  e provati alla stagionatura di 28 giorni.

Nei calcoli interviene la resistenza caratteristica legata alla resistenza media ed allo scarto standard dalla relazione

$$f_{ck} = f_{cm} - 1.64 s_c$$

che presuppone la rottura di un numero molto elevato di provini.

Nella pratica un calcestruzzo di prescritta resistenza caratteristica è accettato se soddisfa

dei criteri di conformità specificati dai codici.

a.2) *Resistenza a trazione*

Se non è specificato altro, per resistenza a trazione si intende quella determinata con prova di trazione assiale. Se si esegue la prova di trazione indiretta, comprimendo un provino cilindrico secondo due generatrici contrapposte ovvero se si esegue la prova di trazione per flessione, la resistenza media a trazione centrata è fornita da formule di conversione

$$f_{ctm} = \begin{matrix} 0.9 \cdot f_{ct, splitt} \\ 0.5 \cdot f_{ct, fl} \end{matrix}$$

Per la resistenza a trazione vengono considerati due valori caratteristici, corrispondenti, rispettivamente, al frattile 5% ed al frattile 95%.

a.3) *Energia di frattura*

E' presa in considerazione dal CEB-FIP Model Code 1990 (First predraft 1988). E' definita come l'energia richiesta per propagare una fessura di trazione di area unitaria. Si indica con la lettera  $G_F$ , si misura in  $Nm/m^2$ .

In mancanza di dati sperimentali può essere valutata con la relazione

$$G_F = a \cdot f_{ck}^{0.7}$$

a è un coefficiente che dipende dalla massima dimensione degli inerti.

a.4) *Resistenza sotto stati di tensione pluriassiali*

La resistenza del calcestruzzo sottoposto a stati di tensione pluriassiali può essere stimata dal criterio di rottura seguente, proposto da N.S. Ottosen (1977):

$$\alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{|f_{cm}|} + \beta \frac{I_1}{|f_{cm}|} - 1 = 0$$

in cui compaiono sia il primo invariante  $I_1$  del tensore di tensione che corrisponde alla tensione media, sia gli invarianti  $J_2$  e  $J_3$  del deviatore di tensione;  $\alpha$  e  $\beta$  sono parametri del materiale entrambi positivi,  $\lambda$  è una funzione anch'essa positiva, dell'angolo  $\theta$  che individua la direzione della componente deviatorica, tramite  $\cos 3\theta$ , in cui

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$

Questo criterio comprende, come casi particolari, il criterio di Drucker-Prager per  $\alpha = 0$  ed il criterio di von Mises per  $\alpha = \beta = 0$ .

b) *Legami costitutivi tensione-deformazione*

b.1) *Modulo di elasticità*

E' definito come la pendenza della tangente all'origine. Per i calcestruzzi di massa volumica normale può essere determinato con la relazione

$$E_c = 10^4 [f_{ck} + 8]^{1/3}$$

Nel caso di analisi elastica di una struttura di cemento armato è consigliato l'impiego del

modulo elastico ridotto

$$E_{es} = 0.85 E_c$$

per tenere conto di deformazioni plastiche iniziali.

**b.2) Coefficiente di Poisson**

Nel campo di tensioni  $f_{ck} < \sigma < 0.5 f_{ck}$  viene assunto tra 0.1 e 0.2.

**b.3) Diagramma tensione-deformazione**

Per la compressione monoassiale è fornito dal diagramma della Figura 2. Vengono precisate le espressioni analitiche della funzione  $\sigma = f(\epsilon)$  nel tratto ascendente, nella prima e nella seconda parte del tratto discendente. Viene data la formula per il calcolo di  $\epsilon_{cu}$  in corrispondenza di  $\sigma = 0.5 f_{cm}$ .

$\epsilon_{c1}$  è assunta pari al 2‰ per tutte le classi di resistenza, anche se, al crescere della resistenza, la deformazione corrispondente alla tensione di picco tende ad aumentare, sia pure di poco, come si vede dalla Figura 3.

**b.4) Trazione**

Per la trazione monoassiale sono forniti due diagrammi, l'uno, per il calcestruzzo non fessurato, che è bilineare nel riferimento tensione-deformazione, l'altro, anch'esso bilineare, per il calcestruzzo fessurato, nel riferimento tensione, ampiezza della lesione (v. Fig. 4).

**b.5) Stati di tensione pluriassiali**

Vengono fornite le espressioni delle deformazioni principali in funzione delle tensioni principali, che corrispondono ad un modello costitutivo, basato sull'elasticità non lineare di tipo finito, in cui il modulo elastico secante (v. Fig. 5) ed il coefficiente di Poisson dipendono dall'effettivo livello delle tensioni. Tramite l'indice di non linearità  $\beta_{sa}$ , definito dal rapporto

$$\beta_{sa} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{3f}}$$

se tutte e tre le tensioni principali sono di compressione, ovvero dal rapporto

$$\beta_{sa} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{3f}}$$

se  $\sigma_1$  è di trazione.  $\sigma_3$  è la massima tensione principale di compressione e  $\sigma_{3f}$  è la tensione principale  $\sigma_3$  che causa la rottura.  $\sigma'_3$  e  $\sigma'_{3f}$  sono definite nella Figura 6.

**c) Effetti del tempo (lunghe durate)**

- Viene considerato l'aumento di resistenza nel tempo.
- Viene considerata la diminuzione di resistenza sotto l'azione di elevate tensioni di compressione di lunga durata.
- Viene considerato l'incremento del modulo elastico nel tempo.
- Viene assegnato un modello di calcolo per la previsione della variazione di deformazione nel tempo per effetto del ritiro e dello scorrimento viscoso sotto carichi di lunga durata.

**d) Effetti del tempo (fenomeni impulsivi)**

- Vengono fornite le espressioni per valutare la resistenza alla compressione, la resistenza

alla trazione ed il modulo elastico nel campo di variazione delle tensioni nel tempo:

$$0.3 \text{ (N/mm}^2\text{)/sec} < \sigma < 10^7 \text{ (N/mm}^2\text{)/sec}$$

#### e) Resistenza a fatica del calcestruzzo

- Vengono assegnate le leggi S-N relative alla compressione, alla compressione-trazione, alla trazione, da utilizzare in combinazione con le curve cumulative delle frequenze dei delta-sigma (collettivi delle tensioni, spettri delle tensioni) e con il criterio del danneggiamento cumulativo lineare (Palmgren e Miner).
- Viene precisato che non è necessaria una dettagliata analisi della fatica se la massima tensione  $\max \sigma_d$  calcolata sotto la combinazione di carico frequente soddisfa le seguenti limitazioni:

$$\max \sigma_d \leq \sigma_{Rd}$$

in cui

$$\sigma_{Rd} = 0.25 f_{ck} \text{ per la compressione}$$

$$\sigma_{Rd} = 0.18 f_{ck} \text{ per la compressione a trazione}$$

$$\sigma_{Rd} = 0.25 f_{ctk} \text{ per la trazione.}$$

#### f) Effetti della temperatura

- Viene assegnato il coefficiente di dilatazione termica.
- Viene fornita la relazione che fornisce l'effetto della temperatura sulla resistenza a compressione, su quella a trazione, e sull'energia di frattura nell'intervallo di temperatura  $0^\circ\text{C} < T < 80^\circ\text{C}$
- Analogamente vengono date le espressioni relative all'influenza della temperatura sul modulo di elasticità, sullo scorrimento viscoso e sul ritiro.

Concluso questo conciso richiamo sulle proprietà del calcestruzzo che vengono utilizzate nei calcoli strutturali, passiamo a considerare qualcuna delle più rilevanti caratteristiche dei calcestruzzi speciali, confrontandole con quelle dei calcestruzzi normali.

### 3. CONSIDERAZIONI SU ALCUNE CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI SPECIALI E SUL LORO IMPIEGO STRUTTURALE

Nella tabella della Figura 7 sono riportati i valori di alcuni parametri significativi, relativi al calcestruzzo normale, al calcestruzzo ad alta resistenza, al PIC, al calcestruzzo fibroso, ricavati dalla relazione generale n. 3 tenuta dal Prof. G.P. Tognon al Convegno AITEC "Il cemento ed il calcestruzzo negli anni 80" (Parma, 17-18 ottobre 1985).

In quella occasione sono stati riportati valori relativi ai calcestruzzi leggeri, meglio conosciuti per il tramite di vari documenti, fra i quali uno dei più noti in Italia è la proposta di normativa A.I.C.A.P. sui calcestruzzi leggeri strutturali, presentata alla Giornate A.I.C.A.P. di San Remo nell'ottobre 1975, e, a livello internazionale, quello redatto dal CEB/FIP dal titolo "Manual of Lightweight aggregate concrete design and technology" prima edizione 1977.

Ai fini delle ulteriori considerazioni sui calcestruzzi leggeri, possiamo attingere all'ampia relazione del Prof. Pizzetti. L'esame della tabella permette di formulare alcune considerazioni di carattere generale, sui campi di impiego dei calcestruzzi speciali.

Partendo dalla relazione simbolica, rappresentativa della verifica allo stato limite ultimo di resistenza della sezione trasversale di un componente strutturale:

in cui  $S_d \leq R_d$

$$S_d = S \{ \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q (Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_{ik}) \}$$

si vede che l'impiego del calcestruzzo leggero riduce a primo membro la quota parte di sollecitazione dovuta al peso proprio, mentre l'impiego del calcestruzzo ad alta resistenza ovvero del calcestruzzo impregnato con polimeri aumenta, a secondo membro, il termine della resistenza.

Quindi l'impiego del calcestruzzo leggero risulta conveniente quando l'influenza del peso proprio  $G$  è preponderante rispetto a quella dei carichi accidentali  $Q_{ik}$ . Ciò si verifica nelle grandi luci, specialmente nelle coperture di grandi ambienti, ma anche nei ponti. Inoltre negli edifici a molti piani si ha un rilevante contributo dei carichi permanenti in corrispondenza dei pilastri dei piani inferiori, cosicchè la realizzazione degli impalcati dei piani con calcestruzzo leggero permette di ridurre in maniera apprezzabile le forze normali che si cumulano nei pilastri.

Del pari vantaggioso è l'impiego del calcestruzzo leggero negli edifici multipiano in zona sismica, perchè, a parità di accelerazione sismica alla base, risultano ridotte le forze di inerzia rispetto all'impiego di calcestruzzo di massa volumica normale, a causa della riduzione delle masse in elevazione.

Per quanto riguarda il secondo membro, rappresentativo della capacità portante della sezione, l'aumento conseguente all'uso del calcestruzzo ad alta resistenza risulta particolarmente sensibile nella sollecitazione composta di forza normale e flessione, nella quale la resistenza del calcestruzzo ha un ruolo primario. Ciò suggerisce l'impiego selettivo del calcestruzzo ad alta resistenza nei pilastri inferiori degli edifici alti, con il vantaggio di contenere le dimensioni dei pilastri, dimensioni che possono diventare proibitive ai fini dell'utilizzazione delle superfici, nel caso di calcestruzzi normali.

Per approfondire l'esame degli impieghi strutturali dei calcestruzzi ad alta resistenza, giova ricordare, preliminarmente, qualche dato numerico, per mettere in evidenza le differenze fra i calcestruzzi normali e quelli ad alta resistenza: la tabella della Figura 8, tratta dal Bollettino CEB n. 190a, fornisce un quadro comparativo delle caratteristiche principali di otto classi di calcestruzzo, da quella minima consentita per l'impiego nel cemento armato, che ha resistenza cilindrica di  $12 \text{ N/mm}^2$ , a quella di  $80 \text{ N/mm}^2$ , corrispondente alla resistenza cubica di  $95 \text{ N/mm}^2$ .

Per quanto riguarda poi, in particolare, l'impiego dei calcestruzzi ad alta resistenza nei pilastri, consideriamo il caso dei pilastri tozzi, soggetti a carico assiale centrato. Per la verità, questo caso è più frequente nella schematizzazione di calcolo che nelle strutture reali, nelle quali alle eccentricità corrispondenti ai momenti effettivamente calcolati si aggiungono quelle dovute ai momenti "secondari", non valutati in modo esplicito, e quelle conseguenti alle imperfezioni geometriche delle linee d'asse e delle sezioni trasversali dei pilastri.

Una conferma di questa osservazione è data dalla tendenza delle normative più recenti di accogliere la prescrizione di mettere in conto, in ogni caso, una eccentricità minima, non intenzionale, quando il calcolo strutturale non fornisca, in modo esplicito, una distribuzione di momenti flettenti nei pilastri.

Tuttavia il caso del carico centrato è istruttivo, perchè permette di svolgere alcune semplici considerazioni, utili per la progettazione.

Nel caso dei calcestruzzi normali, operando allo stato limite ultimo di resistenza, vale la

formula additiva della portanza, ottenuta come somma del contributo dell'acciaio e di quello del calcestruzzo:

$$N_u = 0.85 f_{cd} bH + f_{sd} A_s$$

Il pre-requisito per l'applicabilità di questa relazione è che l'acciaio giunga allo snervamento prima dello schiacciamento del calcestruzzo, in altre parole che l'accorciamento specifico dell'acciaio, corrispondente dell'inizio dello snervamento ed espresso quindi da  $f_{st}/E_s$ , sia non maggiore dell'accorciamento specifico del calcestruzzo, corrispondente alla tensione di picco  $f_{cm}$  della fig. 2, e pari, come si è ricordato in precedenza, al 2‰. Con riferimento ai tre tipi di acciaio considerati dall'Eurocodice 80, con la designazione S 220, S 400, S 500, secondo la quale i numeri indicano il valore minimo del limite di elasticità in MPa, ed adottando per il modulo di elasticità dell'acciaio il valore di 200.000 MPa, si constata che la formula additiva della portanza è valida nel caso degli acciai S 220 ed S 400 e che non risultano differenze fra i calcestruzzi normali e quelli ad alta resistenza, almeno fino alla classe C 80, per quanto riguarda i limiti di validità della formula additiva della portanza.

Il pilastro con carico centrato si presta anche a qualche considerazione sull'influenza della cerchiatura con staffe.

Nel caso dei calcestruzzi normali, la Figura 9 mostra l'effetto dello stato tensionale aggiuntivo ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) indotto nel calcestruzzo compresso dalla reazione delle staffe alla dilatazione laterale, sul diagramma tensioni-deformazioni: aumentano la resistenza alla compressione  $f_{ck}^*$ , la deformazione  $\epsilon_{co}^*$ , al termine del tratto parabolico e la deformazione ultima  $\epsilon_{cu}^*$ . La tensione laterale  $\sigma_2 (= \sigma_3)$  è valutata, in maniera semplificata, per il tramite della relazione  $\sigma_2/f_{ck} = 1/2 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$  in cui:  $\omega_{wd}$  = percentuale volumetrica meccanica dell'armatura cerchiante fornita dal rapporto:

$$\frac{\text{(volume delle staffe chiuse e delle staffe trasversali)}}{\text{(volume del calcestruzzo cerchiato)}} \times \frac{\text{(tensione di snervamento di calcolo dell'armatura trasversale)}}{\text{(resistenza di calcolo del calcestruzzo non cerchiato)}}$$

$\alpha$  = coefficiente di efficacia della cerchiatura =  $\alpha_n \cdot \alpha_s$ , in cui  $\alpha_n$  dipende dalla forma delle staffe (efficacia in pianta),  $\alpha_s$  dipende dall'interasse delle staffe (efficacia in elevazione).

La Figura 10 fornisce le indicazioni necessarie per valutare  $\omega_{wd}$ ,  $\alpha_n$  ed  $\alpha_s$ , mediante le quali si determinano  $\sigma_2$  ed  $f_{ck}^*$  con una delle relazioni seguenti:

$$\text{se } \sigma_2 < 0.05 f_{ck}, f_{ck}^* = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2/f_{ck})$$

$$\text{se } \sigma_2 > 0.05 f_{ck}, f_{ck}^* = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2/f_{ck})$$

Spesso la cerchiatura è utilizzata per conferire duttilità ad un elemento compresso, piuttosto che per la necessità di aumentarne la resistenza assiale.

Tuttavia l'effetto benefico della cerchiatura diminuisce passando dal calcestruzzo normale e quello ad alta resistenza, perchè in quest'ultima la dilatazione trasversale, dovuta all'evolvere della microfessurazione è più limitata, come fa prevedere l'andamento del ramo ascendente del diagramma tensioni-deformazioni, che risulta più teso di quello di un calcestruzzo normale.

A proposito dell'efficacia della cerchiatura, apriamo una parentesi per ricordare che essa ha una efficacia minore anche nel caso dei calcestruzzi leggeri, a causa di un fenomeno particolare, che è quello del danneggiamento del calcestruzzo premuto dalle spire dell'elica, che tende a ridurre l'effetto cerchiante nei confronti del calcestruzzo compresso fra due spire consecutive.

Tornando ai calcestruzzi ad alta resistenza, un provvedimento più efficace ai fini della

cerchiatura è quello di realizzare il pilastro con un tubo di acciaio riempito di calcestruzzo ad alta resistenza.

Un ulteriore provvedimento atto a conferire duttilità agli elementi prevalentemente compressi di calcestruzzo ad alta resistenza è quello di aggiungere all'impasto fibre di acciaio così da realizzare un elemento di calcestruzzo ad alta resistenza fibroso ed armato. Questo provvedimento, segnalato anche recentemente dal Prof. Walther, presidente della FIP, in una conferenza tenuta nel corso della Sessione IV a "Design aspects of high strength concrete" della 26<sup>a</sup> sessione plenaria del CEB a Dubrovnik nel mese scorso, non è stato però corredato da esempi di applicazione e merita, pertanto, di essere approfondito sia sul piano pratico della fattibilità che su quello teorico e sperimentale. Prove eseguite in laboratorio su pilastri aventi sezione ridotta (cm 15.24 x 11.43) sembrano peraltro confermare i vantaggi dell'impiego delle fibre (Fig. 11).

Per quanto riguarda il caso dei pilastri soggetti a pressione eccentrica, è interessante rilevare che, a parità di sezione trasversale e di armatura, doppia simmetrica, raddoppiando la resistenza del calcestruzzo, l'ordinata del punto di rottura bilanciata, quello che separa la frontiera delle rotture fragili da quella delle rotture duttili, raddoppia (v. Fig. 12).

Infatti, per definizione di rottura bilanciata, il diagramma delle deformazioni è imposto in modo che risulti snervato l'acciaio teso.

D'altra parte è certamente snervato l'acciaio compresso, adiacente alla fibra più compressa del calcestruzzo; essendo l'armatura doppia simmetrica i contributi delle armature, uguali e di segno opposto, pari a

$$C = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y$$

Quindi raddoppiando  $f_{cd}$ , raddoppia C ed N.

Questa osservazione è incoraggiante, perchè a parità della sollecitazione esterna, cioè del vettore (N, M), se il momento aumenta per l'effetto prevalente di forze orizzontali, è possibile che una rottura di tipo fragile nel calcestruzzo ordinario acquisti il carattere di rottura duttile nel calcestruzzo ad alta resistenza a causa del prolungamento verso l'alto del tratto di frontiera corrispondente alle rotture duttili.

Ci siamo soffermati fin'ora sui pilastri; concludiamo l'argomento con uno studio di fattibilità del Dr. J.P. Colaco (v. Fig. 13), per un grattacielo alto 1 miglio, basato sull'impiego di calcestruzzi ad alta resistenza, e passiamo a considerare il comportamento delle travi di calcestruzzo ad alta resistenza.

Nella medesima sessione IV a Dubrovnik sono state presentate due importanti comunicazioni sul comportamento al taglio di travi realizzate con calcestruzzi ad alta resistenza, l'una dei Professori Levi e Marro, sul tema "Shear tests up to failure of beams made with normal and high strength", l'altra dell'Ing. Reineck, di Stoccarda, dal titolo "Theoretical considerations and experimental evidence on web compression failures on high strength concrete beams".

Il punto saliente della comunicazione dei Professori Levi e Marro è questo che lo snervamento delle staffe ha sempre preceduto lo schiacciamento delle bielle di calcestruzzo.

Inoltre è emersa una buona concordanza fra i valori teorici del taglio che dà luogo allo snervamento e quelli sperimentali, ciò che conferma la possibilità di applicare i procedimenti del calcolo classico con l'angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse variabile a calcestruzzi aventi resistenza cubica di 60 o di 70 N/mm<sup>2</sup> (v. Figg. 14, 15, 16, 17).

Un'esplicita segnalazione va fatta alle strutture offshore, realizzate nel mare del Nord,

utilizzando calcestruzzi ad alta resistenza.

Il vantaggio principale di questo impiego nel progetto delle piattaforme consiste nella riduzione del peso delle strutture e nella capacità di resistere ad alte pressioni idrostatiche. Un'interessante comunicazione al riguardo è stata presentata dall'Ing. B. Jakobsen a Dubrovnik.

Per quanto riguarda l'impiego strutturale dei calcestruzzi impregnati con polimeri, esso presenta analogie con quello dei calcestruzzi ad alta resistenza.

Due studi di fattibilità sono stati svolti nel corso delle loro tesi di laurea dagli Ingegneri Dordolo e Quattrococchi, di cui sono stato relatore. Per valorizzare la resistenza a compressione sono stati studiati una trave da ponte a conci in precompressione integrale di 70 metri di luce (Figg. 18, 19) ed un ponte ad arco pure a conci di 500 metri di luce (Figg. 20, 21). Si è notata la tendenza a fenomeni di instabilità delle pareti sottili, poco consueti nella progettazione con il calcestruzzo normale. In tema di calcestruzzo impregnato con polimeri è doveroso sottolineare le loro doti notevolissime nei confronti della durabilità, che sono state utilizzate in interessanti interventi di riparazione di impalcati da ponte ammalorati e di pavimentazioni di aeroporti.

Per quanto riguarda i calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio, dall'esame della bibliografia emergono per ora tre campi di impiego preferenziali:

- a) le pavimentazioni aeroportuali, esposti ad azioni di urto all'atterraggio di aerei pesanti fino a 350 tonnellate, come i Boeing 747;
- b) il rivestimento di strutture idrauliche, esposte all'azione di correnti di acqua ad alta velocità, tali da indurre gravi danneggiamenti localizzati per fenomeni di erosione e cavitazione;
- c) i rivestimenti di galleria e di pareti inclinate di roccia da stabilizzare con gunite contenente fibre di acciaio.

Elemento comune in tutti e tre i suddetti campi di applicazione è la geometria degli elementi realizzati con il calcestruzzo fibrorinforzato, nei quali una dimensione è piccola rispetto alle altre due.

Si può ritenere che durante le operazioni di posa in opera le fibre di acciaio tendono a disporsi preferenzialmente su giaciture parallele alle facce degli elementi a forma di lastra, anziché perpendicolari ad esse, cioè nella direzione dello spessore.

Tenuto conto dei regimi tensionali prevalentemente piani che si instaurano a causa del piccolo spessore, si realizzerebbe una certa concordanza fra la giacitura delle fibre e quella delle tensioni principali, esaltando l'efficienza delle fibre stesse.

Queste realizzazioni sono state segnalate prevalentemente negli Stati Uniti, in Giappone, in Australia, nella Diga di Tarbela in Pakistan, in Svezia.

In Italia è ben nota la galleria idraulica di Abatemarco sotto il Monte Mula in Calabria realizzata con conci prefabbricati di calcestruzzo fibroso su progetto dell'Ing. Calcerano che ne ha dato comunicazione nel corso delle Giornate A.I.C.A.P. di Bari del 1983.

Oltre alle applicazioni prima ricordate, sono numerosissimi gli studi teorici e sperimentali in Italia ed all'Estero sull'impiego strutturale dei calcestruzzi rinforzati con fibra di acciaio, anche in concomitanza con le armature convenzionali da cemento armato. A questo secondo tipo di intervento si giunge naturalmente quando si intende limitare l'impiego del calcestruzzo fibroso a zone particolari delle strutture, di particolare impegno dal punto di vista della richiesta di duttilità.

I numerosi contributi presentati a questo Seminario sono la testimonianza dell'interesse e del

fervore degli studi con il quale è seguito il problema dell'impiego strutturale dei calcestruzzi fibrosi.

Dopo questo esame panoramico delle applicazioni dei calcestruzzi speciali siamo ora in grado di esaminare in modo consapevole le Raccomandazioni A.I.C.A.P. sui calcestruzzi fibrosi e su quelli impregnati con polimeri.

#### 4. LE RACCOMANDAZIONI TECNICHE A.I.C.A.P. PER L'IMPIEGO DEI CALCESTRUZZI SPECIALI

La commissione di studio dell'A.I.C.A.P. "Calcestruzzi speciali" ha elaborato tre documenti già pubblicati sull'impiego dei calcestruzzi speciali.

Nel 1982 la prima edizione delle Raccomandazioni tecniche sul conglomerato cementizio fibroso con armature costituita da fibre di acciaio, della quale è attualmente allo studio un'edizione aggiornata.

Nel 1984 le Raccomandazioni tecniche sul ferrocemento.

Nel 1986 le Raccomandazioni tecniche sul conglomerato cementizio impregnato con polimeri.

Attualmente sono in corso di redazione le Raccomandazioni tecniche sui calcestruzzi ad alta resistenza.

Nell'ambito dei temi trattati nel presente Seminario è interessante esaminare gli aspetti relativi alla progettazione strutturale nel caso del conglomerato cementizio fibroso ed in quello del conglomerato cementizio impregnato con polimeri.

Per quanto riguarda il **conglomerato fibroso con fibre di acciaio**, le Raccomandazioni considerano due casi:

- a) in assenza di armatura tradizionale;
- b) in presenza di armatura tradizionale.

Nel *primo* caso si precisa che "sarà compito del progettista documentare la correttezza della progettazione attraverso proposte di calcolo o attraverso una documentazione di indagini sperimentali.

Le indagini sperimentali possono intendersi finalizzate nel senso di fornire indicazioni per la scelta dello schema di comportamento da adottare nei calcoli.

Le indagini sperimentali su prototipo possono peraltro intendersi sostitutive delle verifiche analitiche; in tal caso esse devono essere effettuate con riguardo a tutti gli stati limite interessanti. I risultati vanno interpretati statisticamente tenendo presente quanto stabilito nell'art. 4.2 del D.M. 26.3.1980 e successivi aggiornamenti".

Nel *secondo* caso, viene rilevato che "le fibre conferiscono al calcestruzzo un incremento al valore della  $\epsilon_c$  ultima, che può superare il valore stabilito dalla normativa per il calcestruzzo ordinario, indicato dall'articolo 4.2.1.1 del D.M. 26.3.1980 e successivi aggiornamenti.

Una opportuna documentazione sperimentale dovrà essere fornita per giustificare l'assunzione di una  $\epsilon_c > 3.5 \cdot 10^{-3}$ .

Per il resto, il calcolo di progetto dovrà seguire i criteri della normativa del c.a. (o del c.a.p.), e, in particolare, per la sperimentazione su elementi e prototipi, quanto indicato all'art. 4.3 del D.M. 26.3.1980 e successivi aggiornamenti".

Per quanto riguarda il calcestruzzo impregnato con polimeri vengono considerati due casi:

- a) l'associazione di P.I.C. e di barre di acciaio (P.I.C.A.);
- b) il P.I.C. precompresso.

Viene preliminarmente osservato che "dal confronto fra le due tecniche di impiego emerge che l'uso del P.I.C. precompresso si inserisce più spontaneamente nell'esperienza, ormai ben consolidata, delle strutture presollecitate non solo di conglomerato ma anche di conci lapidei o di acciaio, di quanto non appaia per il caso del P.I.C. armato, per il quale al miglioramento del conglomerato non corrisponde un pari miglioramento della qualità dell'armatura aderente".

Per quanto riguarda il P.I.C. armato viene precisato che "il calcolo può essere condotto estendendo i criteri generali del metodo agli stati limite, con riferimento al conglomerato cementizio impregnato con polimeri o copolimeri per tutto lo spessore e armato".

Le differenze rispetto al caso del conglomerato cementizio normale sono le seguenti:

- a) "le resistenze di calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici, valutati operando su provini di conglomerato cementizio totalmente impregnato, per un coefficiente di sicurezza  $\gamma_m = 1.8$  (valore assunto in via orientativa, in attesa di calibrazione)".
- b) "il diagramma  $\sigma - \epsilon$  del P.I.C. dipende dal tipo di polimero o copolimero impregnante: nel caso di P.I.C. trattato con solo polimero o copolimero ad alto tasso di componente poco deformabile si hanno diagrammi caratterizzati da un comportamento perfettamente elastico fino a circa il 75% dell'intero grafico e da un breve tratto terminale curvilineo (come esempio vedi curva a della Figura 22)".

In questo caso appare ragionevole utilizzare nei calcoli diagrammi convenzionali tensione/deformazione totalmente lineari, passanti per l'origine, le cui direzioni sono indicate dai valori dei moduli elastici da determinare sperimentalmente.

Le ordinate massime rappresentano le resistenze di calcolo date dalla tensione

$$f_{pic,d} = \frac{f_{pic,K}}{\gamma_{pic}}$$

di cui  $f_{pic,d}$  è la resistenza di calcolo cilindrica e  $\gamma_{pic}$  è il coefficiente di sicurezza, assunto pari a 2.

Nel caso invece di P.I.C. impregnato con un copolimero più deformabile, per la maggiore presenza del componente elastomerico, il diagramma reale tensioni-deformazioni è rappresentato da una curva costituita da un ramo ascendente seguito da un ramo discendente, che corrisponde ad un cospicuo incremento della capacità dissipativa di energia in fase di collasso (curva b della Fig. 22).

L'andamento di tale curva, per quanto differente da quello del conglomerato cementizio normale, può essere schematizzato con un diagramma parabola-rettangolo.

Questo diagramma convenzionale è definito, come è noto, da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni, tangente alla parabola nel punto di sommità (Fig. 22 a destra) come esempio nel caso di impregnazione con copolimero ottenuto dal 50% di metilmetacrilato (monomero con polimero rigido) e dal 50% di butilacrilato (monomero con polimero deformabile).

Il valore dell'ascissa del vertice della parabola viene fissato una volta noto il diagramma reale corrispondente al particolare copolimero impregnante.

L'ordinata massima è data dalla tensione di calcolo:

$$0.85 f_{pic,d} = 0.85 \frac{f_{pic,K}}{\gamma_{pic}}$$

in cui:  $f_{pic,d}$  è la resistenza di calcolo cilindrica,  $\gamma_{pic}$  è il coefficiente di sicurezza, 0.85 è il coefficiente di riduzione che tiene conto, nel caso di conglomerato cementizio normale, del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga permanenza del carico e che viene adottato anche nel caso del P.I.C., per mancanza di un'adeguata documentazione di carattere sperimentale.

Si ricorda altresì che, nelle prove rapide di compressione centrata, sul diagramma "tensioni di compressione/variazioni specifiche di volume" il tratto delle deformazioni instabili appare intorno allo 0.90 della tensione ultima. Per il momento non si ritiene di aggiungere altro per quanto riguarda gli stati limite ultimi per sollecitazioni taglianti e per sollecitazioni torcenti, in attesa di conferme sperimentali dei dati esistenti in letteratura.

Per quanto riguarda il conglomerato cementizio impregnato armato e precompresso (PICAP) vengono indicate regole di calcolo analoghe a quelle del c.a.p. con la differenza che il ritiro (dovuto ai processi di essiccamento e di polimerizzazione) ed il "fluage" del conglomerato impregnato con polimeri o copolimeri, nel sistema post-teso, danno effetti tanto piccoli da poter essere trascurati nella maggior parte dei casi.

Per ciò che riguarda le tensioni normali ammissibili nel conglomerato cementizio totalmente impregnato, si può ammettere l'uso di conglomerati impregnati con polimeri o copolimeri con valori della resistenza caratteristica ( $R_{pic,K}$ ) non inferiore a 70 N/mm<sup>2</sup>.

Per tutti i valori di  $R_{pic,K}$  si richiedono controlli statistici ed indagini non distruttive, sia preliminari che in corso dell'impiego, unitamente a calcolazioni accurate delle strutture.

Le tensioni normali di esercizio, così come nel c.a.p. non impregnato, non devono superare il valore  $\bar{\sigma}_{pic} = 0.38 R_{pic,K}$ .

Sono ammissibili tensioni di trazione non superiori a  $\sigma_{pic} = 0.06 R_{pic,K}$ , a condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio ad aderenza migliorata, opportunamente diffuse, in misura tale che il prodotto della loro sezione complessiva per il tasso convenzionale di 175 N/mm<sup>2</sup> corrisponda all'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.

All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare, così come nel c.a.p., il valore  $\bar{\sigma}_{pic} = 0.48 R_{pic,K}$  e sono ammissibili tensioni di trazione  $\bar{\sigma}_{pic} = 0.08 R_{pic,K}$ , fermo restando l'obbligo, come specificato sopra, di disporre armature metalliche come ivi indicato, ma proporzionate al tasso convenzionale massimo di 215 N/mm<sup>2</sup>.

Qualora si ammettano tensioni iniziali elevate è bene considerare il rischio che le controfrecce assumano valori eccessivi.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione può essere consentito superare nel P.I.C. il limite a trazione innanzi stabilito, purchè le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato sopra, dovranno verificarsi in conformità alle norme ed alle prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse in P.I.C. armato normale.

La resistenza a trazione del P.I.C., nelle zone virtualmente fessurate, non potrà tenersi in conto nell'eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi di ancoraggio, pari a

$$\frac{R_{pic,K}}{1.7}$$

E' interessante rilevare che "nel corso dei lavori per la redazione del testo delle Raccomandazioni per l'impiego strutturale dei calcestruzzi impregnati con polimeri, la Commissione A.I.C.A.P. ha individuato alcuni punti rispetto ai quali i dati della letteratura disponibile non risultano esauriente. Ciò, in special modo, per il raffronto del testo che si è voluto fare con quello della vigente normativa dei cementi armati normali e precompressi.

Una omogenea sperimentazione circa le caratteristiche meccaniche del P.I.C. risulta, quindi, molto opportuna per consentire la precisazione di alcuni dati, che, nel testo, sono stati temporaneamente fissati con criteri di prudenza". Da tale impostazione è scaturito un articolato programma di prove, i cui risultati saranno oggetto di una apposita relazione da parte della Commissione di studio.

## 5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Dalla precedente disamina emerge che dal punto di vista degli impieghi strutturali:

- a) i calcestruzzi leggeri hanno raggiunto un soddisfacente livello di esperienze realizzate;
- b) il calcestruzzo ad alta resistenza almeno fino alle categorie C60, C70 risulta inquadrato in modo coerente nelle regole generali di calcolo dei calcestruzzi normali, pur essendo necessarie ulteriori conferme;
- c) i calcestruzzi impregnati con polimeri sono usati prevalentemente per le loro eccezionali qualità di durabilità;
- d) i calcestruzzi fibrosi hanno trovato alcuni campi di applicazione specifici nei quali vengono utilizzati in modo conveniente, ma è prevedibile che altri se ne aggiungano, specialmente per creare zone duttili in sezioni critiche di strutture in c.a. normale o precompresso.

Un indubbio cospicuo contributo ad ulteriori sviluppi degli impieghi strutturali dei calcestruzzi speciali sarà certamente dato dalla collaborazione sempre più stretta fra i cultori della Ingegneria dei materiali e quelli della Ingegneria delle strutture: per i primi le proprietà macroscopiche dei materiali sono correlate alla costituzione microscopica dei materiali stessi e possono quindi essere modificate in modo da migliorarle rispetto ad assegnate prestazioni; per i secondi le medesime proprietà macroscopiche costituiscono i dati di ingresso di un processo di modellazione matematica, basato sulla meccanica dei corpi continui solidi, inteso a progettare strutture "sicure" dal punto di vista della resistenza e dell'equilibrio, dell'efficienza funzionale e della durabilità, nonché convenienti dal punto di vista economico.

Variazioni rispetto alle condizioni di utilizzazione tradizionali delle strutture possono condurre a nuove richieste di prestazione per i materiali, tali da motivare lo studio e la "progettazione" di materiali più adeguati, avviando un processo evolutivo, di cui il presente Seminario è già una testimonianza.

**BIBLIOGRAFIA**

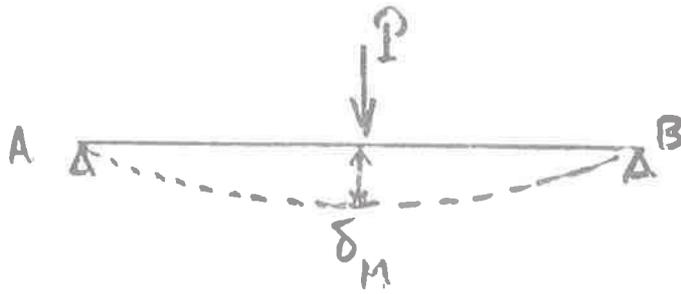
- 1) CEB-FIP Bull. n. 190a/b: CEB-FIP Model Code 1990 - First Predraft 1988.
- 2) Design aspects of high-strength concrete. Resumés of the Lectures of 26th CEB Plenary Session, Dubrovnik, September 20-23, 1988.
- 3) State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete. Reported by ACI Committee 363, 1984.
- 4) "Il Cemento", n. 4, ottobre/dicembre 1988: fascicolo dedicato alle relazioni ed alle comunicazioni presentate al Convegno AITEC "Il cemento ed il calcestruzzo negli anni 80".
- 5) Atti delle Giornate A.I.C.A.P., Bari - 1983.
- 6) Fiber reinforced concrete. International Symposium ACI Publication SP-81 - 1984.

## DIDASCALIE DELLE FIGURE

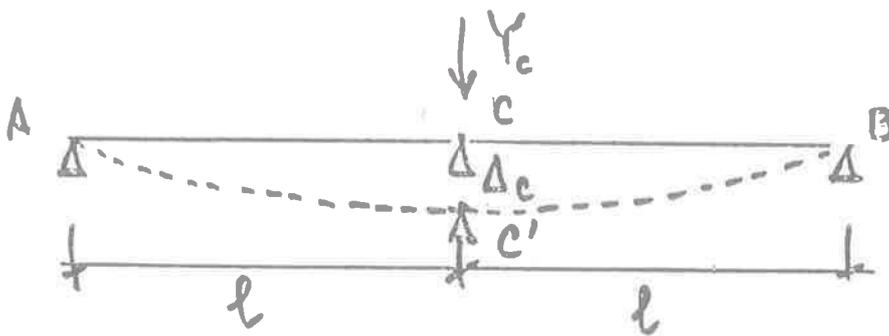
- Fig. 1 I due esempi elementari in figura ricordano che il prodotto  $EJ$  a volte è a denominatore (primo esempio: calcolo della freccia in mezzzeria di una trave inflessa), a volte è a numeratore (secondo esempio: calcolo della incognita iperstatica dovuta a cedimento di vincolo). Quindi lo stesso provvedimento - per es. l'adozione di un materiale con modulo elastico elevato ed il proporzionamento della sezione in modo da incrementare l'inerzia - giova nel primo caso e nuoce nel secondo.
- Fig. 2 Diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo normale sottoposto a compressione monoassiale. La deformazione  $\epsilon_{cu}$ , corrispondente alla tensione pari alla metà di quella di picco, non ha un particolare significato fisico, ma interviene solo nelle espressioni analitiche del ramo discendente, che sono diversi secondo che  $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$  ovvero  $\epsilon_c \geq \epsilon_{cu}$ .
- Fig. 3 L'aumento della resistenza del calcestruzzo influisce in modo particolare sull'andamento del ramo discendente, che rivela il correlativo aumento della fragilità del materiale.
- Fig. 4 La rottura per trazione del calcestruzzo si localizza in corrispondenza di una lesione: per questa ragione prima della fessurazione il legame costitutivo del materiale è descritto dal diagramma tensioni-deformazioni come in tutti i solidi continui, mentre dopo la fessurazione si adotta il diagramma tensioni-aperture della lesione.
- Fig. 5 Nel caso di stato di tensione pluriassiale, le leggi costitutive del calcestruzzo sono descritte utilizzando il modello di elasticità non lineare, nel quale interviene il modulo elastico secante, che diminuisce al crescere di  $\sigma_3 - \sigma_1$ .
- Fig. 6 La rappresentazione sul piano di Mohr  $\sigma, \tau$  della curva involuppo dei cerchi della tensione maggiore (curva intrinseca) permette di definire l'indice di non linearità  $\beta$  sia nel caso in cui tutte e tre le tensioni principali sono di compressione, sia in quello in cui  $\sigma_1$  è di trazione.
- Fig. 7 Valori di alcuni parametri significativi del calcestruzzo normale, di quello ad alta resistenza, del calcestruzzo impregnato con polimeri (P.I.C.) e del calcestruzzo fibro-rinforzato (F.R.C.), riportati dal Prof. Tognon in [4].
- Fig. 8 Quadro comparativo delle caratteristiche principali di otto classi di calcestruzzo, sia normale che ad alta resistenza, riportato da [1].
- Fig. 9 Influenza della introduzione di uno stato tensionale aggiuntivo di compressione laterale ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) sul diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo normale. La tensione  $f_{ck}^*$  si determina in funzione dei parametri indicati nella Fig. 10.
- Fig. 10 Definizione dei parametri  $\omega_{wd}$ ,  $\alpha_n$  ed  $\alpha_s$  necessari per valutare la compressione laterale ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) e la tensione assiale di rottura  $f_{ck}^*$ .
- Fig. 11 Influenza della aggiunta di fibre di acciaio sulle curve di interazione M-N di un pilastro di cemento armato secondo Craig et al. [6].
- Fig. 12 Influenza dell'aumento di resistenza del calcestruzzo sulla curva di interazione M-N di un pilastro di cemento armato. La curva 1 rappresenta il contributo del solo calcestruzzo 1; la curva 2 rappresenta la curva di interazione del pilastro realizzato con il calcestruzzo 1, tenuto conto del contributo dell'armatura, doppia simmetrica.

La curva 3 si riferisce al caso della stessa sezione realizzata con il calcestruzzo 2, che ha resistenza doppia di quella del calcestruzzo 1.

- Fig. 13 Lo schema a destra rappresenta il progetto preliminare di un grattacielo alto 1 miglio (1.600 m), basato sull'impiego di un calcestruzzo ad alta resistenza da 12.000 psi (83 MPa), presentato dal Dott. Colaco nella conferenza "High strenght concrete in high rise building design", tenuta nel corso della 26<sup>a</sup> Sessione plenaria del CEB. Dubrovnik, settembre 1988.
- Fig. 14 Caratteristiche delle travi utilizzate nel corso della ricerca "Shear tests up to failure of beams made with normal and high strength concrete" del prof. Levi e del prof. Marro, di cui i primi risultati, relativi a sette travi, sono stati presentati a Dubrovnik nella sezione IVA, sul tema "Design aspects of high-strenght concrete".
- Fig. 15 Caratteristiche del calcestruzzo e delle armature longitudinali e trasversali, di cui alla ricerca citata nella figura precedente.
- Fig. 16 Confronto fra previsioni teoriche e risultati sperimentali ottenuti nella ricerca dei professori Levi e Marro.
- Fig. 17 Nella tabella sono riportati quattro rapporti, due per lo stato limite ultimo e due per lo stato limite di servizio. Il significato dei simboli è il seguente:
- $V_y$  è il taglio determinato sperimentalmente corrispondente al completo snervamento delle staffe.
  - $V_{R2}$  (=  $V_{R3}$ ) è il taglio di calcolo che corrisponde a  $V_y$
  - $V_{max}$  è il taglio sperimentale massimo a rottura
  - $V_{r exp}$  è il taglio determinato dalla lesione obliqua
  - $V_{0.3 exp}$  è il taglio corrispondente all'apertura della lesione obliqua pari a 0.3 mm
  - $V_y / (1.5 \times 1.15)$  è il taglio di esercizio, ottenuto da  $V_y$  dividendolo per i coefficienti parziali  $\gamma_f$  e  $\gamma_s$
- Fig. 18 Studio di fattibilità per l'applicazione del P.I.C. ad un ponte a travata a conci prefabbricati in precompresso, tratto dalla tesi di laurea dell'ing. Dordolo.
- Fig. 19 Sezione trasversale di un concio prefabbricato in P.I.C. del progetto di cui alla figura precedente.
- Fig. 20 Altro studio di fattibilità per l'applicazione del P.I.C. ad un ponte ad arco a conci prefabbricati, tratto dalla tesi di laurea dell'ing. Quattrococchi.
- Fig. 21 Vista di due conci prefabbricati in P.I.C. del progetto di cui alla figura precedente.
- Fig. 22 Dalle Raccomandazioni A.I.C.A.P. 1986 sul P.I.C.  
Nella figura di sinistra sono riportati i diagrammi tensioni-deformazioni relativi a due calcestruzzi impregnati con polimeri aventi differenti caratteristiche di deformabilità: la curva a) si riferisce al caso in cui si utilizza un polimero ad alto tasso di componente poco deformabile, la curva b) al caso in cui la componente elastomerica del polimero è maggiore. Nella figura di destra è riportato il diagramma convenzionale di calcolo suggerito per i casi della curva b), mentre per i casi della curva a) è preferito il diagramma tensioni-deformazioni totalmente lineare.



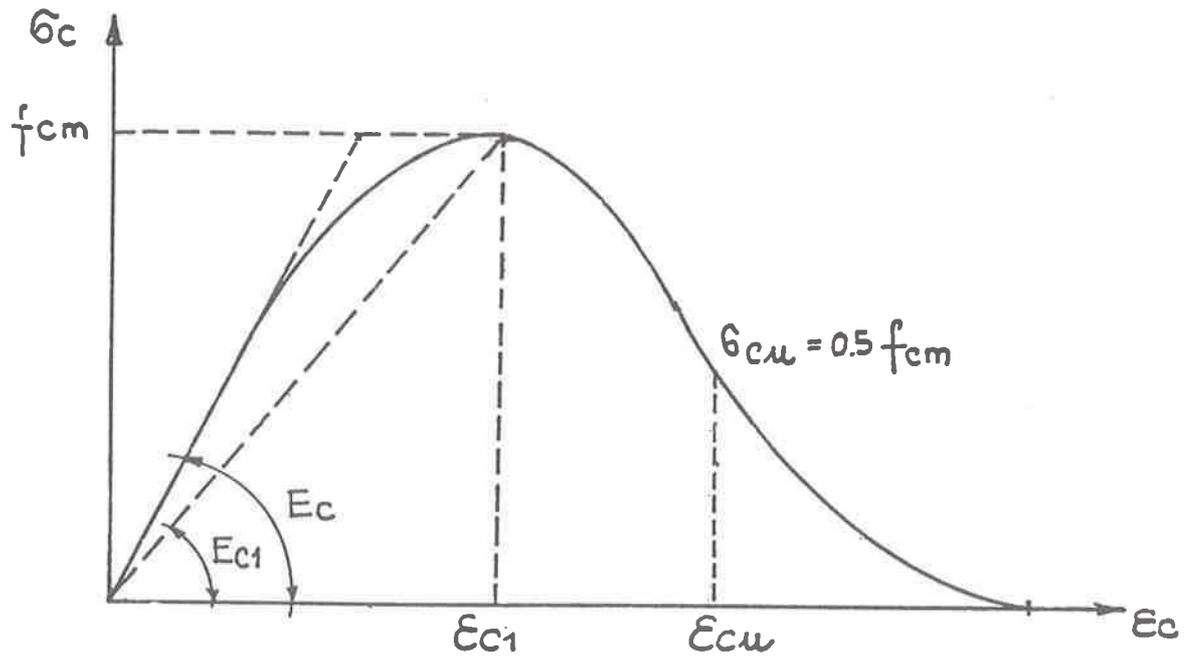
$$\delta_M = \frac{Pl^3}{48EJ}$$



$$Y_c = \frac{6EJ}{l^3} \Delta_c$$

$$\frac{J_I \quad J_{II}}{E} \\ 1 + \varphi$$

FIG. 1



$$E_c = 10^4 [f_{ck} + 8]^{1/3}$$

$$\epsilon_{c1} = 2\text{‰}$$

FIG. 2

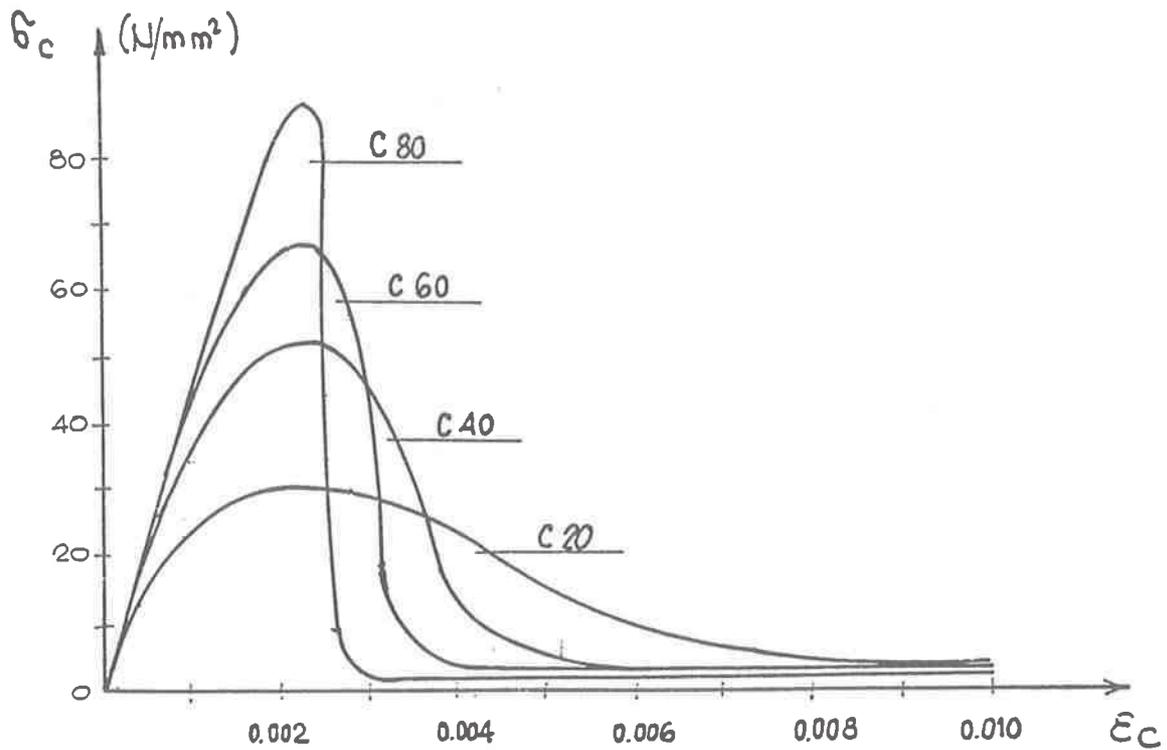
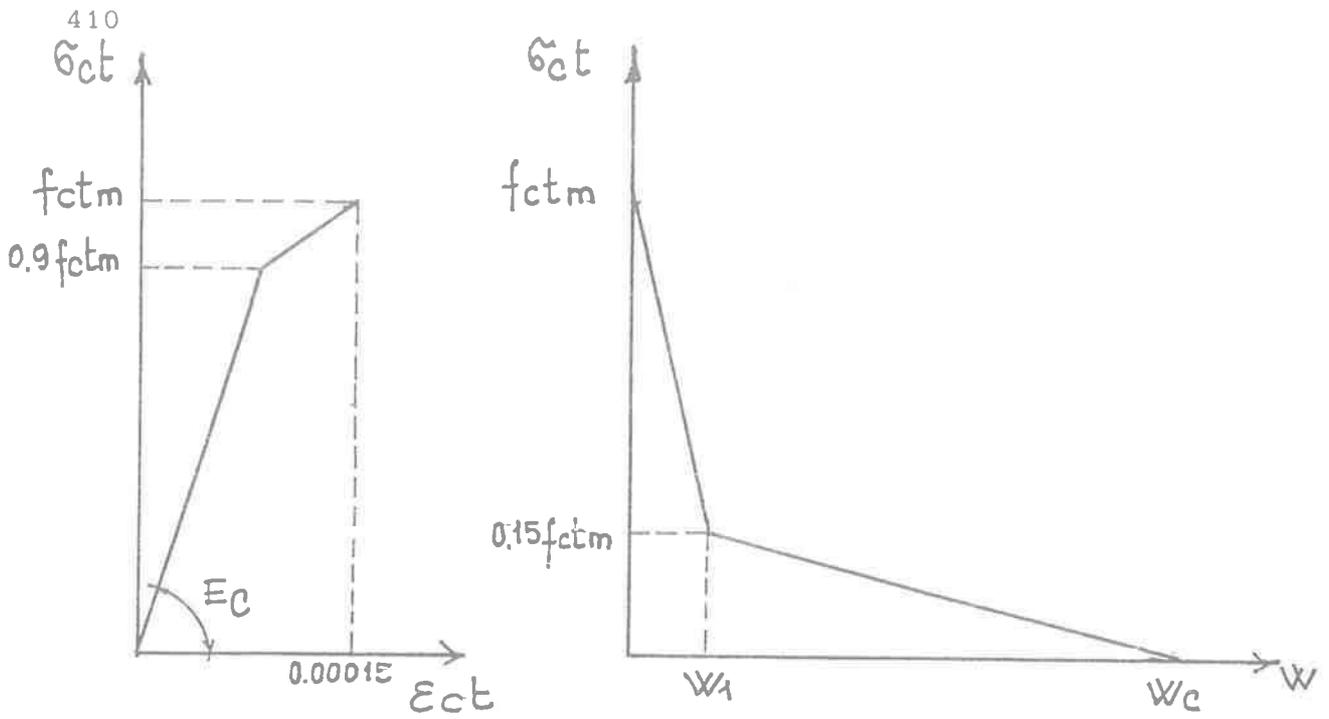


FIG. 3



CALCESTRUZZO  
NON FESSURATO

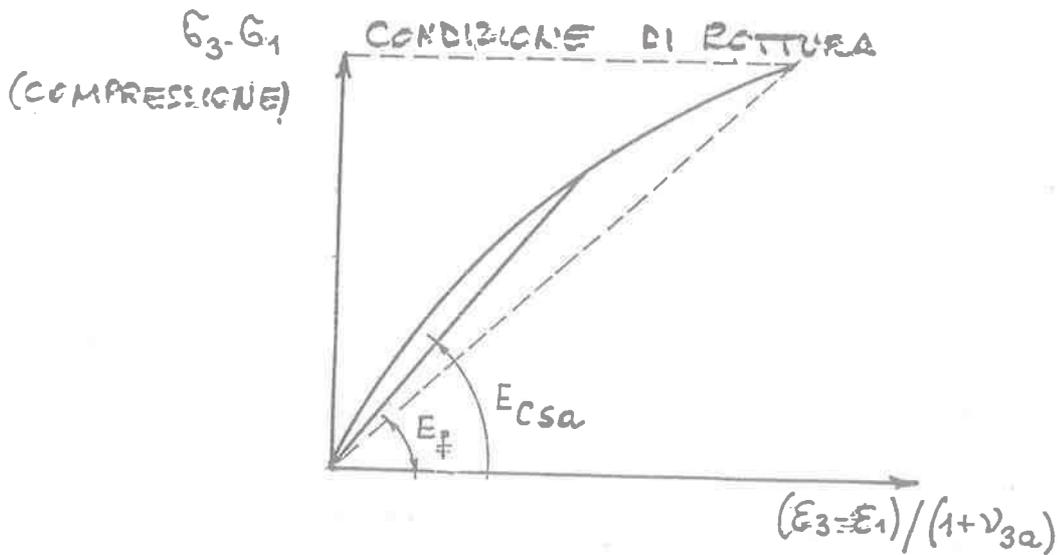
CALCESTRUZZO  
FESSURATO

FIG. 4

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E_{csa}} \cdot [\sigma_1 - \nu_{sa} (\sigma_2 + \sigma_3)]$$

$$\epsilon_2 = \dots$$

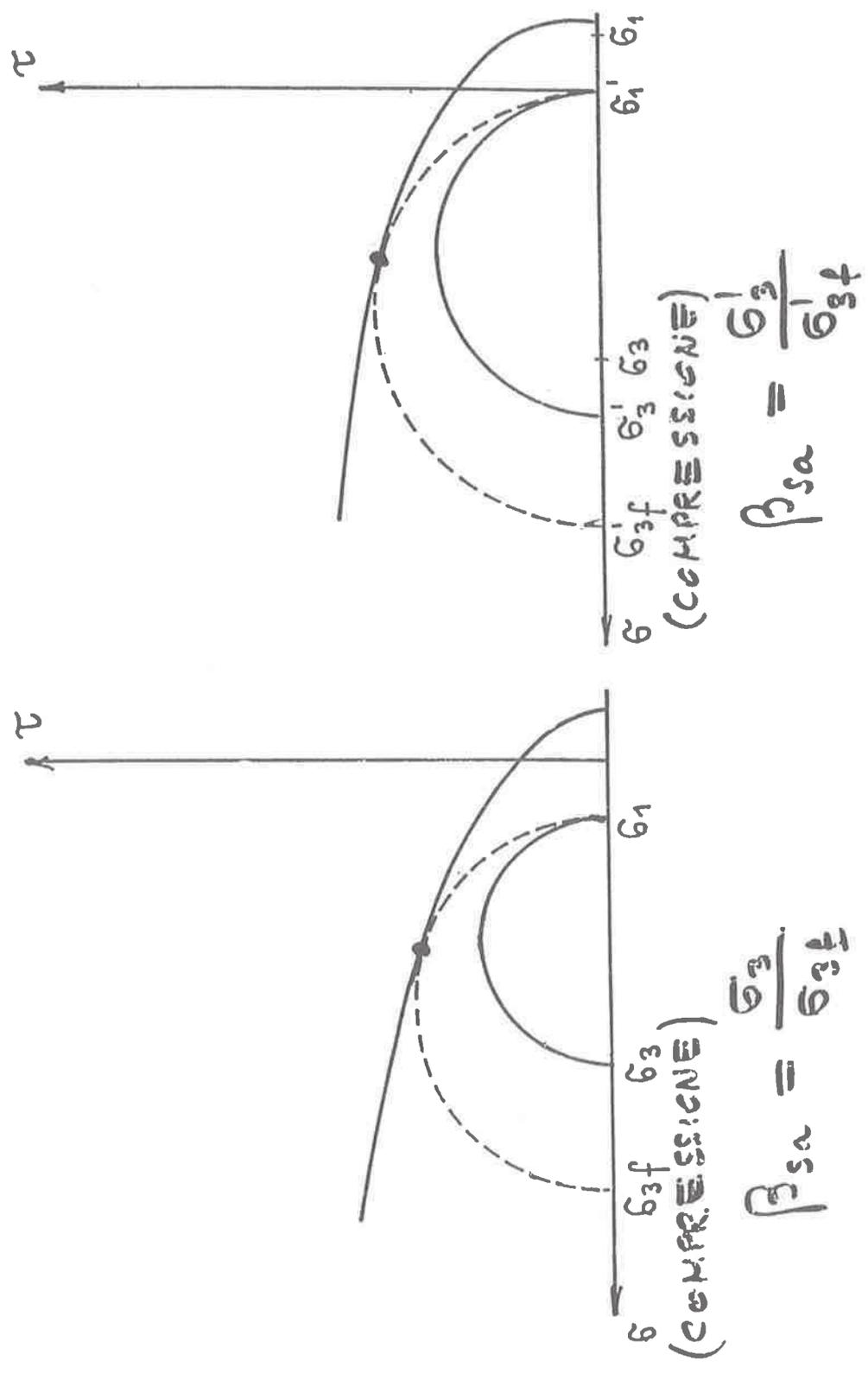
$$\epsilon_3 = \dots$$



DEFINIZIONE DEL MODULO SECANTE EFFETTIVO  $E_{csa}$   
(Actual secant modulus)

FIG. 5

$\epsilon_{csa}$  DIPENDE DA  $\beta_{sa}$



$\sigma_1 > 0$

$\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3 < 0$

FIG. 6

Proprietà	Tipo di calcestruzzo				
	C 30	C 60	C 90	P.I.C.	FRC
1. Densità (kg/m <sup>3</sup> )	2400	2400	2400	2500	2500
2. Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )	30	60	90	140	+25%
3. Resistenza a trazione per flessione (N/mm <sup>2</sup> )	3	4	6	17.5	+100%+150%
4. Accorciamento specifico max	3.5‰	3.5‰	3.5‰	2.8‰	aumenta
5. Allungamento specifico max	0.3‰	0.3‰	0.3‰	-	-
6. Modulo elastico (kN/mm <sup>2</sup> )	25+30	30+35	35+40	42	+3%
7. Coeff. di Poisson	0.15+0.20	0.17+0.20	0.17+0.20	0.21	-
8. Creep m/m	900+1000·10 <sup>-6</sup>	900+1000·10 <sup>-6</sup>	900+1000·10 <sup>-6</sup>	-	900·10 <sup>-6</sup>
9. Ritiro m/m	500·10 <sup>-6</sup>	500·10 <sup>-6</sup>	500·10 <sup>-6</sup>	-	900·10 <sup>-6</sup>

Fig. 7

		C 12	C 20	C 30	C 40	C 50	C 60	C70	C 80
$f_{ck}$ cilindro	N/mm	12	20	30	40	50	60	70	80
$f_{ck}$ cubo	N/mm	15	25	37	50	60	70	85	95
$f_{ctm}$ trazione diretta	N/mm	1.6	2.2	2.9	3.5	4.1	4.6	5.1	5.6
G energia di trazione	$d_{max}$ mm								
	8	25	35	45	55	60	70	80	85
	Nm/m <sup>2</sup> = N/m	16	35	50	65	80	95	105	130
	32	70	100	130	160	185	210	235	260
$E_c$ (tangente)	$10^3$ N/mm <sup>2</sup>	27	30.5	33.5	36.5	38.5	41	42.5	44.5
$E_{cu}$ ( $\sigma_{cu}=0.5 f_{cm}$ )		-5.0	-4.3	-3.6	-3.3	-3.0	-2.8	-2.6	-2.4

Fig. 8

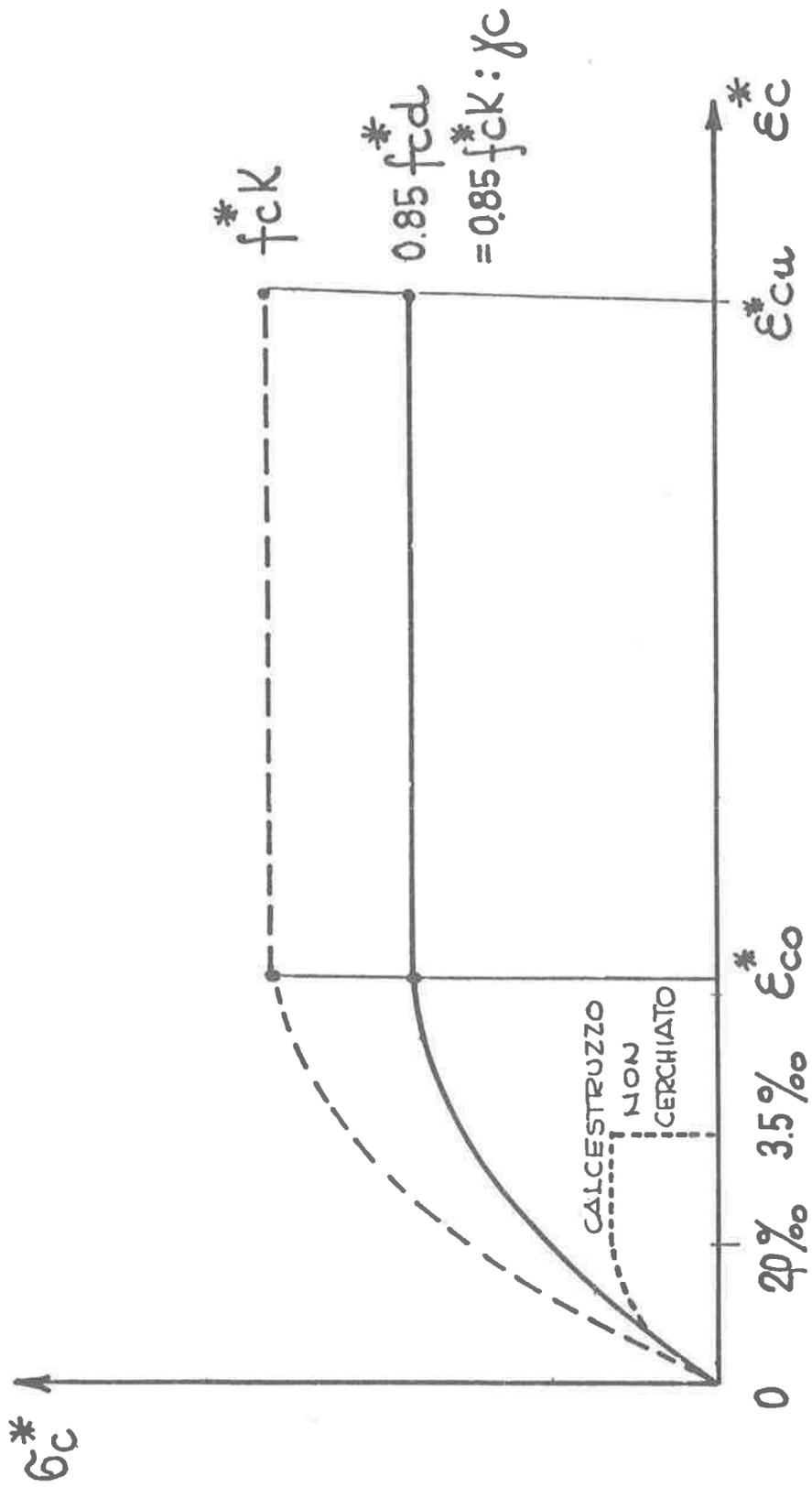
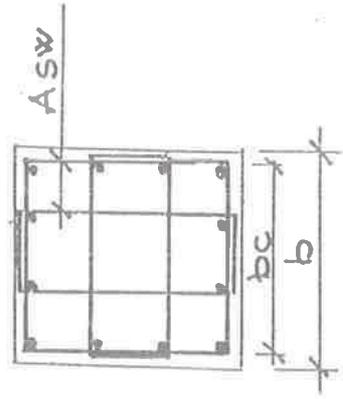
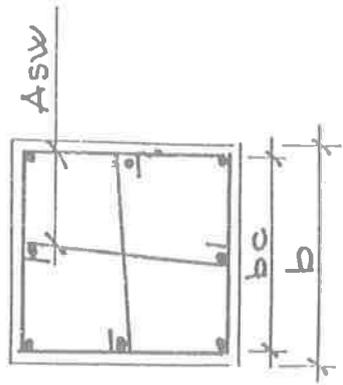


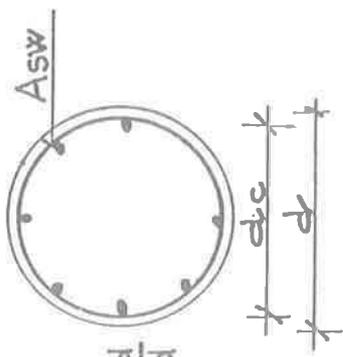
FIG. 9



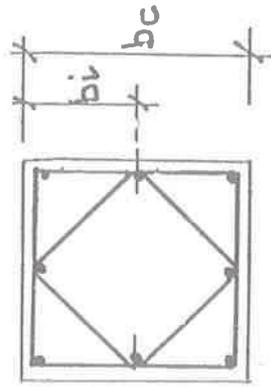
$$W_{wd} = \frac{9 A_{sw} \cdot f_{yd}}{bc \cdot s}$$



$$W_{wd} = \frac{6 A_{sw} \cdot f_{yd}}{bc \cdot s}$$

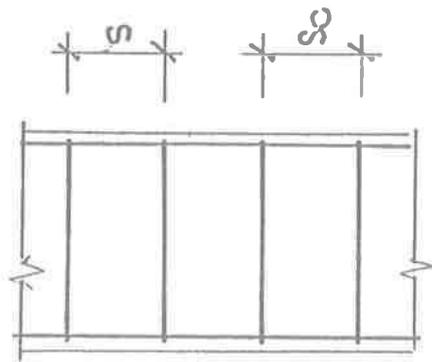


$$W_{wd} = \frac{4 A_{sw} \cdot f_{yd}}{dc \cdot s}$$



$$\alpha_n = 1 - \frac{n \cdot (b_i/6)}{bc^2} = 1 - \frac{1 \cdot b}{n \cdot 3}$$

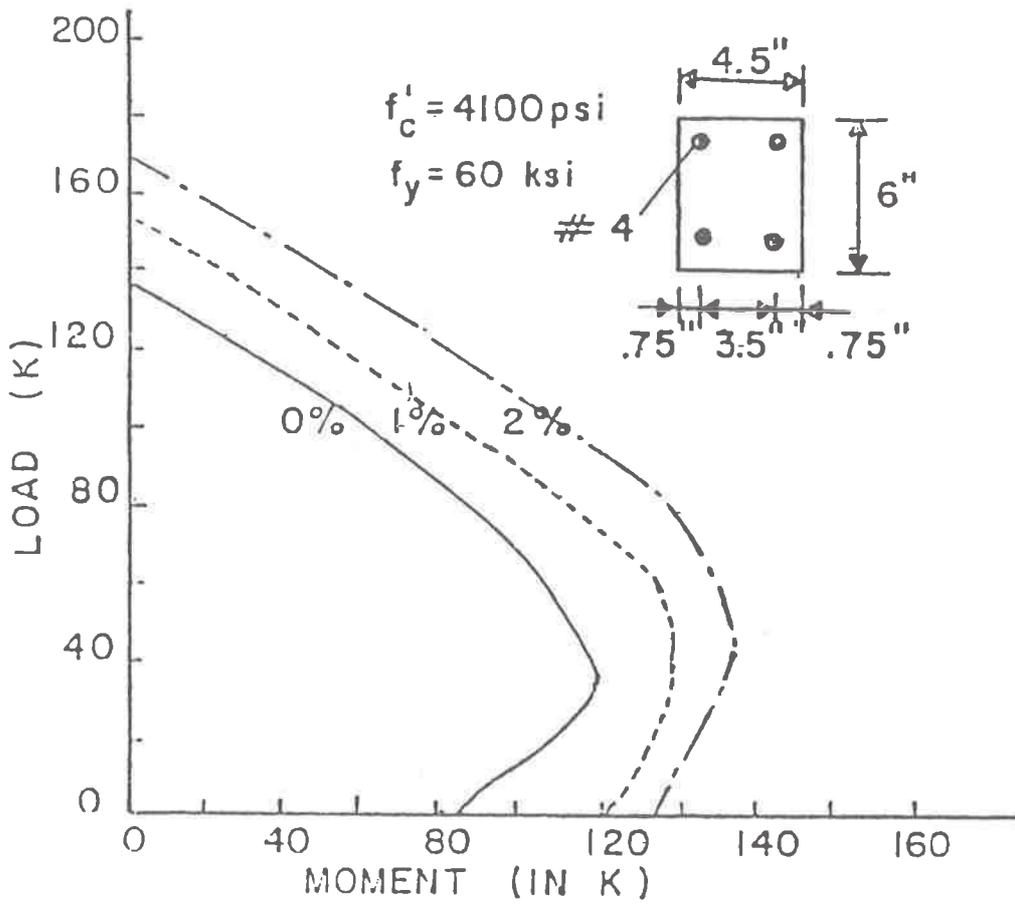
n : numero dei ferri longitudinali staffati



$$\alpha_s = \left(1 - \frac{1}{2} \frac{s'}{bc}\right)^2$$

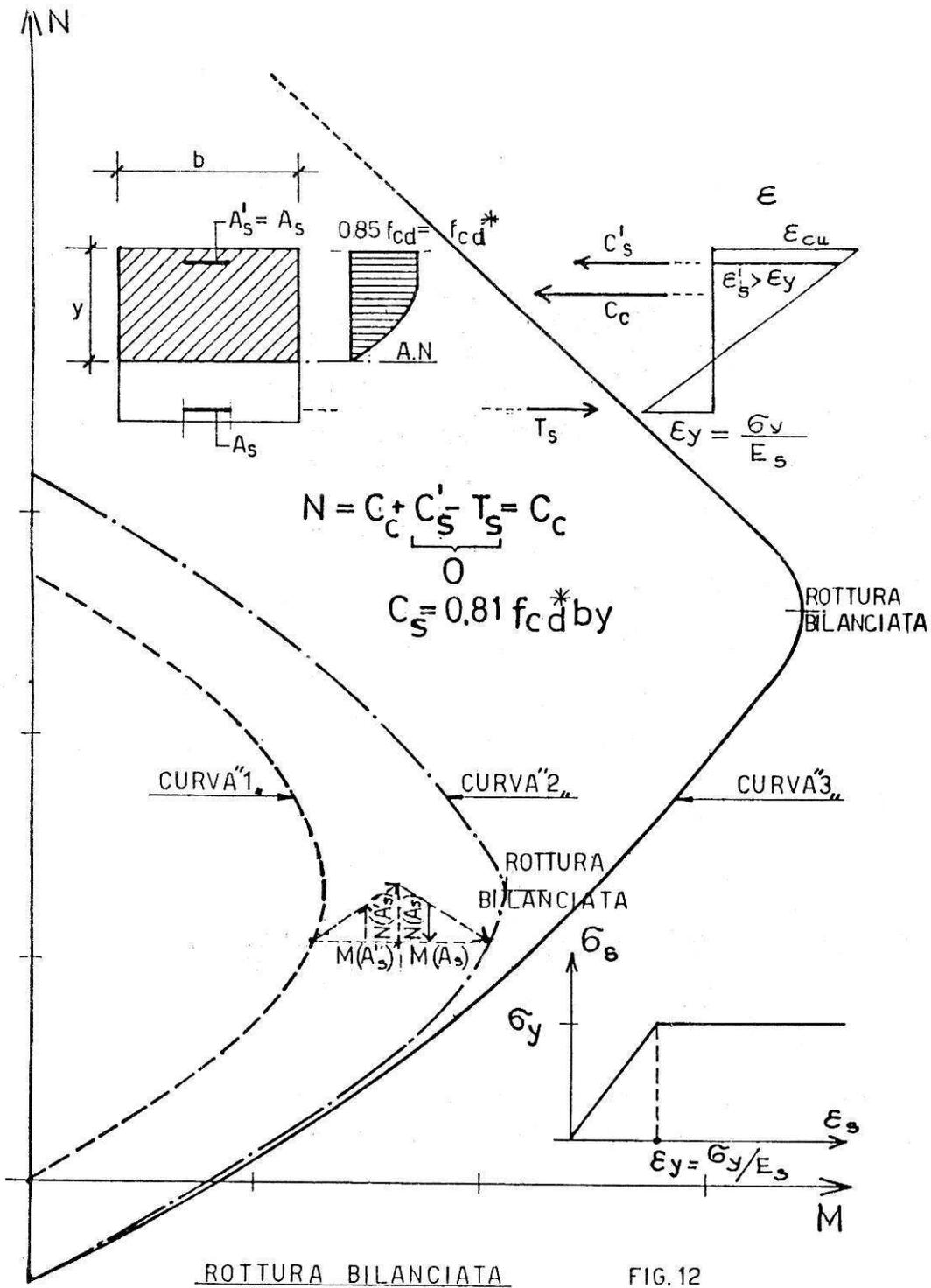
s' = interasse staffe chiuse

FIG. 10



-Typical load moment curves for reinforced fibrous concrete columns--Strain hardening considered

FIG. 11



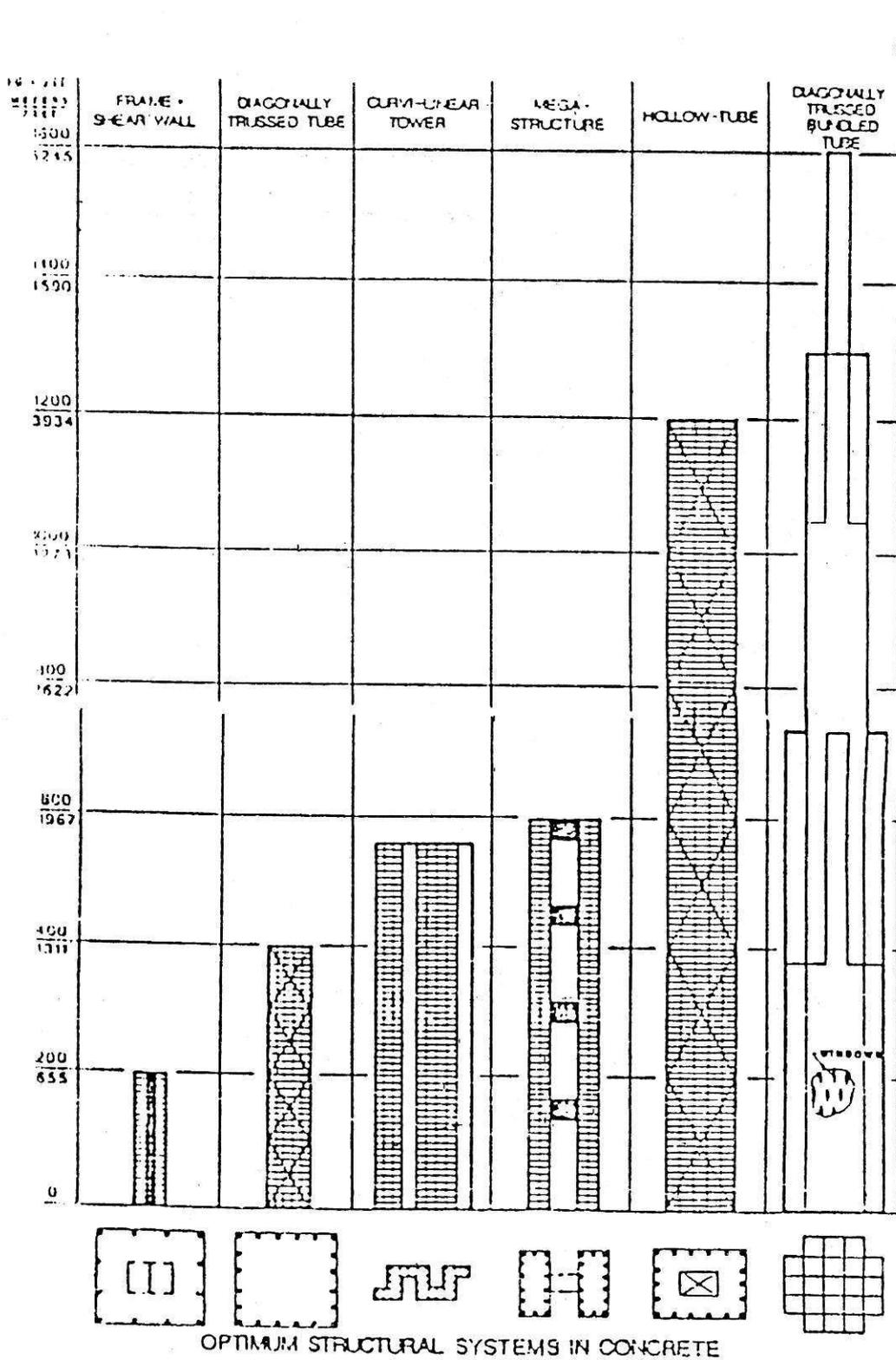


FIG. 13

PROF. LEVI PROF. MARRO SHEAR TESTS UP TO FAILURE OF BEAMS MADE WITH NORMAL AND H.S.

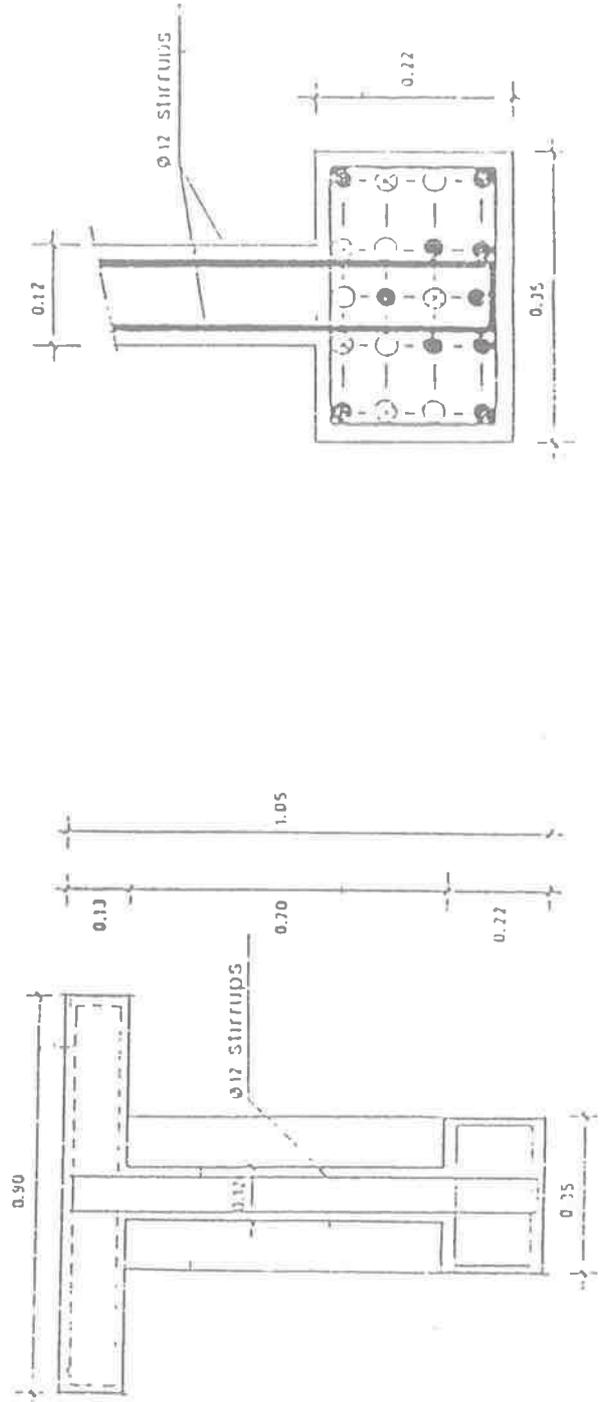
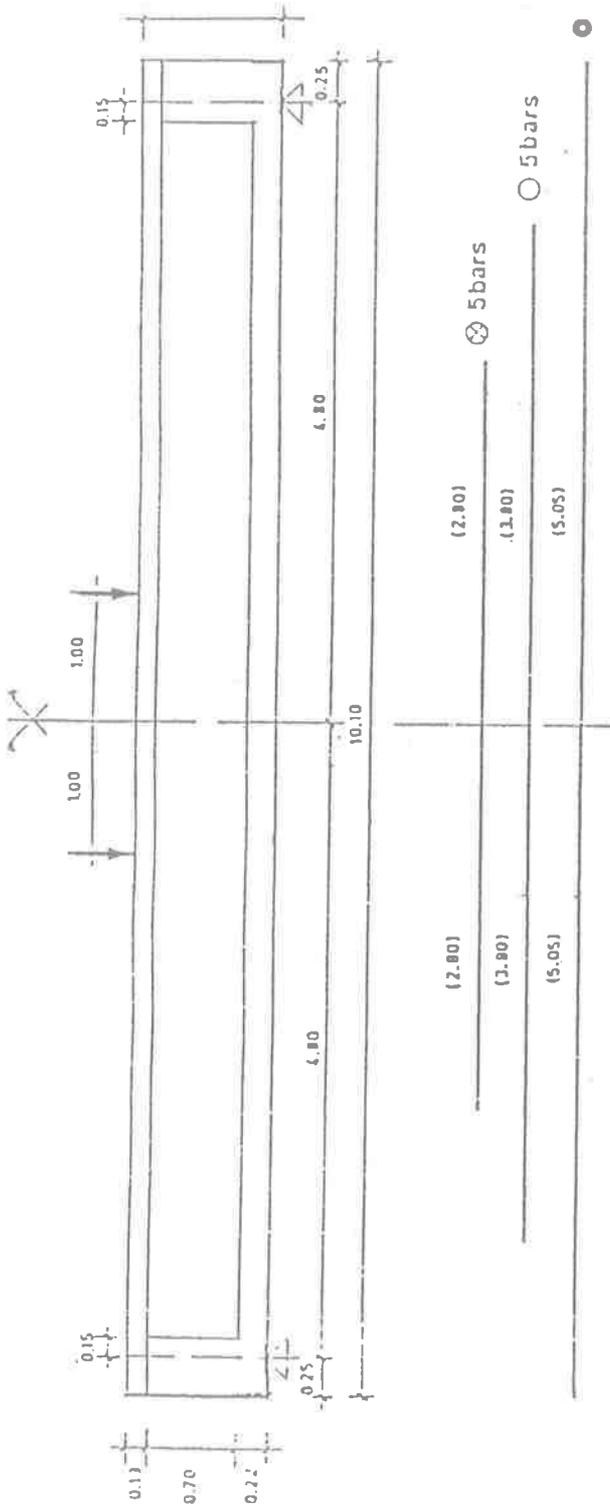


Fig. 14

Beam	$R_c$	$f_c$	s	$f_y$	$\phi$ 12 Stirrups		$A_{s1}$
					$100 \frac{A_{sw}}{b_w s}$	$\phi$	$f_y$
RC 30 A1	30	25	225	480	0.84	24	500
RC 30 A2	30	25	225	480	0.84	24	500
RC 60 A1	56	47	225	480	0.84	26	450
RC 60 A2	56	47	225	480	0.84	26	450
RC 60 B1	60	50	150	480	1.25	30	470
RC 60 B2	60	50	150	480	1.25	30	470
RC 70 B1	70	60	150	480	1.25	30	470

s,  $b_w$ ,  $\phi$  in mm;  $R_c$ ,  $f_c$ ,  $f_y$  in  $N/mm^2$

Fig. 15

Beam	U.L.S. calculated values			From tests values			
	$V_{R2}=V_{R2}$	$\cot \vartheta$	$\vartheta^\circ$	$V_r$	$V_{(0.3)}$	$V_y$	$V_{max}$
RC 30 A1	655	1.606	31.92	126	240	652	676
RC 30 A2	655	1.606	31.91	120	222	661	688
RC 60 A1	898	2.202	24.42	164	334	870	990
RC 60 A2	898	2.202	24.42	180	345	870	938
RC 60 B1	1085	1.774	29.41	190	791	1140	1181
RC 60 B2	1085	1.774	29.41	204	828	1160	1239
RC 70 B1	1220	1.994	26.63	186	867	1280	1330

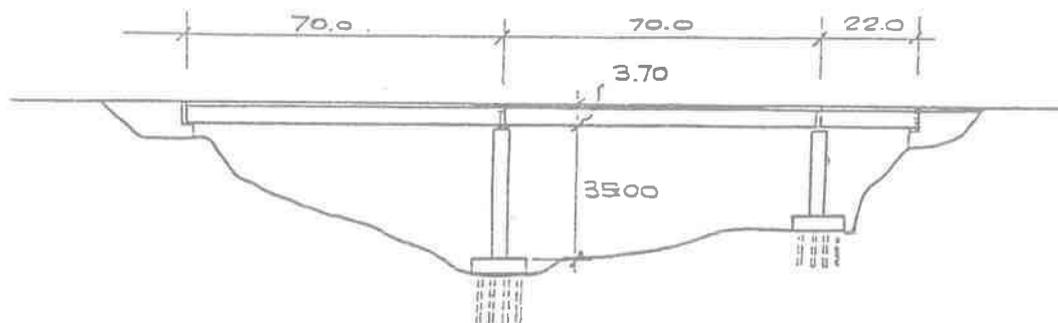
Tutti i valori V in kN

Fig. 16

Beam	U.L.S.		S.L.S.	
	$V_y$	$V_{max}$	$V_r \text{ exp}$	$V_{0.3 \text{ exp}}$
	$V_{R2} (=V_{R3})$	$V_y$	$(V_y/1.5 \times 1.15)$	$(V_y/1.5 \times 1.15)$
RC 30 A1	0.99	1.04	0.33	0.64
RC 30 A2	1.01	1.04	0.31	0.59
RC 60 A1	0.97	1.13	0.32	0.67
RC 60 A2	0.97	1.08	0.35	0.69
RC 60 B1	1.05	1.04	0.29	1.19
RC 60 B2	1.07	1.07	0.30	1.23
RC 70 B1	1.05	1.04	0.25	1.16

Fig. 17

PROSPETTO LONGITUDINALE

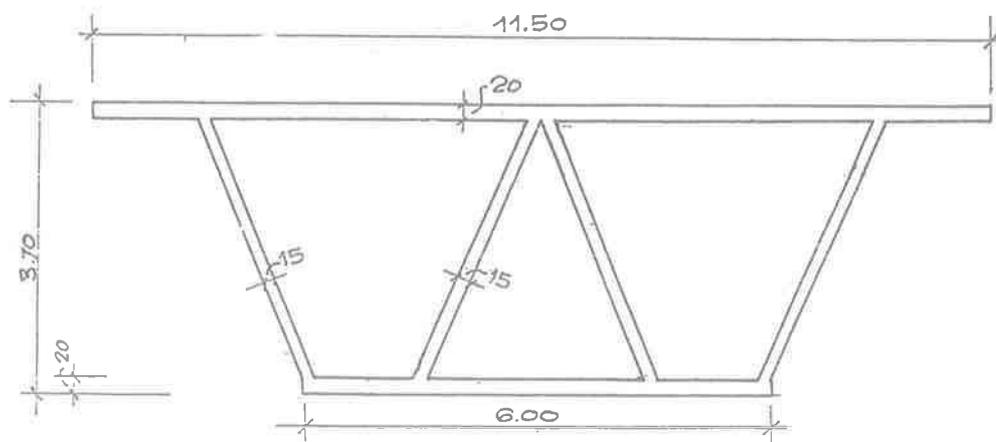


P.I.C.

TESI DI LAUREA

ING. DORDOLO

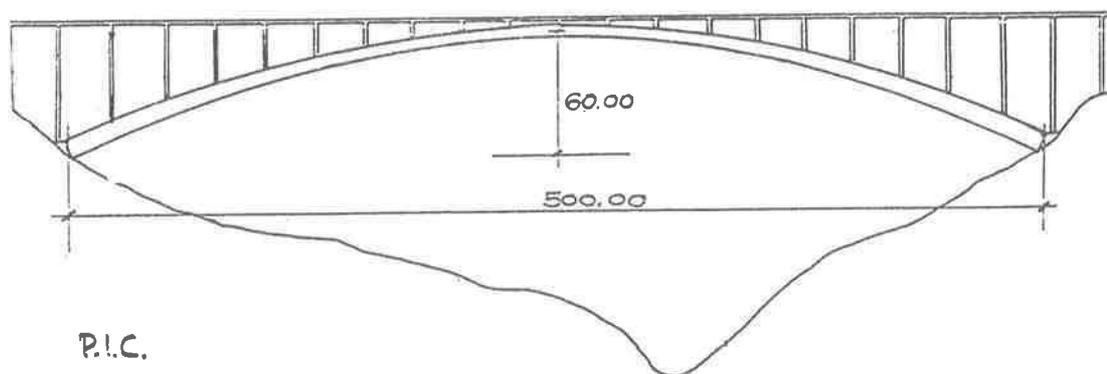
Fig.18



SEZIONE PONTE L=70.00 m

Fig.19

PROSPETTO LONGITUDINALE



P.I.C.

TESI DI LAUREA  
INS. QUATTROCICCHI

Fig.20

PROSPETTO CONCI

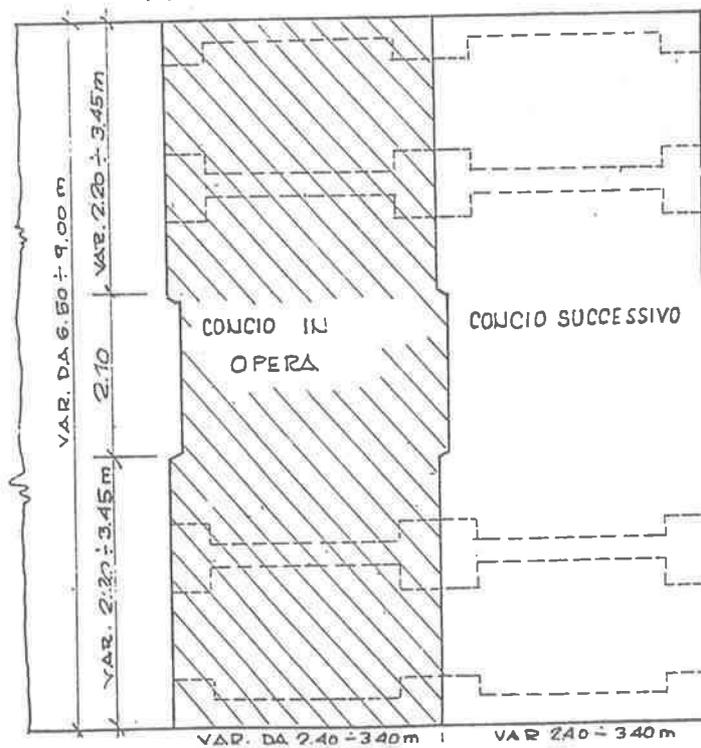
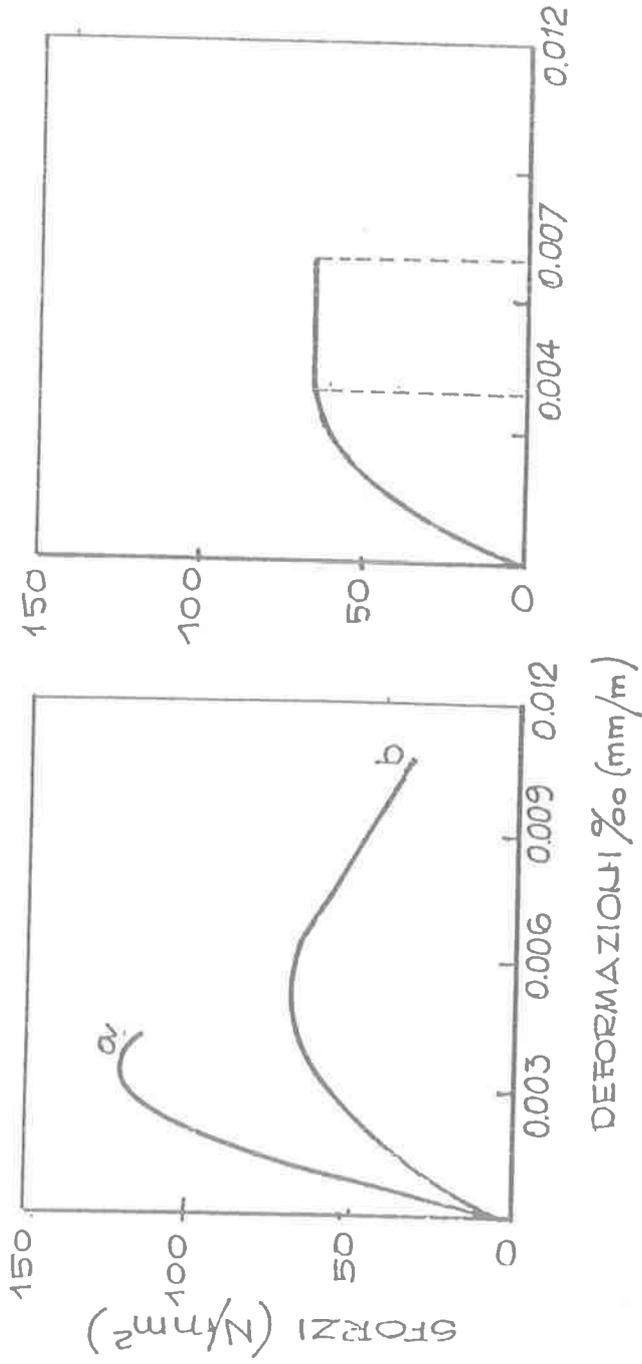


Fig.21



P.I.C.

RACCOMANDAZIONI AICAP

Fig. 22

## **INTERVENTI LIBERI**



L'USO DELLE FIBRE DI VETRO PER IL RINFORZO DELLE MALTE DI  
CEMENTO: IL GRC

GIUNTOLI Vanni

Facoltà di Agraria  
Università degli Studi di Firenze



## L'uso delle fibre di vetro per il rinforzo delle malte di cemento : il GRC.

Vanni Giuntoli \*

### 1. Breve storia del GRC.

1.1 Dopo i grossi successi del vetro resina ci si può domandare come mai non si sono avuti sviluppi paragonabili nelle tecniche di impiego del cemento unito alla fibra di vetro.

La ragione è che il vetro normale sottoposto alla azione alcalina dell'ambiente costituito da cemento puro o malta di cemento, si deteriora irrimediabilmente causando una caduta di resistenza del composito (1). Fig. 1

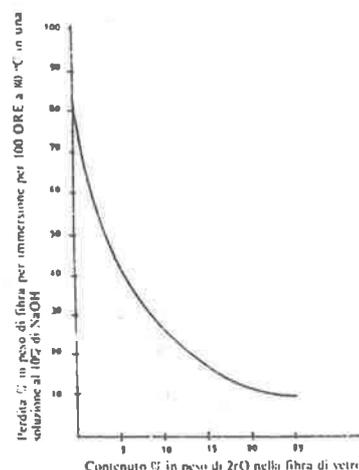


Fig. 1

Già fin dal 1941 erano stati eseguiti in Russia studi tendenti a sfruttare la malta di cemento come matrice di un composito in cui la resistenza alla trazione era data da barre di vetro, con risultati però negativi per le ragioni sopra dette.

Nel 1960 furono invece condotti con successo in Gran Bretagna esperimenti per la produzione di fibra di vetro resa alcaliresistente con l'aggiunta di zirconio (2). La produzione industriale di tale fibra iniziata nel 1970 dette luogo alla produzione di un composito denominato GRC (Glass Reinforced Cement) che apparve poter avere sviluppi positivi soprattutto nella costruzione di pannelli da rivestimento, pezzi formati in casseri fissi per produzione in serie e eventualmente anche elementi strutturali con piccole sollecitazioni flessionali.

La fibra di vetro alcaliresistente (AR) brevettata in Gran Bretagna sotto il nome di CEMFIL e' ora prodotta anche in altri paesi quali gli USA e il Giappone, mentre in Olanda si è sviluppata una produzione di fibre rese AR da una protezione superficiale applicata alla fibra di vetro che e'

immersa in cementi modificati con polimeri che li rendono meno aggressivi su i componenti della fibra.

Tale metodo è stato di recente ripreso in GB dove si è prodotto un nuovo tipo di fibra, il CEMFIL 2, usando vetro comune protetto con un polimero superficiale e con l'immissione di polimeri nella pasta di cemento (3).

È recente anche in Italia la produzione di fibre di vetro AR per l'uso in matrici di cemento.

## 2. Caratteristiche del composito

Il composito di GRC se sottoposto a tensione da luogo ad un diagramma sforzi/deformazioni del tipo riportato in figura, dove si possono notare tre diverse zone. Fig. 2

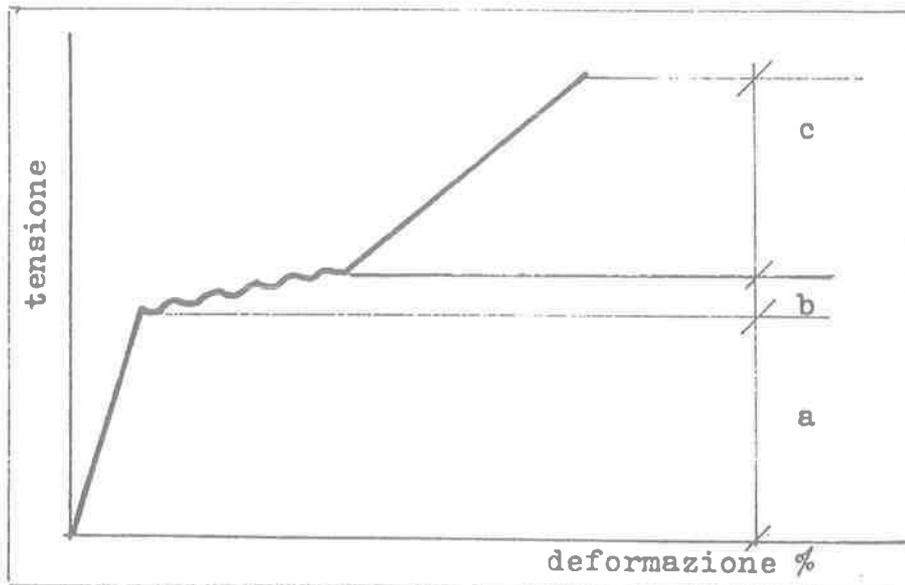


Figura 2

La zona a) è quasi lineare con un regime quindi, di proporzionalità fra sforzi e deformazioni.

La zona b) che potrebbe ricordare il regime di snervamento di un metallo, si verifica al momento in cui nella massa della matrice cominciano ad aprirsi microfessure attraversate fittamente dalla fibra. Si ha un intervallo in cui si procede con un trasferimento alternativo dello sforzo da fibra a composito e viceversa.

Nella zona c), lo sforzo di trazione è tutto a carico della fibra e il cedimento finale dopo un forte assorbimento di energia, si ha per cedimento delle fibre stesse (4).

Il diagramma è riferito ad un composito formato da pasta di

cemento puro e fibra di vetro alcaliresistente.

Nella pratica si verificano resistenze pari a quelle indicate in tabella.

La resistenza a compressione del composito di cui sopra oscilla intorno ai valori di 80-100 N/mm<sup>2</sup> e rimane stabile nel tempo.

Nel caso di lastre, forme assai frequenti nei prodotti in GRC, si deve considerare lo sforzo di compressione sia nel senso ortogonale alla superficie maggiore sia nel senso ortogonale alla costa con una minor prestazione in quest'ultimo caso, di circa il 30%.

Tabella 1

Resistenze a	1 anno	2 anni	3 anni
a rottura dN/cm <sup>2</sup>	300-360	210-230	150-190
limite di proporzio nalita'	140-170	150-180	130-160
modulo di Young			
Kn/mm <sup>2</sup>	20-25	25-32	27-30

(4)

La resistenza al taglio si aggira intorno ai 8-9 N/mm<sup>2</sup>.

### 3. Densita'

In relazione al contenuto in fibra si ha una variazione nella densita' in un intervallo da 1700 a 2000 Kg/mc.

### 4. Modulo elastico

Da notare il comportamento nel tempo del modulo di Young. Da un valore a 28 gg. di 200- 250.000 dN/cm<sup>2</sup> si arriva a valori di 270- 300.000 dN/cm<sup>2</sup> dopo 10 anni.

Si puo' pensare che tale variazione sia in accordo con il fatto che il GRC tende col tempo a diventare fragile. La ragione del fenomeno non essendo ancora sicura, si pensa che questo sia dovuto ad una intrusione fra le fibre di vetro, di

cristalli di  $\text{Ca(OH)}_2$  che aumentano coesione fra matrice ad alto modulo elastico e fibra di modulo tre volte inferiore, causando il calo di resistenza.

### 5. Maturazione e resistenza

Come ogni malta o calcestruzzo anche il GRC segue le norme ormai acquisite per avere il miglior risultato nello sviluppo della resistenza dell' impasto.

Curando che l' atmosfera in cui il GRC matura sia ad alta umidita' relativa cioe' intorno al 95-100 % con una temperatura di circa 20 C, si possono ottenere i risultati mostrati nei due diagrammi che indicano la variazione nei 28 giorni dei valori del limite di proporzionalita' e del limite di rottura. Fig. 3

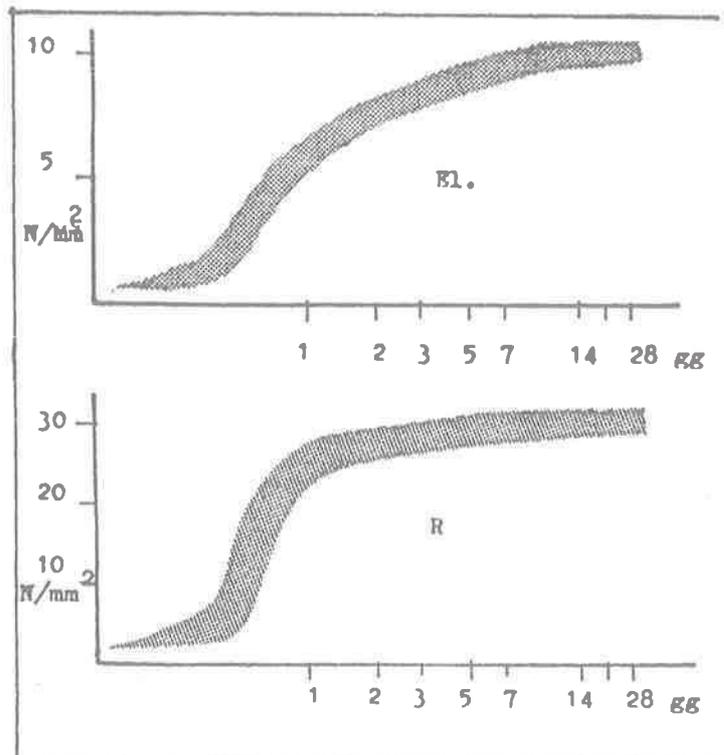


Figura 3

Risulta che trattamenti con alta temperatura ( $> 60\text{ C}$ ) nelle prime ore dopo il getto aumentano la velocita' di indurimento iniziale senza tuttavia aumentare i valori della resistenza a 28 giorni che anzi sembrerebbero diminuire leggeremente.

### 6. Metodi di produzione

Sono stati sviluppati vari metodi per la produzione di elementi in GRC, (5), per i quali si sono costruiti tipi

diversi di macchinari.

6.1 La parte preponderante della produzione e' oggi quella che si avvale del metodo spray, principalmente usato per la produzione di lastre. Consiste nello spruzzare su una superficie piana e in passate successive e parallele, due getti di cui uno e' costituito da malta di cemento, e l'altro da fibra tagliata in pezzi di lunghezza da 25 a 40 mm. Si formano cosi strati successivi in cui la fibra ha un orientamento bidirezionale su piani paralleli ed e' immersa nella malta formando un composito con resistenza flessionale bidirezionale.

Le macchine usate sono sviluppate su due linee : una costituita da una mescolatrice in cui vengono immesse acqua, sabbia e cemento a formare la malta che attraverso a una pompa a vite elicoidale, viene inviata alla testa spruzzante; l'altra in cui un fascio di fibre parallele continue provenienti da una bobina, viene tagliato in parti di lunghezza costante, soffiato attraverso un cannone in modo da penetrare nel cono di malta emesso dalla testa a cemento. I due dispositivi devono essere regolati in modo che la proporzione matrice-fibra sia quella adatta ad ottenere la resistenza voluta e la quantita' totale sia giusta per produrre strati di spessore adatto alla lavorazione.

6.2 Altro metodo e' quello in cui matrice e fibra vengono premiscelate e gettate poi in casseforme. E' quello piu' simile alla produzione di calcestruzzo ma anche quello che produce materiale in grado di sopportare scarse sollecitazioni meccaniche. Il composito che ne deriva contiene fibra in percentuale di circa il 5% in peso, orientata tridimensionalmente all'interno della massa.

Il GRC viene prodotto per mezzo di mescolatrici per malta cui viene aggiunta la fibra. Una volta ottenuta la dispersione di questa nella matrice, il composito viene versato in una pompa per malta e posto in opera a spruzzo.

Le proporzioni medie per questo tipo di GRC sono:

cemento	Kg	30
sabbia	Kg	10
acqua	Kg	10
fibra di vetro	Kg	2.5

E' necessario aggiungere a seconda delle applicazioni volute degli additivi plastificanti e aereanti.

Le proporzioni possono essere lievemente variate in conseguenza della consistenza e della resistenza volute. Come sempre e' norma basilare di limitare la quantita' d'acqua per evitare eccessi di ritiro e diminuzione di resistenza.

6.3 Interessante applicazione e' quella che potrebbe

definirsi "per avvolgimento", che mostra fra l' altro le molteplici possibilita' di produzione date dalla tecnologia del GRC. Fig. 4

Su una forma cilindrica ruotante viene avvolto un fascio di fili continui preventivamente passati in una boiaccia di cemento. Allo stesso tempo viene spruzzata sulla superficie boiaccia o malta mista a fibra tagliata. Rulli a contatto leggero sulla superficie del getto lo compattano eliminando anche parte dell' acqua della malta.

Il cilindro cosi' ottenuto puo essere usato come tubo una volta indurito, oppure tagliato ancora fresco nel senso della lunghezza per ottenere lastre o canali.

In questo caso essendo la fibra intera e orientata si ottiene una forte resistenza in rapporto al peso della fibra stessa.

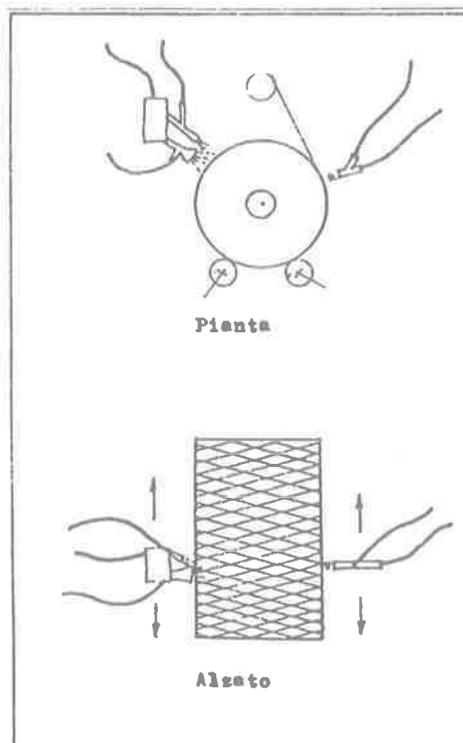


Figura 4

6.4 Per produrre canalette o altri pezzi curvi, possono essere impiegate casseforme oscillanti in cui un materassino di fibra posto nella cassaforma stessa viene impregnato di malta di cemento pompata dal basso. Fig. 5

La forma interna viene alzata e abbassata con oscillazione lenta in modo da permettere che il materassino si riempia sempre piu' di malta per ottenere il composito finale. Il pezzo viene poi sformato appena ha raggiunto la sufficiente rigidezza il che avviene in tempi brevi sia per l' impiego di cementi rapidi sia per la disidratazione che si puo' ottenere nella forma per l' azione di strizione data dal movimento alternativo.

Il metodo puo essere impiegato anche per produrre lastre.

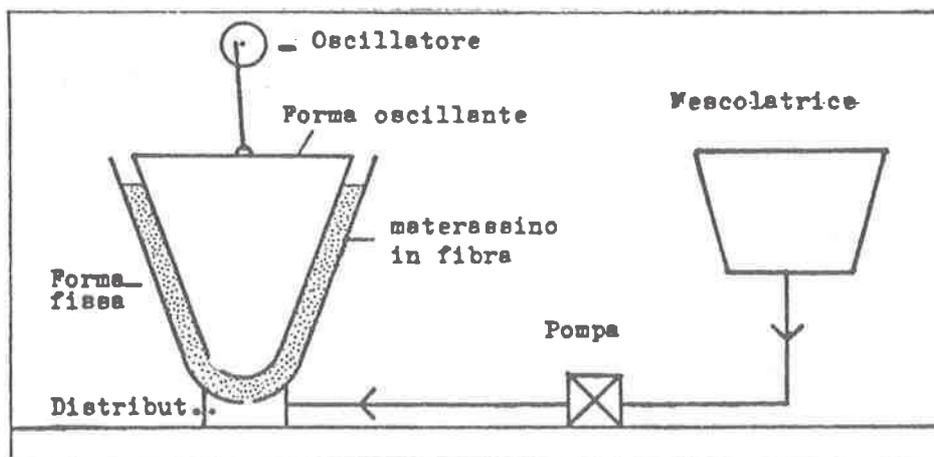


Figura 5

## 7. Impieghi tipici del GRC.

### 7.1 Rivestimenti

Le applicazioni principali del GRC sono soprattutto sviluppate nel campo dei pannelli da rivestimento. Il peso limitato, gli spessori ridotti ottenibili da una produzione in stabilimento, la possibilità di finiture raffinate, le proprietà isolanti, ne fanno un ottimo prodotto.

Esempi di tali applicazioni sono visibili in tutto il mondo, collaudati però da una durata non superiore ai quindici ventenni.

È giusto dire che in numerosi casi si sono avuti inconvenienti dovuti con probabilità anche alla mancanza di esperienza nei mezzi di fissaggio oltre che a movimenti di ritiro accentuato là dove si è impiegata pasta di cemento puro.

Gli inconvenienti si sono però ridotti nel tempo con l'acquisizione e di metodi più perfezionati sia per la confezione che per il fissaggio.

### 7.2 Casseforme fisse

Molte applicazioni sono state fatte in questo campo con successo. Parapetti e impalcati di ponti, in cemento pregiato riempiti poi con cemento armato ordinario, sono stati una applicazione positiva. Lo stesso dicasi per le superfici esterne di muri a retta dove il pannello in GRC costituisce la finitura e l'elemento di contenimento del c.a. retrostante.

### 7.3 Altre applicazioni

Tutta una serie di applicazioni consistenti nella produzione di manufatti leggeri e prefabbricati quali box, griglie parasole, canalette per irrigazione, fodere di vecchie strutture sia in elevazione sia sotterranee, quali condutture

di acque pure o di fogna, sono state prodotte con successo. Così pure elementi prefabbricati a comporre pareti esterne di edifici, quali cornici di finestre e porte, lasciate a superficie naturale o finite con vernici colorate e protettive.

## 8. Conclusioni

Il GRC nonostante l'avvio un po' faticoso, sostenuto soprattutto dalle Ditte produttrici di fibra, sembra aver superato la fase sperimentale e aver acquisito all'estero, un ruolo definito nelle costruzioni occupando un suo spazio nei rivestimenti di nuovi edifici, nella ricostituzione di parti in pietra o calcestruzzo danneggiate dal tempo e di produzione di prefabbricati per la condotta di acque di irrigazione di drenaggio e di fognatura. Quest'ultimo prodotto è senza dubbio il più interessante per la possibilità di sostituire materiali più pesanti e altri nocivi, finora in uso.

Resta ancora in piena sperimentazione la problematica della protezione della fibra dall'azione alcalina dei cementi. La ricerca si sviluppa su due linee: la produzione di fibra alcaliresistente per composizione chimica o per protezione superficiale e la composizione di cementi in cui la presenza di idrato di calcio sia ridotta al minimo.

Esiste anche un'altra soluzione che è quella di produrre fibre non necessariamente vetrose, che abbiano una naturale passività nei confronti dell'idrossido di calcio unita con una buona resistenza alla trazione. Su questa strada si sta ponendo l'Italia dove in verità il ritardo nelle applicazioni in GRC è notevole tanto che il prodotto è ancora quasi sconosciuto, con produzione di fibre del tipo di quelle acriliche, in via di sperimentazione.

Nel nostro paese è inoltre prodotto in forte percentuale sul totale, il cemento pozzolanico a resistenza elevata e breve periodo di indurimento, ove la presenza di idrossidi di calce è assai ridotta. Vi è perciò una situazione abbastanza favorevole per la produzione di GRC in particolare per piccoli prefabbricati per usi agricoli, irrigazione e drenaggio.

## Bibliografia essenziale

- (1) Crivelli Visconti - Materiali compositi, tecnologie e applicazioni - Tamburini - Milano 1975
- (2) Majumdar A.J. Rider J.R. - Glass fibre reinforcement of cement products - Glasstechnology - Giugno 1968
- (3) Majumdar A.J. - The properties of Cemfil 2 GRC - Darmstadt 1985
- (4) Proctor B.A. - Glassfibre reinforced cement. Principle and practice - Brighton 1977

(5) Graham True - GRC production and uses - Palladian P.  
1985

\* Vanni Giuntoli - Professore associato di Materiali e  
tecnica delle costruzioni rurali nella  
Facolta' di Agraria di Firenze.



SULLA CORROSIONE IN AMBIENTE MARINO E PROPRIETA' DEI CFRA:  
STATO DELL'ARTE

LAI Sergio

Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Università degli Studi di Cagliari



SULLA CORROSIONE IN AMBIENTE MARINO E PROPRIETA'  
DINAMICHE DEI CFRA: STATO DELL'ARTE

Sergio LAI

Dipartimento di Ingegneria  
Strutturale, Università degli  
Studi di CAGLIARI

SOMMARIO

Questa nota vuole essere uno stato dell'arte sulla durabilità del calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio (CFRA). Sono esaminate la corrosione in ambiente marino e le proprietà dinamiche (piastre sottoposte ad urto) dei CFRA.

SUMMARY

This paper is essentially a state-of-the-art on durability of steel fibre reinforced concrete (SFRC). The corrosion on marine environment and dynamic properties (behaviour of slabs under impact loads) of SFRC are emphasized.

1. INTRODUZIONE

La durabilità delle strutture è divenuta di primario interesse nell'ingegneria civile; essa dipende soprattutto dalle proprietà fisiche dei materiali utilizzati, dal tipo di carichi, dai fattori ambientali e dalla qualità della manutenzione. Il crescente costo causato dal restauro di varie strutture in ambiente aggressivo marino da un lato e di strutture soggette in particolare a carichi dinamici quali ad esempio fondazioni di macchine soggette ad urto, reattori nucleari, depositi di materiale esplosivo dall'altro, ha stimolato la ricerca intensiva in questi settori (I).

I risultati di molte sperimentazioni prolungate evidenziano le differenze riscontrate tra le proprietà del calcestruzzo fibrorinforzato e del calcestruzzo di controllo. L'aggiunta di fibre di acciaio alle matrici di malta e calcestruzzo modifica le proprietà del materiale come mostrato nella tabella 1.

I dati sulla resistenza a lungo termine sono particolarmente importanti sulla durabilità degli elementi strutturali; questo problema è stato studiato recentemente (II) ed i risultati delle prove sono riassunti nella figura 1. La figura mostra come i rapporti di resistenza tra il calcestruzzo fibroso con fibre di acciaio e la matrice aumentano fino alla maturazione di 14 giorni e poi si stabilizzano.

Per quanto riguarda la corrosione, si può rilevare che la ricchezza

di informazioni ora disponibili ha fornito agli ingegneri e agli studiosi una più chiara e più completa comprensione della sua natura elettrochimica.

E' possibile attualmente specificare con una certa sicurezza le caratteristiche che deve possedere il calcestruzzo per resistere con efficacia agli ambienti aggressivi; tra questi requisiti sono stati identificati come importanti un'elevato copriferro, un basso rapporto A/C e un'alto tenore di cemento.

Il calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio è un materiale relativamente nuovo; sono comunque tantissime le applicazioni e le realizzazioni in atto. Nonostante ciò, c'è una certa riluttanza a usare il calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio (CFRA) in ambiente marino sia costiero che in strutture offshore.

Di primo acchitto questa sfiducia sembra giustificata; infatti nel CFRA le fibre sono distribuite in maniera randomizzata e quindi alcune alla superficie del composito direttamente esposte all'ambiente esterno. Considerando un copriferro zero, dovremo pensare ad un rapido deterioramento; un'esame più accurato con monitoraggio sulla durabilità del CFRA, d'altro canto indica proprio il contrario.

1. Compressive strength	SFRC > C	12. Creep	SFRC > C
2. Tensile strength	SFRC > C	13. Shrinkage	SFRC < C
3. Flexural strength	SFRC > C	14. Thermal deformability	SFRC > C
4. Shear strength	SFRC > C	15. Thermal conductivity	SFRC > C
5. Torsion strength	SFRC > C	16. Water absorbability	SFRC > C
6. Fatigue strength in bending	SFRC > C	17. Erosion resistance	SFRC > C
7. Fatigue strength in compression	SFRC > C	18. High temperature resistance	SFRC > C
8. Impact resistance	SFRC > C	19. Abrasion resistance	SFRC > C
9. Modulus of elasticity	SFRC < C	20. Bond strength	SFRC > C
10. Crack stress in flexure	SFRC > C	21. Local pressure strength	SFRC > C
11. Freeze resistance	SFRC > C	22. Workability	SFRC < C

> or < increase or decrease respectively,  
 >> modest increase, >>> dramatic increase.

Tab. 1 - Confronto tra le prestazioni del CFRA (SFRC) e del cemento armato tradizionale (C); da (XXVI).

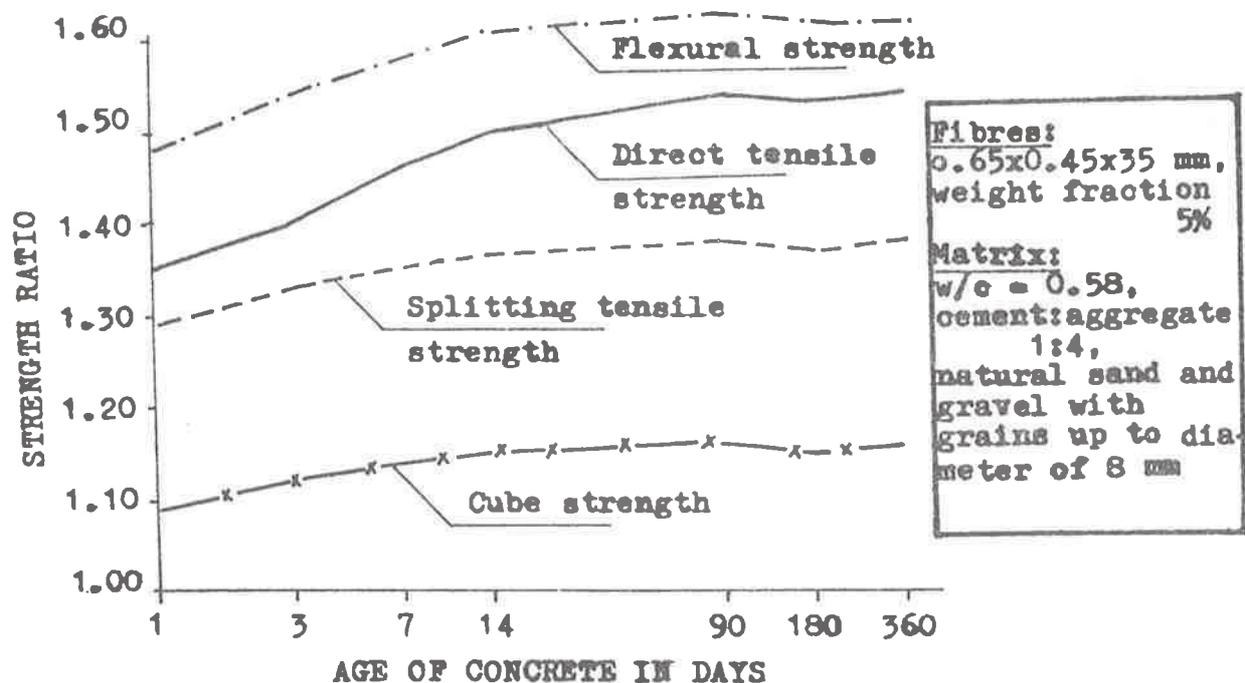


Fig. 1 - Legame rapporto tra le resistenze-tempo di maturazione per CFRA e la sua matrice (II).

Hannant e Edgington (III), per esempio hanno trovato che le fibre di acciaio nel cls non fessurato non sono deteriorate nelle zone superficiali, dopo un'esposizione di cinque anni in ambiente marino (costiero) in prossimità di scarichi fognari; Morse e Williamson (IV) non trovano tracce di corrosione su provini non intagliati o pre-intagliati con intaglio minore di 0,25 mm. Altri ricercatori hanno ulteriormente confermato che la corrosione delle fibre di acciaio su un calcestruzzo non intagliato non crea problemi dopo anche sette anni di esposizione ai sali antighiaccio oppure dopo dieci anni di esposizione all'aperto in ambiente industriale. Gurusamy e Mangat (V) hanno condotto un vasto programma di ricerca sperimentale sulla durabilità del CFRA, non trovando deterioramenti particolari sulle fibre delle zone superficiali dei provini e delle strutture, dopo un'esposizione per 4-5 anni in ambiente marino con marea e azione ondosa (spruzzo). Quanto sopra detto ci indica che il meccanismo di corrosione delle fibre di acciaio con distribuzione randomizzata è governato da fattori molto diversi rispetto a quelli che agiscono sulle armature convenzionali longitudinali e trasversali del cemento armato. Per quanto riguarda l'aspetto legato alle proprietà di resistenza ai carichi dinamici dei CFRA, c'è da rilevare che le nostre conoscenze sono finora incomplete a causa dei pochi studi sull'argomento, rispetto alle ricerche sulle proprietà statiche del materiale.

Alcuni aspetti concernenti le indagini dinamiche sui conglomerati fibrosi sono stati discussi in (VI, VII). V'è ricordato che questi materiali possono essere applicati sia su nuove costruzioni, sia nella manutenzione.

Ha una notevole rilevanza pratica l'uso dei CFRA in applicazioni "shotcrete" (VIII, IX, X); tuttavia il loro impiego richiede la soluzione di parecchi problemi quali il proporzionamento della miscela nella matrice, la scelta del tipo e del contenuto di fibre, le modalità del getto nelle nuove strutture e nella riparazione delle pre-esistenti soprattutto nei riguardi del tipo e della dimensione di lesioni, rotture localizzate, ecc.

Infine l'uso dei fibrorinforzati in genere è legato anche ad aspetti economici in quanto hanno un costo maggiore rispetto al conglomerato tradizionale.

## 2. MECCANISMO DELLA CORROSIONE

### 2.1 INIZIO, PROPAGAZIONE E SOGLIA DELLA CORROSIONE

Il rinforzo d'acciaio, nel c.a., è solitamente protetto dall'ambiente alcalino del calcestruzzo ed è elettrochimicamente passivo; questa passività può venire meno per due ragioni principali:

- 1) il biossido di carbonio dell'atmosfera può reagire con l'idrossido di calcio del cemento riducendone l'alcalinità;
- 2) i cloruri presenti negli ambienti costieri e marini o nei sali antighiaccio possono diffondersi nel calcestruzzo, innescando la corrosione.

Nel cls marino, a causa dell'elevato tenore di cemento e con l'esposizione all'umidità, la velocità di carbonatazione è generalmente molto lenta e non dovrebbe dare particolari problemi.

Il tempo d'inizio  $t_i$ , che rappresenta il periodo durante il quale si hanno perdite di passività è quindi solitamente considerato dipendere solo dalla velocità di penetrazione dei cloruri nel cls. Dopo l'inizio, la velocità di corrosione è determinata dalla reperibilità di ossigeno, che alimenta la reazione catodica e dalla resistività del cls che è il mezzo attraverso il quale scorre il cosiddetto flusso di corrosione. Quest'ultimo stadio del processo è la fase di propagazione chiamata  $t_p$  che dipenderà dalla velocità di corrosione e dalla quantità dei prodotti di corrosione necessari per rompere il copriferro.

La figura 2 illustra le due parti del processo di corrosione delle armature del c.a. tradizionale (XI, XII).

La forza di sfaldamento che può essere sopportata dal cls circostante dipenderà dalla sua resistività e dallo spessore del copriferro; con copriferro elevato o con barre di diametro piccolo la corrosione può avvenire anche senza sfaldamento. Nel caso dei CFRA i diametri commerciali delle fibre comunemente usate sono molto piccoli (minori di 0,8 mm) ed inoltre le fibre conferiscono un buon controllo delle incrinature nella matrice; la scheggiatura o lo sfaldamento del cls dovuto alla corrosione delle fibre è perciò difficilmente verificabile.

Comunque, una volta che si innesca la corrosione di una fibra, la sua distruzione sarà rapida a causa del diametro ridotto; nè consegu<sub>e</sub> perciò che, negli scopi pratici, lo stadio di propagazione sarà irrilevante.

A questo punto il problema più importante nello studio sulla corrosione dei CFRA è l'identificazione di quando ed a quali condizioni l'inizio è possibile. Poichè le fibre sono randomizzate nella matrice, l'inizio della corrosione sarà progressivamente meno probabile che dipenda dall'orientamento delle fibre rispetto al fronte del cloruro, come mostrato nella figura 3.

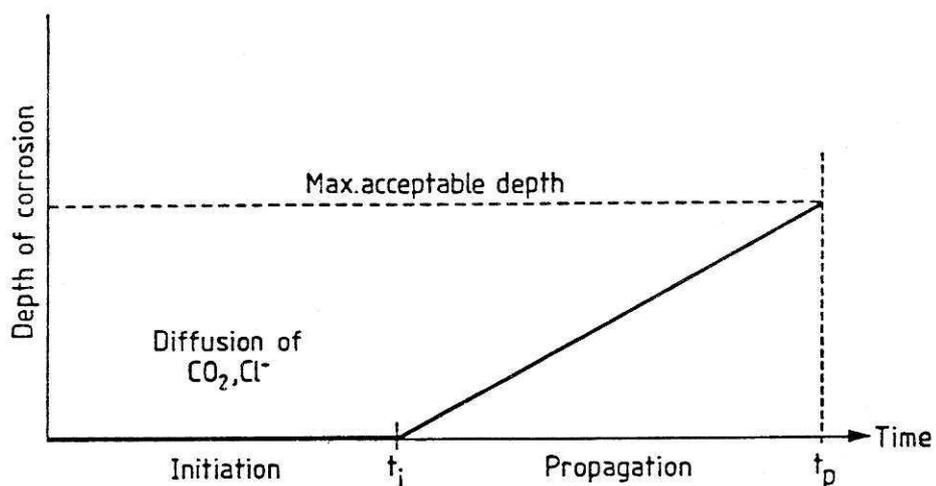


Fig. 2 - Schema del processo di corrosione per le armature nel C.a. tradizionale (XI, XII).

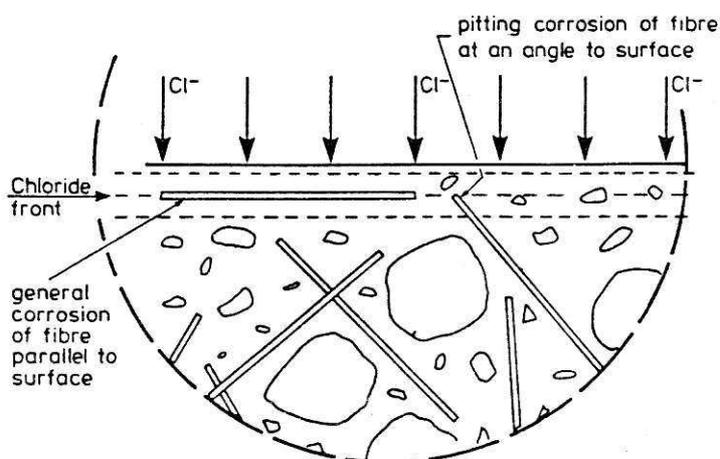


Fig. 3 - Schema di depassivazione delle fibre nel CFRA sottoposte ad un fronte di ioni cloro (XXXII).

La depassivazione dell'acciaio dovuta alla contaminazione da cloruri nel cls ha luogo anche sotto le condizioni di elevato pH della soluzione dei pori nel cls. C'è una soglia di concentrazione dell'attività dello ione cloruro verso l'attività dello ione idrossile, che deve essere superata prima che la corrosione dell'acciaio inizi. La corrosione risultante è solitamente dovuta ad un attacco intenso localizzato che prende il nome di "puntinatura"; non appena la puntinatura inizia si forma una cellula di corrosione con una zona adiacente di acciaio passivo agente come il catodo dove è ridotto l'ossigeno.

La dissoluzione anodica dell'acciaio avviene solo in un piccolo anodo centrale (XIII); ora, mentre è generalmente accettato che il rischio di puntinatura aumenta con il rapporto  $|Cl^-|/|OH^-|$ , non c'è accordo sul suo valore soglia. La mancanza di unanimità tra i vari studiosi della corrosione non deve sorprendere dato che, per ogni specifico cls, la concentrazione soglia di cloruro dipende da molteplici fattori. Tra questi il dosaggio di cemento, il pH, il contenuto degli ioni cloruro presenti nella soluzione porosa del cls, il contenuto di umidità e la conseguente resistività ed infine la presenza di ossigeno.

## 2.2 CORROSIONE DELLE FIBRE DI ACCIAIO

Si è già accennato che le dimensioni delle fibre di acciaio sono molto piccole con diametro variabile da 0,25 a 0,80 mm e lunghezze comprese tra 20 e 60 mm. Queste notevoli differenze fisiche possono avere un peso importante sul comportamento verso la corrosione delle fibre di acciaio che posseggono un'elevata area superficiale rispetto al volume; la maggiore area di contatto con la matrice alcalina del cemento aggiunge probabilmente protezione contro la corrosione.

Ciò può essere particolarmente rilevante alla luce dell'esperienza di Page e all. (XIV, XV) sull'importanza dello strato ricco di calce a contatto con l'acciaio, nella modifica delle caratteristiche dell'elettrodo di metallo. Infatti, da un lato il "serbatoio" di ioni idrossile in prossimità dell'acciaio porterà il pH a valori elevati intorno alle zone anodiche mentre, d'altro canto, la mobilità degli ioni cloruro in vicinanza delle cavità anodiche sarà probabilmente ridotta. Conseguentemente la lenta diffusività degli ioni cloruro e gli alti livelli di idrossile nelle cavità ri-passiverà l'acciaio; le fibre, di piccolo diametro, sono effettivamente più protette da questo strato ricco di calce.

La corrosione indotta dal cloruro è caratterizzata dall'azione galvanica tra una "cavità" confinata, dove l'acciaio è de-passivato, e l'area adiacente di acciaio passivo che funge da catodo.

La corrosione galvanica dipende dal rapporto tra l'area catodica e quella anodica (XVI); l'area catodica massima riscontrabile nelle fibre di acciaio è limitata e quindi, sembra probabile che anche se la corrosione è innescata, la sua velocità sarà tanto piccola da essere trascurabile. In ogni caso, dato il diametro picco

lissimo della fibra rispetto alle barre tradizionali, basterà un piccolo grado di corrosione per mettere fuori servizio la fibra stessa.

### 3. MONITORAGGIO DELLA CORROSIONE

Il deterioramento del calcestruzzo dipende soprattutto dalla velocità con cui gli elementi aggressivi vi penetrano. Si presume che l'acqua usata nell'impasto del calcestruzzo sia esente da cloruri; è perciò essenziale monitorare il regime di invecchiamento esterno ed interno del conglomerato per controllare se vi siano delle modifiche dovute ad agenti aggressivi ambientali.

Il monitoraggio può essere realizzato analizzando periodicamente nel copriferro del conglomerato i livelli di cloruri, il pH, la resistività e la diffusione dell'ossigeno; i livelli di cloruro possono essere misurati con delle perforazioni crescenti (trivellazioni) e successiva analisi chimica della polvere mediante estrazione acida e titolazione.

Il cloruro acido solubile spesso si misura in per cento del peso di cemento o di calcestruzzo, per cui può essere tracciato il diagramma dei cosiddetti "profili del cloruro" rispetto alla profondità; la misura può essere effettuata mediante un "Pore Squeezing" descritto ad esempio in (XVII, XVIII).

Le analisi chimiche dell'acqua dei pori, fornendo le concentrazioni di  $\text{Cl}^-$  e  $\text{OH}^-$ , danno valide informazioni non solo sulla penetrazione del fronte del  $\text{Cl}^-$  libero ma anche sulla eventuale carbonatazione parziale (occorre ricordare che il test con la fenolftaleina per la carbonatazione indica solo il calcestruzzo completamente carbonatato con pH minore di 9).

E' ora ben noto che il  $\text{Cl}^-$  penetrerà velocemente anche nel calcestruzzo compatto con basso rapporto A/C; la figura 4 conferma questa tesi.

Il confronto tra le curve di diffusione ottenute da Wiebenga su un cls di 26 anni e quella di Stillwell su un cls di 2,5 anni, suggerisce che la maggior parte della penetrazione del cloruro avviene nei primi anni di esposizione all'ambiente marino.

Una volta che la pellicola passivante è distrutta la resistività elettrica del calcestruzzo e la presenza di ossigeno sull'interfaccia matrice-acciaio, saranno i principali fattori che governano la corrosione dell'armatura.

Nell'ambiente marino il grado di saturazione delle strutture di conglomerato sarà, in generale, alto con conseguente bassa resistività e favorevoli condizioni per la corrosione influenzata sempre dalla reperibilità di ossigeno.

Mentre è relativamente facile monitorare la penetrazione di cloruro nel calcestruzzo, è più difficile misurare la presenza di ossigeno in prossimità dell'acciaio. Poiché l'ossigeno è necessario alla reazione catodica nella corrosione elettrochimica si può intervenire riducendone la presenza; ad esempio c'è scarso rischio di

corrosione da cloruri per il conglomerato completamente immerso nell'acqua di mare a causa del basso livello di ossigeno, circa 10 ppm rispetto a 210 ppm dell'atmosfera.

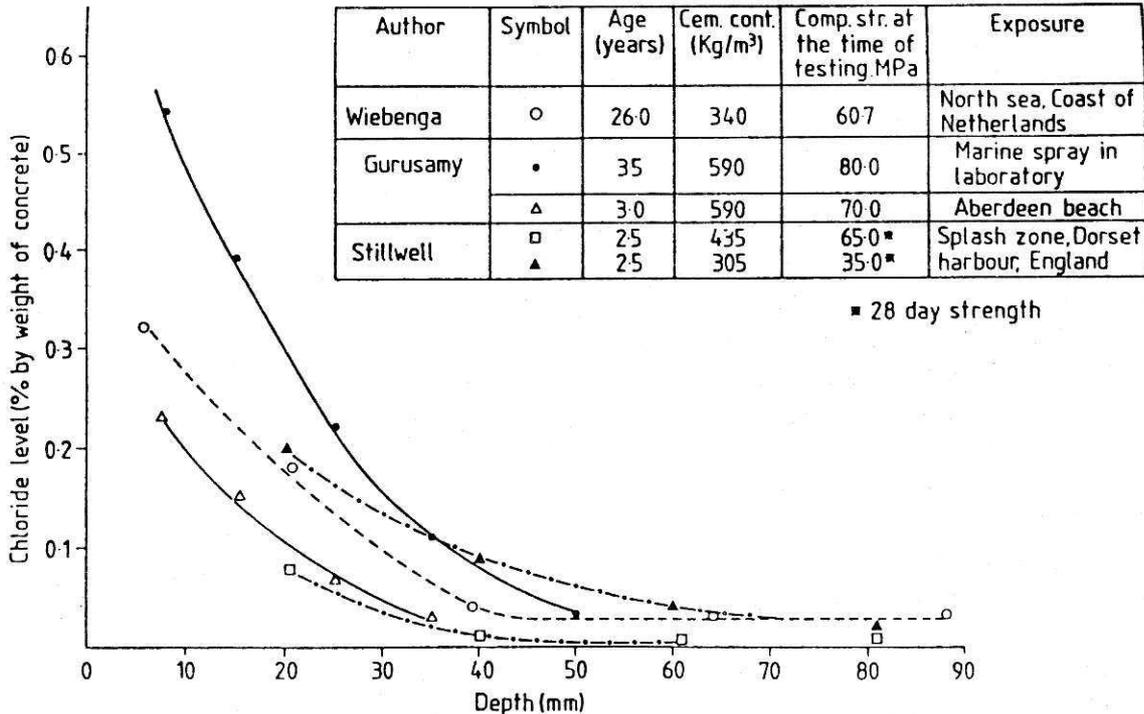


Fig. 4 - Tipiche curve di diffusione di cloruri (XXXII, XXXIII).

Nel caso del CFRA, le fibre possono essere ubicate anche in prossimità della superficie esterna; è stato dimostrato che la diffusione dell'ossigeno sulla superficie dell'armatura di rinforzo con un copriferro di 10 mm, ha un'ampiezza maggiore rispetto ad un copriferro di 40 mm (XI).

Le misure del potenziale elettrochimico si sono rivelate un valido test non distruttivo al fine del posizionamento dell'armatura all'interno del conglomerato. In (V) è stata utilizzata questa tecnica con una modifica, come illustrato in figura 5.

C'è da osservare che esistono alcune evidenti limitazioni; infatti la misura del potenziale può essere eseguita sulle fibre di acciaio posizionate in corrispondenza della zona di frattura in provini prismatici portati a rottura per flessione.

Il valore potenziale dell'elettrodo indica perciò lo stato dell'acciaio dopo la rottura delle fibre e non lo stato delle fibre indisturbate nella matrice.

C'è quindi un'oggettiva difficoltà nell'identificazione di potenziali elettrici che siano la rappresentazione di condizioni attive e passive, come accade per l'acciaio nel cemento armato convenzionale.

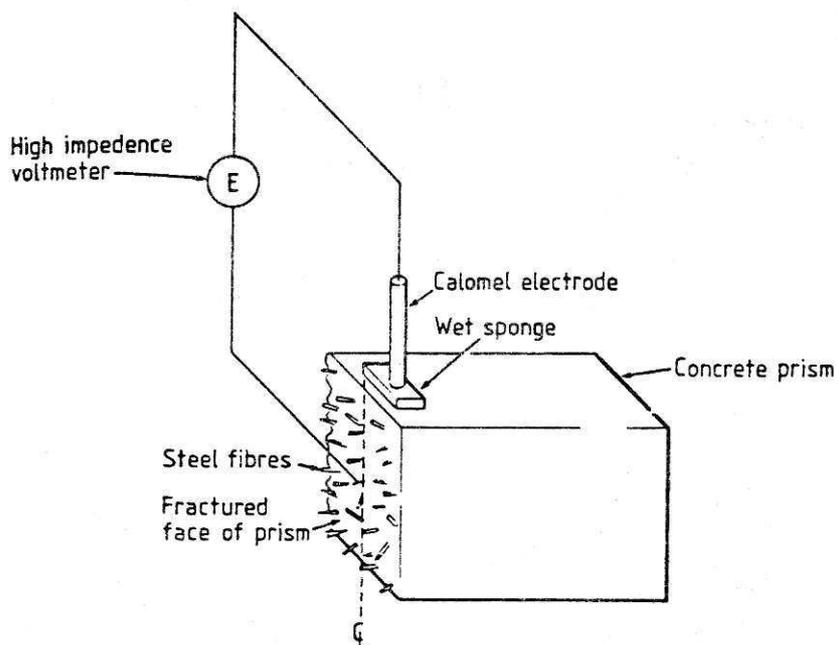


Fig. 5 - Misura del potenziale elettrochimico delle fibre d'acciaio (V).

#### 4. COMPORTAMENTO DEGLI ELEMENTI DI CFRA SOTTO CARICHI D'URTO

La durabilità degli elementi strutturali soggetti a carichi dinamici, specialmente agli urti, è di grande importanza per la sicurezza delle costruzioni.

Il comportamento di componenti fibrosi soggetti a tali sollecitazioni è stato studiato da molti autori (XIX, XX, XXI), ma le attuali conoscenze sono ancora incomplete.

Nella figura 6 sono riportati dei dati sperimentali sulla resistenza all'urto dei CFRA; le prove sono state eseguite negli Stati Uniti e in Canada secondo le norme ACI (VIII, IX).

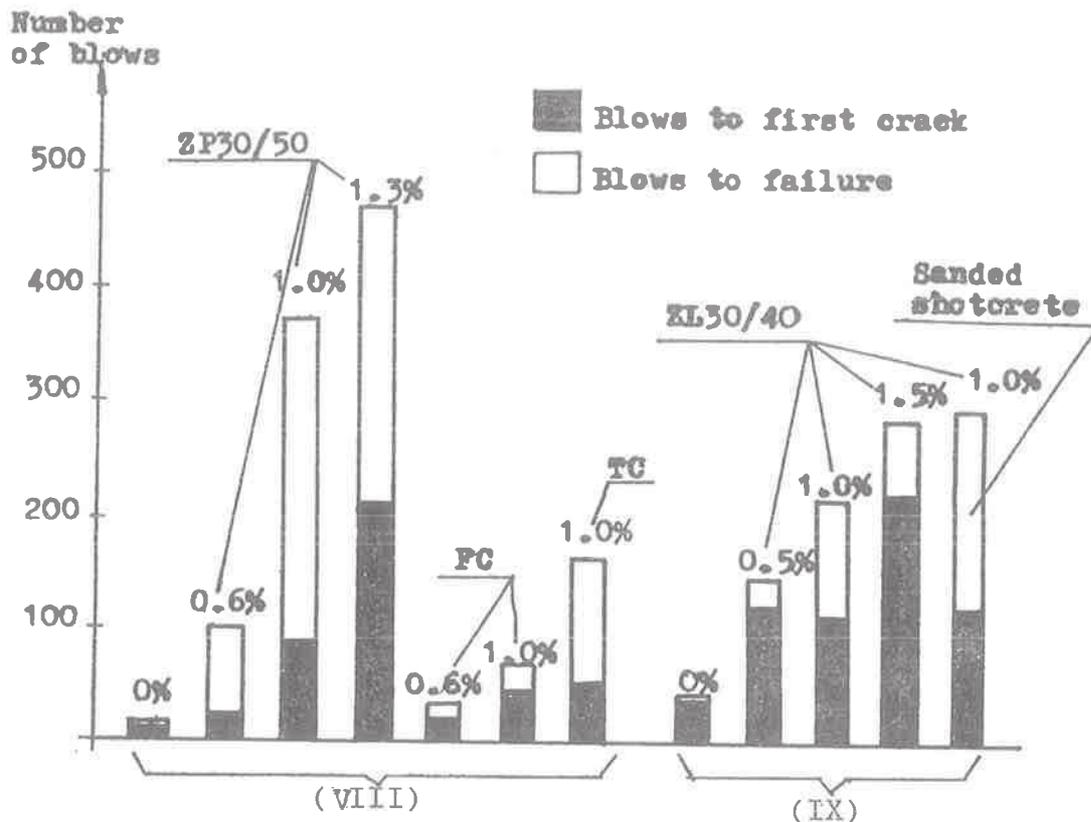
L'aggiunta di fibre in generale, e d'acciaio in particolare, conferisce alla matrice del conglomerato un migliore comportamento alle azioni dinamiche con un miglioramento della duttilità, della capacità di assorbire energia e della resistenza all'urto.

Uno degli aspetti più importanti che riguarda la durabilità delle strutture sottoposte ad urto è quello della loro perforazione.

Gli studi finora svolti sul calcestruzzo ed in particolare sulle piastre in cemento armato, mal si accordano con le sperimentazioni condotte su piastre di CFRA a causa delle differenti proprietà dei due materiali (XXII, XXIII, XXIV, XXV).

Sono state studiate da molti autori le modalità di rottura delle piastre in cls fibrorinforzato con fibre di acciaio sottoposte ad urto in funzione dello spessore delle piastre stesse.

Ad esempio in (VI) sono riportati in dettaglio i risultati delle prove sperimentali con lo sviluppo di analisi teoriche.

**Fibres:**

ZP30/50 - Dramix, Bekaert,  $\phi 0.50 \times 30$  mm, hooked ends;

ZL30/40 - Dramix, Bekaert,  $\phi 0.40 \times 30$  mm, hooked ends;

TC - Tire cord, Bekaert, cut steel wire-brass plated,  $\phi 0.25 \times 18$  mm;

FC - USS Fibercon,  $0.25 \times 0.56 \times 25.4$  mm,

Volume content of fibres  $/V_f/$  - in percentage

**Matrices:**

Concrete matrix  $/V_f=0%/$  - grains up to diameter of 9.5 mm;

Sanded shotcrete matrix - grains up to diameter of 2 mm.

Fig. 6 - Resistenza all'urto di CFRA con vari tipi di fibre di acciaio (VIII, IX).

Per la determinazione dello spessore o altezza di perforazione  $h_p$  si può utilizzare la seguente espressione:

$$h_p^{(CFRA)} = \frac{U}{D \left| \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \lambda \cdot f_{f1} \cdot u_0 + \eta \cdot V_f \cdot 1 \cdot (K_1 \cdot \frac{1}{d} \cdot \tau_f + K_2 \cdot f_y) \right|} \quad (1)$$

dove  $U=0,5mv^2$  è l'energia cinetica del proiettile con massa  $m$  e velocità d'impatto  $v$ , mentre i parametri adimensionali sono:

$$K_1 = 1 + (2/\pi) \cdot p;$$

$$K_2 = 1/4 \cdot (\pi + p);$$

$$p = (S_r/1) \cdot D$$

Gli altri parametri sono:

$\lambda$  = fattore di velocità di deformazione (XXVI);

D = diametro del proiettile;

$f_{fl}$  = resistenza a flessione della matrice del conglomerato;

$u_0$  = profondità del cratere formato nella zona d'urto;

$V_f$  = volume di fibre;

$l, d$  = lunghezza e diametro delle fibre;

$n$  = coefficiente di efficacia pari a 0,637 per distribuzione randomizzata delle fibre (XXVII);

$\tau_f$  = resistenza allo sfilamento delle fibre;

$f_y$  = tensione di snervamento delle fibre di acciaio;

$S_r$  = superficie di rottura.

Per il calcolo della profondità di perforazione delle piastre in cemento armato tradizionale (CR) si può impiegare la formula del CEA-EDF (1) da (XXVI).

L'espressione è la seguente:

$$h_p^{(CR)} = 0,765 \cdot (f'_c)^{-0,375} \cdot (W/D)^{0,5} \cdot V^{0,750} \quad (2)$$

dove:

$f'_c$  = resistenza a compressione in psi;

W = massa del proiettile in lb;

D = diametro del proiettile;

V = velocità di impatto in fps.

Secondo le formule (1) e (2), lo spessore o l'altezza di perforazione della piastra è definito come lo spessore massimo di un componente che un proiettile può perforare completamente con una data velocità.

In (XXVIII) sono stati riportati i risultati di una sperimentazione condotta su piastre in CFRA sottoposte a urto mediante proiettile. I dati sperimentali sono stati confrontati con i valori teorici calcolati secondo la (1) e la (2).

La figura 7 riporta le curve risultanti; si può notare un buon accordo tra i dati sperimentali e le previsioni secondo l'espressione (1); inoltre le piastre di cemento armato tradizionale (RC) mostrano una profondità di penetrazione maggiore rispetto alle piastre di calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio.

(1) CEA-EDF (Commissariat à l'Energie Atomique-Electricité de France).

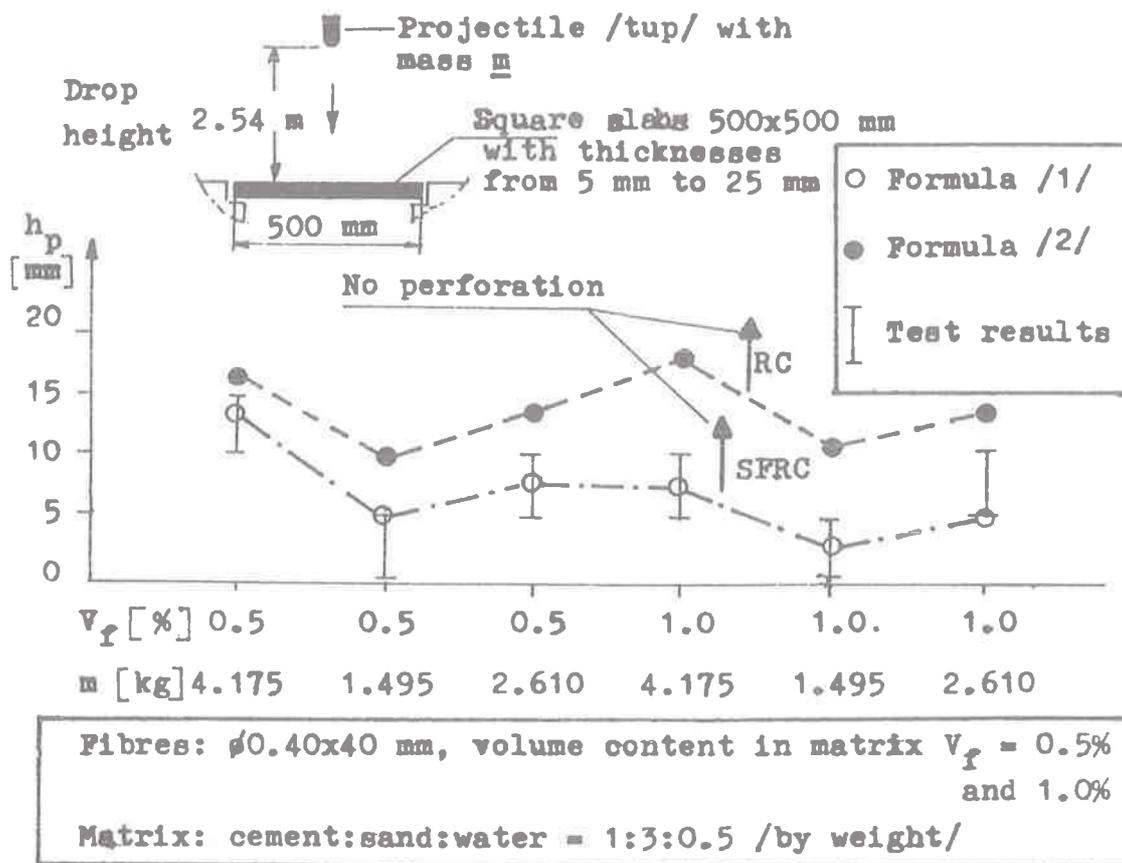


Fig. 7 - Confronto tra i valori teorici e sperimentali della profondità di perforazione di piastre in c.a. e in CFRA.

## 5. CONCLUSIONI

I problemi relativi all'influenza dell'applicazione del CFRA sulla durabilità delle strutture rivestono una grande importanza e sono molto vasti. Gli studi svolti finora sono stati ostacoliti da molte limitazioni. Per esempio nella letteratura esistente non è spesso possibile identificare le condizioni ambientali a cui sono stati sottoposti i provini; questa è certamente una grave omissione in quanto alcune conclusioni sulla durabilità a lungo termine non possono essere riferite ad uno specifico meccanismo di corrosione, quindi dei risultati riferiti, ad esempio, a costruzioni in Gran Bretagna possono essere irrilevanti per strutture ubicate in medio o estremo oriente.

E' dunque fondamentale un rigoroso monitoraggio dell'esposizione ambientale. D'altro canto la ricchezza di informazioni oggi disponibili ha fornito una migliore comprensione sulla natura elettrochimica della corrosione.

Per quanto riguarda le caratteristiche dinamiche, si è notato che l'aggiunta di fibre di acciaio alla matrice del conglomerato migliora alcune prestazioni in particolare la capacità di assorbire energia e la resistenza all'urto.

Gli esperimenti di diversi autori e le analisi teoriche riguardanti il comportamento delle piastre di CFRA sottoposte ad urto hanno indicato che la profondità di perforazione può essere minore rispetto a quella che si ottiene dal cemento armato; ciò comunque dovrebbe essere confermato da ulteriori indagini. Infine, non si ha ancora una piena conoscenza dell'influenza della geometria dei componenti, delle proprietà dei materiali e delle condizioni di impatto, sulla risposta degli elementi di CFRA sottoposti ad urto; è necessario sviluppare quindi le ricerche in tal senso.

#### BIBLIOGRAFIA

- I) RILEM Symposium on "Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete", Ed. R.N. Swamy et Al., Technical Committee 49-TFR, Sheffield, 1986.
- II) KOMLOS, K., "Long term SFRC strength", RILEM Symposium on 'Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete', Ed. R.N. Swamy et Al., Vol. 1, Sheffield, 1986, pp.295-98.
- III) HANNANT, D.J., EDINGTON, J., "Durability of Steel Fibre Reinforced Concrete", RILEM Symposium on 'Fibre Reinforced Cement and Concrete', September 1975, Construction Press, Lancaster, Vol. 1, pp.159-169.
- IV) MORSE, D.C., WILLIAMSON, G.R., "Corrosion Behaviour of Steel Fibrous Concrete", National Technical Information Service, Springfield, VA 22151, May 1977, p. 36.
- V) GURUSAMY, K., MANGAT, P.S., "Corrosion of Steel Fibrous Concrete", proc. of 4th International Conference on Durability of Building Materials & Component, Singapore, Nov. 1987, pp. 257-264.
- VI) GLINICKI, A.M., RADOMSKI, W., "Fracture of steel fibre reinforced concrete slabs produced by impact loads", Dev. in Reinforced Cement and Concrete, RILEM Symposium, Ed. R.N. Swamy et Al., Vol. 2, Sheffield, 1986, pp. 55-60.
- VII) RADOMSKI, W., "Application of the rotating impact machine for testing fibre-reinforced concrete", The Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 3, No. 1, February, 1981, pp.3-12.
- VIII) RAMAKRISHNAN, V. et Al., "A comparative evaluation of fibre shotcretes", Civil Engineering Department, South Dakota School of Mines and Technology, Report-CBS 7902 prepared for Bekaert Steel Wire Corporation, August 1979, 36 pp.
- IX) Report on Dramix steel fibre shotcrete: a laboratory Study, Prepared for Target Concrete Products Ltd. by Hardy Ass. Ltd., Vancouver, March 1979, 14 pp.
- X) VANDERWALLE, M., "Steel fibre reinforced shotcrete, Rilem Symposium on 'Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete', Sheffield 1986, Vol. 1, pp.285-294.
- XI) TUUTI, K., "Corrosion Steel in Concrete", Swedish Cement

- and Concrete, Stockholm, 1982, pp.468-469.
- XII) BROWNE, R.D., "Testing and Testing Design for Durability of Concrete Structures", RILEM Symposium, Quality Control of Concrete Structures, Stockholm, June 1979, Proc.Vol. 1 pp. 231-242.
- XIII) ARUP, H., "The Mechanism of the Protection of Steel by Concrete", Proc., Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, June 1983, London, Ellis Horwood Limited, Chichester, pp. 151-157.
- XIV) PAGE, C.L., TREADAWAY, K.W.J., "Aspects of the Electrochemistry of Steel in Concrete", Nature, Vol. 297, 13th May 1982, pp. 109-114.
- XV) PAGE, C.L., HAVDAHL, J., "Electrochemical Monitoring of Corrosion of Steel in Microsilica Cement Pastes", Materials & Structures, Jan-Feb. 1985, Vol. 18, No. 103, pp. 41-47.
- XVI) OKADA, K. et Al., "Chloride Corrosion of Reinforcing Steel in Cracked Concrete", Proc. of 'The International Symposium on Offshore Structures, Rio de Janeiro, Oct. 1979, Pentech Press, London, pp. 1.61-1.78.
- XVII) BARNEYBACK, JR.R.S., DIAMOND, S., "Expression and Analysis of Pore Fluids from Hardened Cement Pastes and Mortar", Cement and Concrete Research, Vol. 11, 1981, pp. 279-285.
- XVIII) MANGAT, P.S., GURUSAMY, K., "Is Steel Fibre Reinforced Concrete Durable?", 11th Conf. on OWICS, Vol. 5, Aug. 1986, Singapore, pp. 157-169.
- XIX) BAILEY, J.H., et Al., "Impact Testing of Fibre-reinforced Concrete Stair Treads", Mag. of Concrete Research, Vol. 27 No. 92, Sept. 1975, pp. 167-170.
- XX) HULSEWIG, M., STILP, A., "Behaviour of fibre reinforced concrete slabs under impact loading", Proc. of RILEM/CEB IABSE/IASS-Interassociation Symposium Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading", Berlin West, 1982, pp. 322-328.
- XXI) MAYERHOFER, C., THOR, H.J., "Dynamic response of fibre and steel reinforced concrete plates under simulated blast-load", Proc. of RILEM/CEB/IABSE/IASS-Interassociation Symposium Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, Berlin WEST, 1982, pp. 279-288.
- XXII) KENNEDY, R.P., "A review of procedures for analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects", Nuclear Engineering and Design, Vol. 37, No. 2, May 1976, pp.183-203.
- XXIII) BERRIAUD, C. et Al., "Comportement local des enceintes en beton sous l'impact d'un projectile rigide", Nuclear Engineering and Design, Vol. 45, 1978, pp. 457-469.
- XXIV) SLITER, G.E., "Assesment of empirical concrete impact formulas", Journ. of Structural Division, Proc. of ASCE, Vol. 107, 1981, No. ST2, pp.1023-1045.

- XXV) BRANDES, K., "Behaviour of critical regions under soft missile impact and impulsive loading", Proc. of RILEM/CEB/IABSE/IASS-Interassociation Symposium Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, Berlin West, 1982, pp. 91-111.
- XXVI) RADOMSKI, W., "Influence of Applications of Fibre Reinforced Concrete on Durability of Constructions", Proc. of 4th Int. Conference on Durability of Building Materials & Component, Singapore, 1987, pp. 273-280.
- XXVII) FIGG, J.W., MARSDEN, A.F., "Development of inspection techniques for reinforced concrete: A state of survey of electrical potential and resistivity measurements for use above water level", Concrete in the Oceans, Technical report No. 10, 1985, HMSO, 67 pp.
- XXVIII) WIEBENGA, J.G., "Durability of Concrete Structures Along the North Sea Coast of the Netherlands", ACI Publication, SP-65, 1980, pp. 437-452.
- XXIX) HUGHES, G., "Hard missile impact on reinforced concrete", Nuclear Engineering and Design, Vol. 77, 1984, pp. 23-35.
- XXX) Measurement of properties of fibre-reinforced concrete, Subcommittee Report, ACI Committee 544 Fibre-Reinforced Concrete, Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, RILEM Symposium 1978, Ed. R.N. Swamy, The Construction Press, pp. 9-21.
- XXXI) JAMROZY, Z., SWAMY, R.N., "Use of steel fibre reinforcement for impact resistance and machinery foundations", International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 1, No. 2, July 1979, pp. 65-75.
- XXXII) MANGAT, P.S., GURUSAMY, K., "Steel Fibre Reinforced Concrete for Marine Applications", Proc. 4th International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Delft, July 1985, pp. 867-879.
- XXXIII) STILLWELL, J.A., "Exposure Tests on Concrete for Offshore Structures", Technical Report No. 8, Concrete in the Oceans Programme, 1983, p. 59.



TENACITA' DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO  
CON FIBRE METALLICHE

VANDEWALLE Marc

Leon BEKAERT S.p.A.  
Milano



## TENACITA' DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO CON FIBRE METALLICHE

Marc VANDEWALLE

Leon BEKAERT S.p.A.  
Milano

La caratteristica più importante del calcestruzzo fibrorinforzato non è l'incremento della resistenza alla trazione o alla flessione-trazione, che in effetti si verifica, ma la duttilità; cioè la possibilità di assorbire carichi dopo che si è formata una microfessura.

Questo comportamento determina tutta una serie di applicazioni come i tubi, i rivestimenti in galleria (conci o calcestruzzo spruzzato), pavimentazioni stradali e aeroportuali dove necessita impiegare un materiale molto duttile non certo un calcestruzzo fragile.

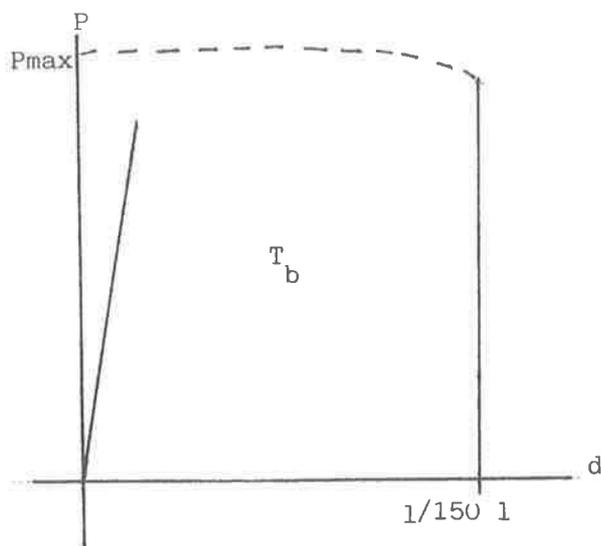
Le fibre d'acciaio trasformano il calcestruzzo da un materiale fragile ad un materiale duttile. Per questo motivo è necessario poter misurare questa caratteristica del calcestruzzo fibrorinforzato per poterne utilizzare i valori nel dimensionamento delle strutture e degli elementi.

Esistono nel mondo due tipi di definizioni di duttilità: una negli USA (norma ASTM, indice di tenacità) ed un'altra in Giappone (JCI, resistenza equivalente a flessione e compressione).

La definizione più pratica è quella giapponese, che misura l'area inferiore ( $T_b$ ) nel diagramma di carico-deformazione di una prova a flessione-trazione fino ad una deformazione determinata ( $d_b = 1/150 l = 3\text{mm}$ ).

Ottenuto questo valore si calcola la resistenza media ( $F_e$ ) che ha il calcestruzzo fibroso durante tutta la deformazione.

Con questo metodo di calcolo si ha una migliore idea della capacità portante del calcestruzzo fibroso.



$$F_u = \frac{P_{max} \cdot l}{b \cdot h^2}$$

$$F_e = \frac{T_b \cdot l}{d_b \cdot b \cdot h^2}$$

E' così possibile ottenere valori che:

- 1) si possono utilizzare per eseguire dei calcoli ai quali poi applicare dei coefficienti di sicurezza
- 2) servono a comparare i diversi tipi di fibre presenti sul mercato.

Per fare ciò occorre osservare :

- la forma geometrica della fibra (sagoma)
- la qualità di acciaio impiegato
- il sistema di produzione delle fibre.

Per esempio una fibra di filo d'acciaio trafilato che ha una resistenza a trazione di 1200 N/mm<sup>2</sup>, valore abbastanza elevato, impiegata per la realizzazione di un calcestruzzo fibroso tenderà, dopo la fessurazione, a non rompersi ma a sfilarsi dalla matrice cementizia.

Di conseguenza, migliore è l'ancoraggio della fibra (sagoma) maggiore sarà l'energia necessaria al suo sfilamento e quindi si otterrà un indice di tenacità più elevato.

E' possibile ottenere tutto ciò utilizzando fibre uncinata DRAMIX che possono essere impiegate anche con un rapporto  $L/D = 100$  ottenendo una resistenza equivalente a flessotrazione ( $F_e$ ) uguale al 95% della resistenza massima ( $F_u$ ).

Sono convinto che una definizione corretta della duttilità nelle norme è una delle esigenze più importanti per il futuro immediato, perché permetterà di comparare le diverse fibre, utilizzando di conseguenza quelle più rispondenti per calcolare un corretto calcestruzzo fibroso.